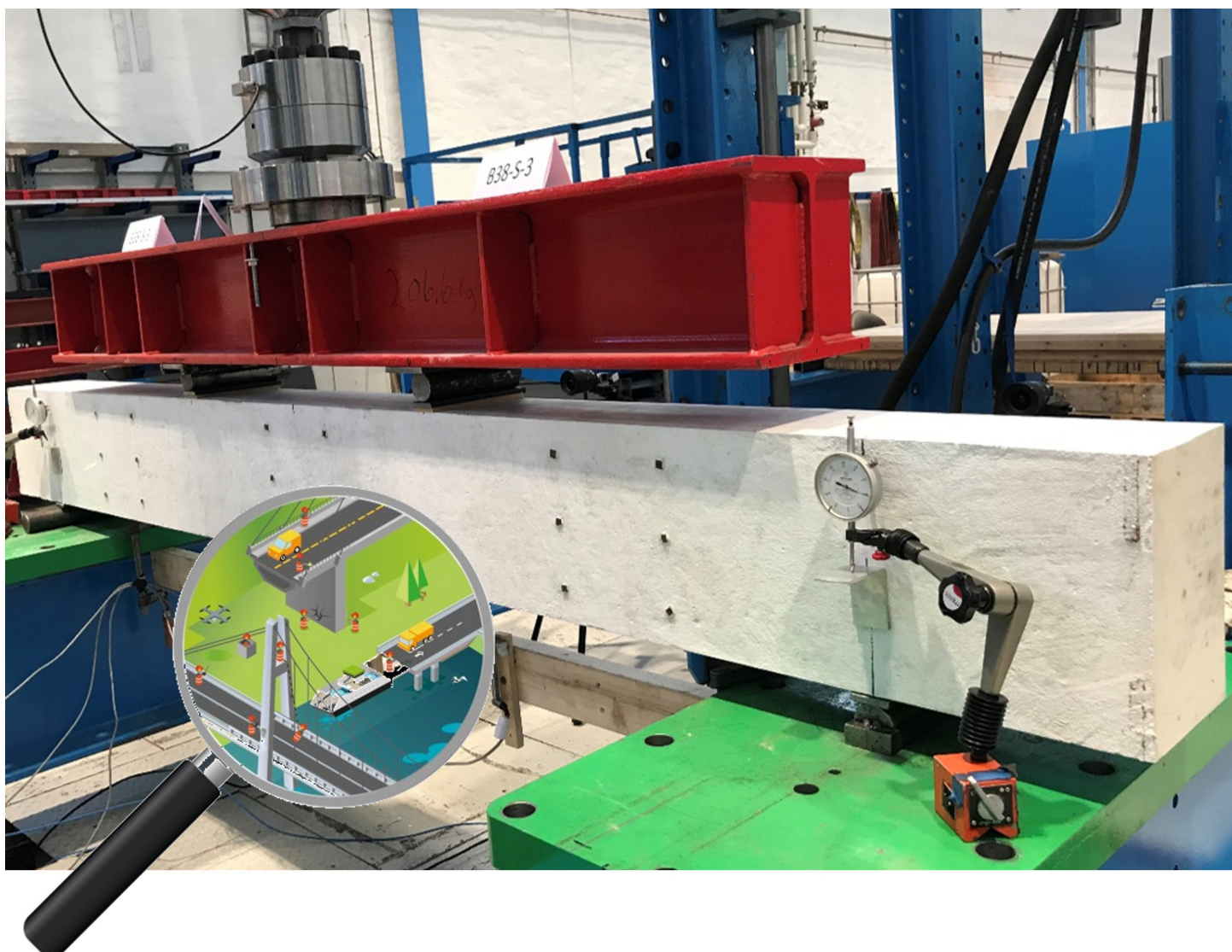


Skjærforsøk av AR-ekspanderte bjelker

Alkalireaksjoner i betong
FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 854



Tittel

Skjærforsøk av AR-eksponderte bjelker

Undertittel

Alkalireaksjoner i betong. FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021

Forfatter

Kathrine Mürer Stemland

Avdeling

Konstruksjoner

Seksjon

Konstruksjonsteknikk

Prosjektnummer

L10114

Rapportnummer

854

Prosjektleder

Bård M. Pedersen / Eva Rodum

Godkjent av

Eva Rodum

Emneord

betong, alkalireaksjoner, laboratorieeksponering, ekspansjon, bjelker, skjærforsøk

Sammendrag

Rapporten presenterer resultater fra laboratorieforsøk av 8 stk. alkalireaktive armerte betongbjelker (200x300x3000 mm³), ekspandert under akselererte betingelser (38°C, 95 % RF) til ulike ekspansjonsnivå (ca. 0,5, 1,0 og 1,5 ‰).

Ved hver termin ble to bjelker, en symmetrisk og en usymmetrisk armert, testet for skjærfasthet ved bruk av to punktlaster, i tillegg til at skadeparametere fra ulike retninger ble prøvd.

Arbeidet fortsetter det rapportert i Statens vegvesen rapport 853 og foreslår prosedyrer for å estimere ekspansjonsnivå og skjærfasthet for virkelige konstruksjoner med alkalireaksjoner og inngår i Kathrine Mürer Stemlands PhD ved NTNU.

Title

Shear testing of ASR-expanded beams

Subtitle

ASR in concrete. The R&D program Improved bridge maintenance 2017–2021

Author

Kathrine Mürer Stemland

Department

Structures

Section

Structural Engineering

Project number

L10114

Report number

854

Project manager

Bård M. Pedersen / Eva Rodum

Approved by

Eva Rodum

Key words

concrete, ASR, laboratory exposure, expansion, beams, shear testing

Summary

The report presents the results from an experimental investigation of 8 ASR-affected reinforced concrete beams (200x300x3000 mm³) expanded under accelerated conditions

(38 °C, ca. 95 % RH) to different expansion levels (ca. 0.5, 1.0 and 1.5 ‰).

At each term, two beams, one symmetrically and one unsymmetrically reinforced, were tested for shear strength by means of two-point loads and different parameters from multiple directions were determined.

The work proceeds that in NPRA Report 853 and proposes procedures for estimating the expansion and shear strength in ASR-affected structures, and is part of Kathrine Mürer Stemland's PhD at NTNU.

INNHold

1.	INNLEDNING	1
2.	PRØVER.....	3
2.1	Materialer.....	6
2.1.1	Betong.....	6
2.1.2	Armering.....	7
2.2	Lagring.....	8
3.	PRØVINGSMETODIKK	9
3.1	Prøvingsplan.....	9
3.2	Ekspansjonsmålinger.....	13
3.3	Prøving av materialegenskaper og skadeparametere.....	14
3.3.1	Spaltestrekkfasthet.....	14
3.3.2	Fluorescensimpregnerte planslip	15
3.4	Skjærforsøk	16
3.4.1	Riggoppsett.....	16
3.4.2	Instrumentering og lastprosedyre.....	17
3.4.3	Digital Image Correlator (DIC)	18
4.	EKSPANSJONSMÅLINGER	19
4.1	Resultater og vurderinger av målinger	19
4.1.1	Gjennomsnittlige ekspansjoner.....	19
4.1.2	Ekspansjoner i armeringsretningen (z-retningen).....	24
4.1.3	Sammenligning med de armerte 230x230x300 mm prismene.....	27
4.2	Virkning av trykkspenninger på ekspansjonen.....	29
4.3	Vurdering av tøyningstilstanden i armeringsretningen i bjelkene.....	34
5.	MATERIALEGENSKAPER.....	38
5.1	Resultater fra Stiffness Damage Test (SDT).....	38
5.1.1	Stiffness Damage Index (SDI).....	41
5.1.2	Reduksjon av E-modul.....	45
5.1.3	Plastic Deformation Index (PDI)	49
5.1.4	Non-Linearity Index (NLI)	50
5.2	Resultater fra prøving av arbeidsdiagram	52
5.2.1	Trykkfasthet.....	54
5.2.2	E-modul ved 40 % av fastheten, E_{arb}	56
5.2.3	Tøyning ved bruddspenning, ϵ_{peak}	58
5.3	Resultater for trykkfasthet og spaltestrekk fra bjelkene og fra referanseterninger.....	59
5.3.1	Trykkfasthet.....	59
5.3.2	Spaltestrekkfasthet.....	62
5.3.3	Forhold mellom strekk- og trykkfastheter	65
5.4	Fluorescensimpregnerte Planslip.....	67
5.5	Oppsummering av endrede materialegenskaper og skadegrad for AR-ekspandert betong	71

5.6	Prinsipper for å estimere fri ekspansjon og ekspansjon i armeringsretningen	73
5.6.1	Fri ekspansjon.....	73
5.6.2	Sammenheng mellom fri ekspansjon og ekspansjon i armeringsretningen ved ren ekspansjon	74
5.6.3	Estimering av ekspansjon i armeringsretningen for symmetrisk armerte tverrsnitt	78
5.6.4	Estimert ekspansjon i armeringsretningen for usymmetrisk armerte tverrsnitt.....	80
5.6.5	Initiell ekspansjon i armeringsretningen i bærende konstruksjoner	83
6.	SKJÆRFORSØK	86
6.1	Skjærteori.....	86
6.1.1	Parametere som påvirker skjærkapasiteten	87
6.1.2	Skjæroverføringsmekanismer	91
6.1.3	Bidrag fra aksialkraften	94
6.1.4	Beregningsregler etter EC2, NS-EN 1992-1-1, og utkast til ny EC2, Fpr 1992-1-1	97
6.1.5	Tidligere undersøkelser av effekten av AR på skjærkapasiteten	102
6.2	Forsøksresultater	106
6.2.1	Material- og stivhetsverdier for bjelkene.....	106
6.2.2	Skjærriss- og bruddlaster i skjærforsøkene	109
6.2.3	Skjærkapasitet i henhold til gjeldende EC2 og forslaget til ny EC2	112
6.2.4	Nedbøyningsmålinger.....	115
6.2.5	Risslaster i midtsnittet.....	117
6.2.6	Tøyningsmålinger i midtsnittet	120
6.2.7	Tøyningsmålinger i skjærspennene.....	126
6.2.8	Resultater fra DIC	128
6.3	Vurdering av skjærforsøkene	132
6.3.1	Skjærrisslaster.....	132
6.3.2	Effektiv spenning i strekkarmeringen i midtsnittet ved skjærrisslastene	135
6.3.3	Strekkefastheter for betongen i bjelkene	137
6.3.4	Sammenligning med beregnede skjærfastheter etter EC2 og forslaget til ny EC2	140
6.3.5	Evaluering av en karakteristisk referansefasthet og fasthetsøkning på grunn av trykkspenninger fra AR-ekspansjonen.....	146
6.3.6	Spenningen i armeringen på strekksiden i midtsnittet	151
6.3.7	Vurdering av effekten av mindre armering på skjærrisslasten.....	155
6.3.8	Skjærkapasitet for AR ekspanderte tverrsnitt uten skjærarmering.....	161
7.	SAMMENDRAG OG KONKLUSJONER	163
	Referanser	169
	VEDLEGG A: EKSPANSJONSMÅLINGER	174
A.1	Enkeltmålinger alle bjelker og prismer	174
A.2	Målinger symmetrisk armerte bjelker:	176
A.3	Målinger symmetrisk armerte prismer:	177
A.4	Målinger usymmetrisk armerte bjelker:	178
A.5	Tøyninger over høyden i hvert felt (I, II og III)	180
A.6	Gjennomsnittlige tøyninger i armeringshøyde og betongtverrsnittets tyngdepunkt.....	182
A.7	Vurdering av endeplater på referanseprismer.....	183

VEDLEGG B: RESULTATER FRA SDT OG ARBEIDSDIAGRAM	185
B.1 Resultater fra SDT.....	185
B.2 Resultater fra arbeidsdiagram.....	186
VEDLEGG C: RESULTATER TRYKKFASTHET OG SPALTESTREKK FRA BJELKER.....	188
C.1 Trykkfasthet	188
C.2 Spaltestrekkfasthet	190
C.3 Vurdering av retninger spaltestrekk	191
VEDLEGG D: BILDER BJELKER	195
VEDLEGG E: TVERRSNITTSDATA	197
E.1 Tallverdier av tverrsnittstørrelser for bjelker uten armering	197
E.2 Tverrsnittsdata for bjelker med armering	197
E.3 Tverrsnittsdata for bjelker med reduserte armeringsmengder	199
VEDLEGG F: MOMENT/KRUMNINGS-RELASJON	202
VEDLEGG G: TØYNINGSMÅLINGER SKJÆRFORSØK.....	211
VEDLEGG H: BILDER FRA FORSØK OG DIC ANALYSER	213
B20-S.....	213
B20-U	215
B38-S-1.....	218
B38-U-1	220
B38-S-2.....	222
B38-U-2.....	225
B38-S-3.....	228
B38-U-3	232
Sammenligning alle sider ved brudd	235

1. INNLEDNING

Alkalireaksjoner (AR) er en nedbrytningsmekanisme i betong som er forårsaket av en kjemisk reaksjon mellom alkali-reaktivt tilslag (SiO_2) og alkalier i porevannet i sementpastaen (Na^+ , K^+). Reaksjonsproduktet er en alkali-silika-gel som har stor evne til å oppta fuktighet. Utfellingen av gelen i tynne riss i tilslaget kan føre til et trykk i størrelsesorden 6-13 MPa som fører til at tilslagskornene risser opp og utvider seg, som beskrevet i Leemann et al. [1]. Rissene vil etter hvert også utvikle seg i sementpastaen. Opprissingen fører til en ekspansjon av betongen og nedbrytning av ulike mekaniske egenskaper.

På grunn av opprissingen av betongen er strekkfastheten antatt å bli mest påvirket av ekspansjonen. Institute of Structural Engineers, oppgir i sine retningslinjer en reduksjon på ca. 25 % ved en ekspansjon på 1 % [2]. Skjærfastheten til en betong uten makroriss er direkte relatert til strekkfastheten til betongen. I motsetning til et bøyebrydd der konstruksjonen som oftest får store deformasjoner før brudd, kan et skjærbrudd komme uten forvarsel. Eldre konstruksjoner har i mange tilfeller heller ikke tilstrekkelig med skjærarmering/bøyler etter dagens standarder og kapasiteten er derfor i stor grad avhengig av betongbidraget. Skjærkapasiteten er avhengig av flere overføringsmekanismer som virker litt forskjellig før og etter at skjærrisset har utviklet seg. Disse kan bli påvirket av AR i ulik grad. Effekten av AR på skjærkapasiteten har blitt undersøkt i flere studier [2-15], både av laboratoriestøpte bjelker og deler fra eksisterende konstruksjoner. Disse undersøkelsene gir sprikende resultater og både økt [3, 5, 7, 9, 10] og redusert [4, 6] kapasitet fra AR er funnet.

I en armert bjelke vil trykkspenninger gradvis bygge seg opp i betongen med økende ekspansjon da det kun er betongen som ekspanderer på grunn av AR og ikke armeringen. Heften mellom armeringen og betongen vil imidlertid tvinge armeringen til å følge betongens ekspansjon. Dette vil gi initielle eller tilleggs strekkspenninger i armeringen og korresponderende trykkspenninger i betongen i armeringsretningen. Disse trykkspenningene kan ha en gunstig effekt på skjærkapasiteten. Denne effekten, også kalt «kjemisk forspenning» (chemical prestressing) er beskrevet som hovedårsaken til den økte kapasiteten i de tidligere undersøkelsene. I hvor stor grad denne gunstige effekten klarer å kompensere for den ugunstige effekten av reduserte materialeegenskaper og opprissing på grunn av AR, er derfor antagelig hovedforklaringen på spredningen i resultatene. Resultatene vil også være avhengig av armeringsmengde, forankring av armeringen, tverrsnittsdimensjoner, forhold mellom skjærspennet og den effektive høyden til tverrsnittet (a/d -forhold), hvilken type reaktive tilslag som er benyttet og hvor mye prøvestykkene er ekspandert.

Denne rapporten presenterer resultatene fra forsøk med AR-ekspanderte bjelker som ble belastet med to punktlaster og testet primært med tanke på skjærkapasitet ved ulike ekspansjonsnivå. Rapporten er en fortsettelse av undersøkelsene beskrevet i Statens Vegvesen Rapport 853, «Effekter av AR-ekspansjon på frie, fastholdte og armerte prøvestykker» [16]. Rapport 853 beskriver resultater fra to omfattende undersøkelser av akselererte laboratorieprøver (38 °C, 100 % RF) med reaktiv betong. Undersøkelsene besto av frie- og belastede kuber, som var belastet i en retning, i tillegg til armerte og uarmerte prizmer. Prøvene ble ekspandert til ulike ekspansjonsnivå og testet for materialeegenskaper og skadeparametere,

hovedsakelig ved hjelp av en prøvemethode som er kalt, «Stiffness Damage Test» (SDT) og som bestående av fem vekslinger opp til en trykkspenning som er 40 % av prøvens fasthet, i tillegg til prøving av arbeidsdiagram og trykkfasthet. Testingen ble utført på Ø95x190 mm kjerner som ble boret ut fra kubene og prismene. Ekspansjonen til kubene og prismene ble også regelmessig målt i ulike retninger for å undersøke hvilken påvirkning de ulike typene av fastholding (trykkspenninger) har på ekspansjonen. Dette arbeidet følges også opp av tilsvarende prøving av kjerner som er boret ut fra bjelkene som ble testet for skjær og fra noen samtidig støpte referanseprismer som blir benyttet til uttak av ulike prøver. Bjelkene blir også regelmessig målt i både fri og fastholdt retning (armeringsretning). Prøvene som ble boret fra bjelkene ble også testet for spaltestrekkfasthet.

Både denne rapporten og Rapport 853 [16] er en leveranse til FoU-programmet «Bedre Bruvedlikehold» gjennomført av Statens vegvesen. Et av hovedmålene ved dette prosjektet har vært å forstå og utvikle modeller for lastvirkningene av AR-ekspansjon på overbygningen til bruer, der både SINTEF og NTNU har bidratt. Disse rapportene er en del av doktorgradsarbeidet til Kathrine Mürer Stemland [17] som har som mål å gi en bedre forståelse for det som skjer i en betong når den ekspanderer. I tillegg er dette også ment å bidra til at det kan gjøres mer pålitelige vurderinger og bedre konstruktive analyser av konstruksjoner som er påvirket av AR-ekspansjoner.

2. PRØVER

Prøveserien bestod av 8 stk. armerte bjelker med ytre mål: 200x300x3000 mm og 3 stk. referanseprismer med ytre mål 300x300x1250 mm som vist i tabell 2-1. Bjelkene har to armeringsalternativer; 4 stk. er armert med 2 Ø10 mm stenger i overkant og 3 Ø20 mm stenger i underkant (usymmetrisk armert) og 4 stk. med 3 Ø20 mm stenger både i over- og underkant (symmetrisk armert). Referanseprismene er symmetrisk armert med 3 Ø20 mm stenger i over og underkant. Prøvene ble støpt fra fire blandinger. Fra den første blandingen ble det støpt to referansebjelker, en symmetrisk og en usymmetrisk armert, som ikke skulle eksponeres for akselerert ekspansjon (lagret fuktig ved 20 °C). Fra hver av de tre neste ble det støpt to tilsvarende bjelker og et referanseprisme, som ble eksponert for akselerert ekspansjon (lagret ved 38 °C og RH ≈ 95 %). I hver støp ble det også støpt en rekke referanseprøver. Det ble støpt 6 stk. 100 mm terninger og 3 stk. Ø100x200 mm sylindere ved alle støpene og 3 stk. ekstra terninger og sylindere i støp 1. Totalt ble dette 27 stk. terninger og 15 stk. sylindere. Oversikt over prøver støpt ved de fire blandningene er vist i tabell 2-1.

Tabell 2-1: Oversikt over prøvestykker støpt ved de fire blandningene

Blanding nr.		1	2	3	4
Bjelker	(200x300x3000 mm)	2	2	2	2
Prismer	(200x300x1250 mm)	-	1	1	1
Sylindere	(Ø100x200 mm)	6	3	3	3
Terninger	(100 mm)	9	6	6	6

Hovedhensikten med bjelkeforsøkene var å undersøke ekspansjonens innvirkning på skjærkapasiteten. Det var likevel begrenset hvor mange bjelker en kunne teste og det måtte derfor gjøres noen valg i forhold til hvilke parametre en kunne ta med i denne undersøkelsen. Siden ekspansjonen var en hovedparameter, ble det valgt å benytte tre ekspansjonsnivå som ble bestemt til ca. 0,5, 1,0 og 1,5 ‰ (målt i fri retning). Det må minst testes en bjelke på hvert nivå og det må være en tilnærmet uekspandert bjelke som referanse.

På grunn av forventet spredning, er det vanligvis for lite med bare en prøve i skjærforsøk. I stedet for å teste to like bjelker på hvert ekspansjonsnivå, ble det likevel valgt å teste en usymmetrisk- og en symmetrisk armert bjelke av hver type, hvor den eneste variabelen var hvor mye trykkarmering bjelkene hadde. Det er ikke forventet å være så stor forskjell på skjærkapasiteten til de to referansebjelkene, men de ekspanderte bjelkene vil ha ulike utgangspunkt på grunn av forskjellen i armering når de testes. Siden hensikten med denne undersøkelsen primært var å se på effekten av alkalireaksjoner på skjærkapasiteten, så ble det derfor samlet sett vurdert som bedre å teste to bjelker med litt forskjellig armering (forskjellig trykkarmering) enn å teste to like bjelker på hvert ekspansjonsnivå.

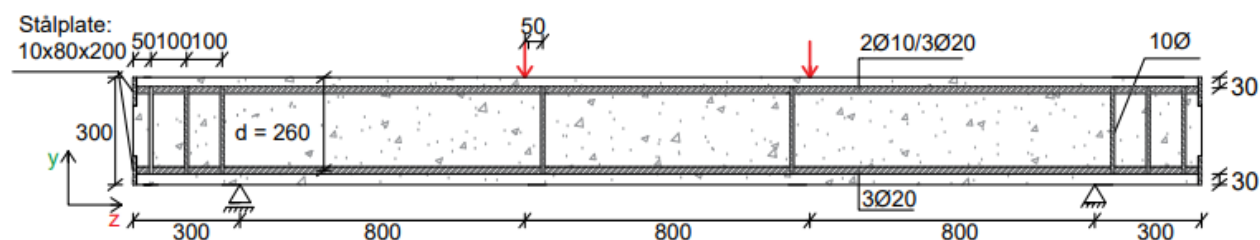
Tverrsnittet til bjelkene ble valgt ut ifra at de skulle ha nok bredde til å ha strekk- og trykkarmeringen i ett lag og nok høyde til at de kunne utvikle et ganske tydelige skråriss. Ut fra det ble bredden og høyden valgt til henholdsvis 200 og 300 mm. Høyden er da også ganske representativ for litt tykke plater som f.eks. bruplater i eksisterende bruer.

Det ble videre tilsikt et skjærspenn (a) på ca. 3 ganger den effektive høyden (d) for at skjærrisslasten skulle være i det nedre området i forhold til kapasitet når den plottes i forhold til a/d -forholdet. Denne antakelsen er basert på tidligere skjærforsøk av bjelker med ganske tilsvarende tverrsnitt hvor effekten av a/d -forholdet ble undersøkt [18].

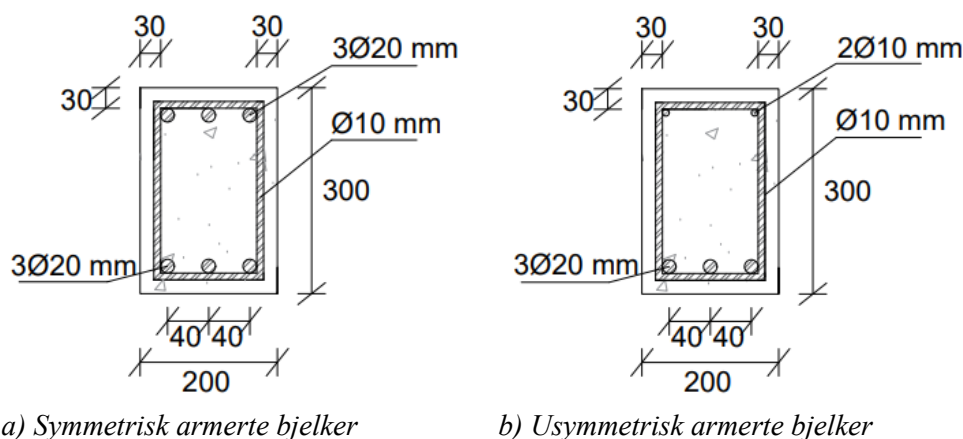
Bjelkene er belastet med to punktlaster og armert med nødvendig strekkarmering for at det skulle bli skjærbrudd og ikke momentbrudd. Armeringsmengden ble vurdert ut fra de samme forsøkene [18] og overslagsberegninger. Skjærkapasiteten påvirkes av momentkapasiteten og for at skjærkapasiteten til et tverrsnitt skal være på sitt laveste er det også nødvendig at momentkapasiteten er høyt utnyttet. Valget stod derfor til slutt mellom 3 Ø16 mm stenger og 3 Ø20 mm stenger. Det ble likevel valgt 3 Ø20 mm stenger for å være sikker på å få skjærbrudd. I forhold til skjærrisslastene til bjelkene kunne det likevel vært tilstrekkelig med 3 Ø16 mm stenger. Vi kommer derfor litt nærmere tilbake til betydningen av dette valget under diskusjonen av resultatene.

Overdekningen til lengdearmeringen ble valgt til 30 mm og den effektive høyden (d) kunne da bestemmes til 260 mm. Lengden på skjærspennene ble da ca. 800 mm ($3d$) og med et tilsvarende konstant momentområde ble lengden til bjelkene mellom oppleggene 2400 mm. Med et utspring på 300 mm i hver ende, for å få god forankring av strekkarmeringen, ble da den totale lengden på disse bjelkene 3000 mm. Armeringsstengene er i tillegg forankret med stålplater som er 10x80x200 mm i hver ende, men det var først og fremst fordi de skulle være godt forankret i hver ende i forhold til strekk-kreftene fra ekspansjonen.

Mål og armeringsplassering for bjelkene er vist i figurene 2-1 og 2-2. Bjelkene har ikke bøyler i skjærspennene, men de har to Ø10 mm bøyler i midtfeltet, 50 mm inn forbi hvert lastpunkt og tre Ø10 mm bøyler bak oppleggene i hver ende (forankringssonene).



Figur 2-1: Dimensjoner og armering for de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene, mål i mm

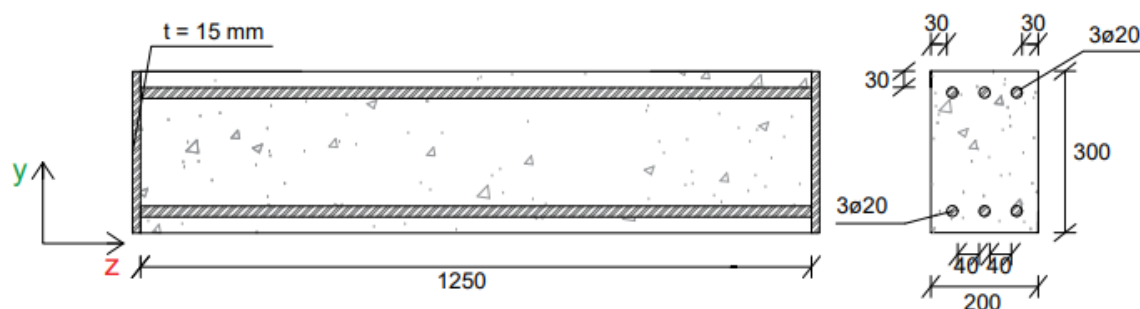


a) Symmetrisk armerte bjelker

b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 2-2: Tverrsnitt og armeringsplassering for bjelker, mål i mm

Prismene på 200x300x1250 mm ble bare brukt til å ta ut prøver til testing av ulike typer skadeparametere og materialegenskaper ved de samme ekspansjonsnivåene som bjelkene. De har samme tverrsnitt som bjelkene, mens lengden ble valgt ut ifra at de skulle være store nok til at en kunne ta ut prøver på tvers og langs armeringsretningen. Prismene har 15 mm tykke stålplater som er sveist til armeringen i hver ende for at forstyrrelsen av ekspansjonen fra heftspenninger langs armeringen i det området skal bli minst mulig. Det ble likevel lagt til en sikringssone på ca. 200 mm i hver ende før det ble tatt ut prøver for å redusere virkningen av disse platene på ekspansjonen på tvers. Prismene er også bare symmetrisk armert med 3 Ø20 mm stenger på hver side for at ekspansjonen skulle bli mest mulig jevn i hele prismet. Figur 2-3 viser prismenes mål og armeringsplassering.



Figur 2-3: Mål og armeringsplassering for referanseprismene, mål i mm

Tabell 2-2 viser en oversikt over alle bjelkene og prismene med merking, armering og lagringsbetingelser. Den symmetrisk og usymmetrisk armerte referansebjelken ble merket med B20-S og B20-U, mens de tre symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene som skulle ekspanderes (lagret ved 38 °C) ble merket med B38-S-1 til 3 og B38-U-1 til 3. Referanseprismene ble merket med B38-R-1 til 3. Bjelkene og prismene merket 1 ble ekspandert til ca. 0,5 ‰, de merket 2 til ca. 1,0 ‰ og de merket 3 til ca. 1,5 ‰ (alle ekspansjonsnivå målt i fri retning).

Tabell 2-2: Oversikt og merking av bjelker og referanseprismer

Merking	Antall	Størrelse	Armering	a/d	Temperatur [°C]	RF
B20-S	1	200x300x3000 mm	3Ø20 i ok. 3Ø20 i uk.	3,08	20	~95 %
B20-U	1	200x300x3000 mm	2Ø10 i ok. 3Ø20 i uk.	3,08	20	~95 %
B38-S-1 til 3	3	200x300x3000 mm	3Ø20 i ok. 3Ø20 i uk.	3,08	38	~95 %
B38-U-1 til 3	3	200x300x3000 mm	2Ø10 i ok. 3Ø20 i uk.	3,08	38	~95 %
B38-R-1 til 3	3	200x300x1250 mm	3Ø20 i ok. 3Ø20 i uk.	-	38	~95 %

2.1 Materialer

2.1.1 Betong

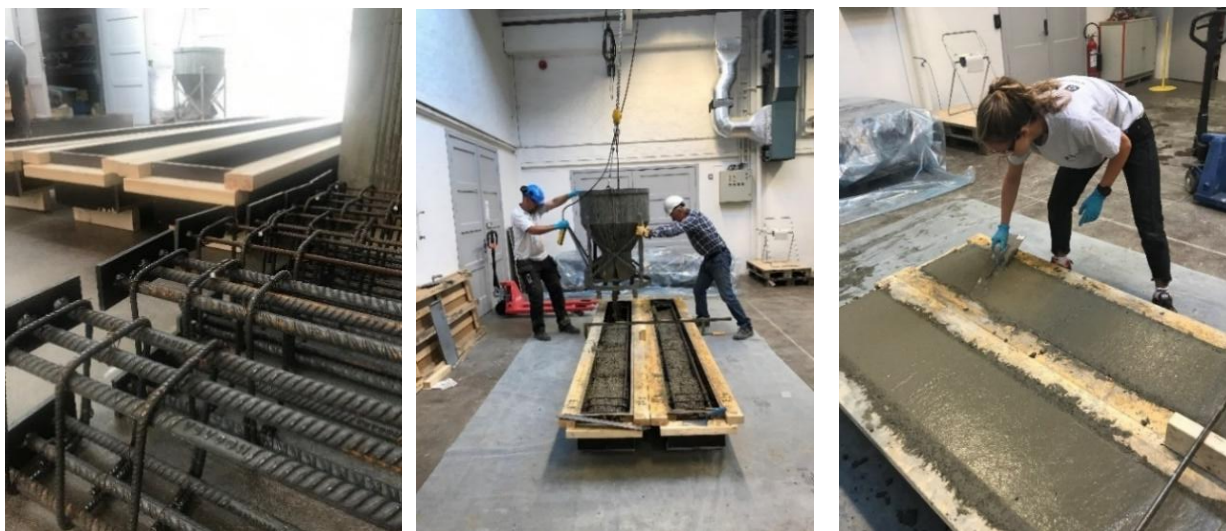
Bjelkene er støpt samtidig og med samme resept som prøvene fra 2020 som er rapportert i Rapport 853 [16]. Resepten er vist i tabell 2-3. De første prøvene som ble støpt i 2019, som også er rapportert i [16], hadde en midlere 28-døgns terningfasthet på 67,6 MPa som tilsvarer en sylindrefasthet på ca. 54,0 MPa. Dette ble vurdert til å være litt høyt i forhold til fastheten til typiske konstruksjoner med AR, og det ble derfor tilsiktet en noe lavere fasthet i denne prøveserien. Dette var også ønskelig med tanke på skjærforsøkene for å være mer sikker på å få skjærbrudd. Denne resepten er også benyttet i noen tidligere forsøk med alkalireaktiv betong ved SINTEF, som et alternativ til resepten som ble benyttet i 2019. Den har et noe høyere v/c-tall og er derfor også forventet å gi en noe lavere fasthet. Videre har denne blandingen alkali-reaktivt grovt tilslag (Ottersbo 4-16 mm), ikke-reaktiv sand (Årdal 0-4 mm), Norcem industri cement (CEM I), et v/c-tall på 0,54 og et alkali-innhold på 5,6 kg Na₂O_{eq}/m³. Denne resepten er også antatt å være ganske representativ for betongen i en del norske bruer som ble bygd på 1950-60 tallet.

I alt ble det støpt ca. 2000 liter betong i denne støpeserien. Datoene for støpingen var 29/06/20 og 01/07/20, hvor det ble støpt to støper hver dag. Dagene imellom gikk med til av-forming, rydding og klargjøring til neste støp. Bjelkene ble støpt med en langside ned, senere definert som x-retningen.

Alle bjelkene og prismene ble lagret fuktig under striesekker og plast ved ca. 20 °C under herdeperioden. Referanseprøvene ble lagret i vann ved 20 °C. Midlere 28-døgns sylindrer- og terning-fasthet til vannlagrede prøver av denne betongen ble henholdsvis 43,2 og 52,2 MPa. Resultatene fra trykkprøvingen er vist i avsnitt 5.3 og Tabell C-1 i Vedlegg C. Figur 2-4a) til c) viser bilder fra støpingen av bjelkene.

Tabell 2-3: Betongresept

	Mengde [kg/m ³]
Norcem Industri, CEM I 42.5R	451
Årdal sand 0-4 mm	657 (tørrvekt)
Ottersbo 4-8 mm	168 (tørrvekt)
Ottersbo 8-11 mm	504 (tørrvekt)
Ottersbo 11-16 mm	336 (tørrvekt)
Superplasticizer Sika FB-2	1,4
Water	244
Alkali-innhold, Na ₂ O _{eq}	5,6
v/c	0,54



a) Armeringskorger til bjelkene b) Utstøping av bjelker

c) Glatting av overflaten

Figur 2-4: Bilder fra støping

2.1.2 Armering

Det ble benyttet armeringsstål av kvalitet B500NC. Stenger med diameter 10, 16 og 20 mm ble strekktestet ved SINTEF i henhold til EN ISO 6892-1. Det ble testet to stenger av hver diameter. Resultatene av disse forsøkene er vist i Rapport 853 [16]. Gjennomsnittlig flytespenning og flytetøyning for Ø10 og Ø20 mm stengene, som er benyttet i bjelkene og referanseprismene, er vist i Tabell 2-3. Prøvene viste litt forskjellige E-moduler, men 200 000 MPa ble valgt for alle diameterne, som i Rapport 853 [16], da dette blir ansett som tilstrekkelig nøyaktig.

Tabell 2-3: Gjennomsnittlig flytespenning og flytetøyning for Ø10 og Ø20 mm stengene

Prøve	f_y [MPa]	ϵ_y [‰]
Ø10	544,3	2,98
Ø20	532,2	3,06

2.2 Lagring

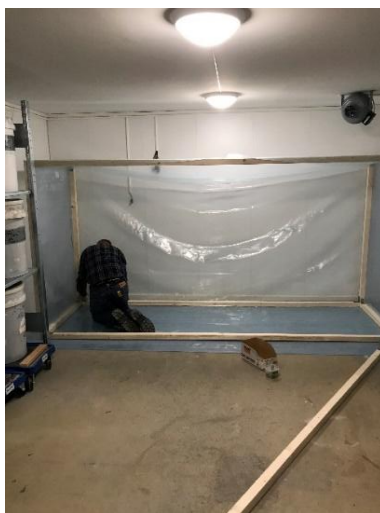
Bjelkene og prismene som skulle ekspandere ble lagret i et tilnærmet fukt- og lufttett plasttelt inne i et rom i SINTEF-laboratoriet som hadde en konstant temperatur på 38 °C. I teltet ble det plassert vannkar på gulvet og prøvene ble dekket med fuktige striesekker på toppen for å oppnå høy fuktighet. Den relative fuktigheten ble målt gjennom små hull i duken (som ble tett igjen) i ulike høyder ved ulike tidspunkt både før og etter ekspansjonsmålingene ble utført. Disse målingene viste at den relative fuktigheten inne i teltet var ganske stabil og ble målt til ca. 95 %, som er tilstrekkelig til å gi betydelig AR-ekspansjon av betongen. Inne i teltet ble bjelkene og prismene plassert tre og tre i høyden, hvor prismene ble stablet bakerst, de usymmetrisk armerte bjelkene i midten og de symmetrisk armerte bjelkene fremst. De som skulle ekspanderes minst ble plassert øverst og de som skulle ekspanderes mest i bunnen. Bilder av teltet og bjelkene i 38 °C-rommet er vist på figur 2-5a) til c).

Alderen til bjelkene og prismene som skulle ekspanderes var 85 døgn da de ble satt inn i 38 °C-rommet (23/09/20). Referansebjelkene (B20-S og B20-U) ble lagret ved 20 °C, dekket med fuktige striesekker og pakket godt inn i plast frem til de ble testet. Ekspansjonen var forventet å bli relativt liten for disse bjelkene frem til prøvetidspunktet. Når de ekspanderte bjelkene hadde nådd de tilsluttede ekspansjonsnivåene ble de tatt ut fra klimarommet og lagret på tilsvarende måte som referansebjelkene, dekket med fuktig striesekker og godt pakket inn i plast, i en kortere periode frem til de ble testet.

Alle 100 mm terningene og Ø100x200 mm sylindrene ble lagret i vannbad på 20 °C frem til de ble testet.



a) Bygging av telt



b) Montering av telt i 38 °C-rommet



c) Bjelkene lagret i teltet i 38 °C-rommet

Figur 2-5: Telt brukt til lagring av bjelker

3. PRØVINGSMETODIKK

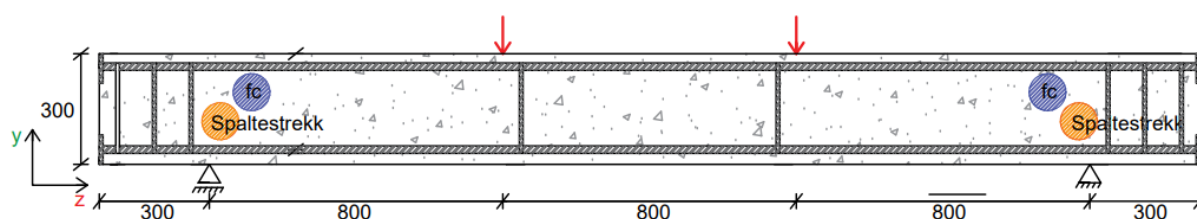
3.1 Prøvingsplan

Skjærforsøkene på bjelkene ble utført parvis (en usymmetrisk- og en symmetrisk armert bjelke) ved tre terminer (ekspansjonsnivå). Ved 1. termin ble også referansebjelkene som var lagret ved 20 °C testet. Den usymmetrisk og symmetrisk armerte bjelken som testes ved de forskjellige terminene er fra samme støp. Referansebjelkene er fra støp 1, de ekspanderte bjelkene ved 1. termin (0,5 ‰ ekspansjon) er fra støp 2, de ekspanderte bjelkene ved 2. termin (1,0 ‰ ekspansjon) er fra støp 3 og de ekspanderte bjelkene ved 3. termin (1,5 ‰ ekspansjon) er fra støp 4. Testdatoer var 04/02/21, 05/02/21 og 08/02/21 for 1. termin, 30/04/21 for 2. termin og 09/06/21 og 10/06/21 for 3. termin.

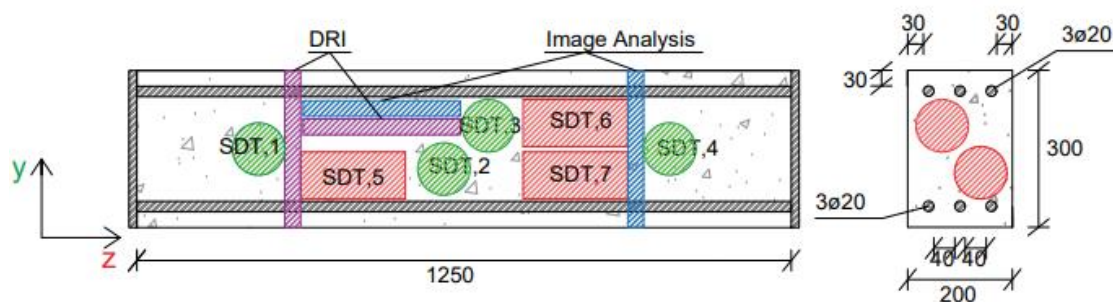
Etter skjærforsøkene ble det boret ut fire Ø95x190 mm kjerner fra uskadede områder av bjelkene som ble brukt til å bestemme spaltestrekk- og trykkfastheten til betongen i bjelkene. Det ble benyttet to prøvestykker til hver test. Stedene for uttaket av disse prøvestykkene er vist på figur 3-1 og alle er boret i bjelkenes x-retning.

Prismene som ble benyttet til uttak av prøvestykker for å undersøke forskjellige skadeparametere og materialegenskaper ble ekspandert til de samme nivåene som bjelkene ved 1., 2. og 3.termin. Prismene kommer også fra samme støp som bjelkene tilhørende samme termin og er derfor representative for betongen i bjelkene. Prøvestykkene ble boret mest mulig midt på prismene for å unngå endene som var påvirket av en viss fastholding i tverretningene fra stålplatene.

Planen for tildanning av prøvestykker fra prismene er vist i figur 3-2. Det ble boret ut 7 stk. Ø95x190 mm kjerner fra hvert prisme, både på tvers (i x-retningen) og parallelt (i z-retningen) med armeringen, som blir benyttet til SDT. Disse er vist som grønne og røde markeringer av kjernene i henholdsvis x- og z-retningen. Disse prøvestykkene er nummerert fra en til sju, hvor de fire første er i tverr-retningen (x-retningen) og de tre siste i lengderetningen (z-retningen). I tillegg til kjernene ble det saget ut fire skiver, to på tvers av armeringsretningen (i x-y-planet) og to langsetter armeringen (i x-z-planet) som ble benyttet til bildeanalyse av fluorescensimpregnerte planslip og bestemmelse av «Damage Rating Index» (DRI). DRI analysene ble utført ved Laval University i Quebec i Canada. Resultatene fra disse analysene er ikke vist i denne rapporten.



Figur 3-1: Uttak av prøver fra bjelkene etter skjærforsøket til trykkfasthet og spaltestrekk prøving



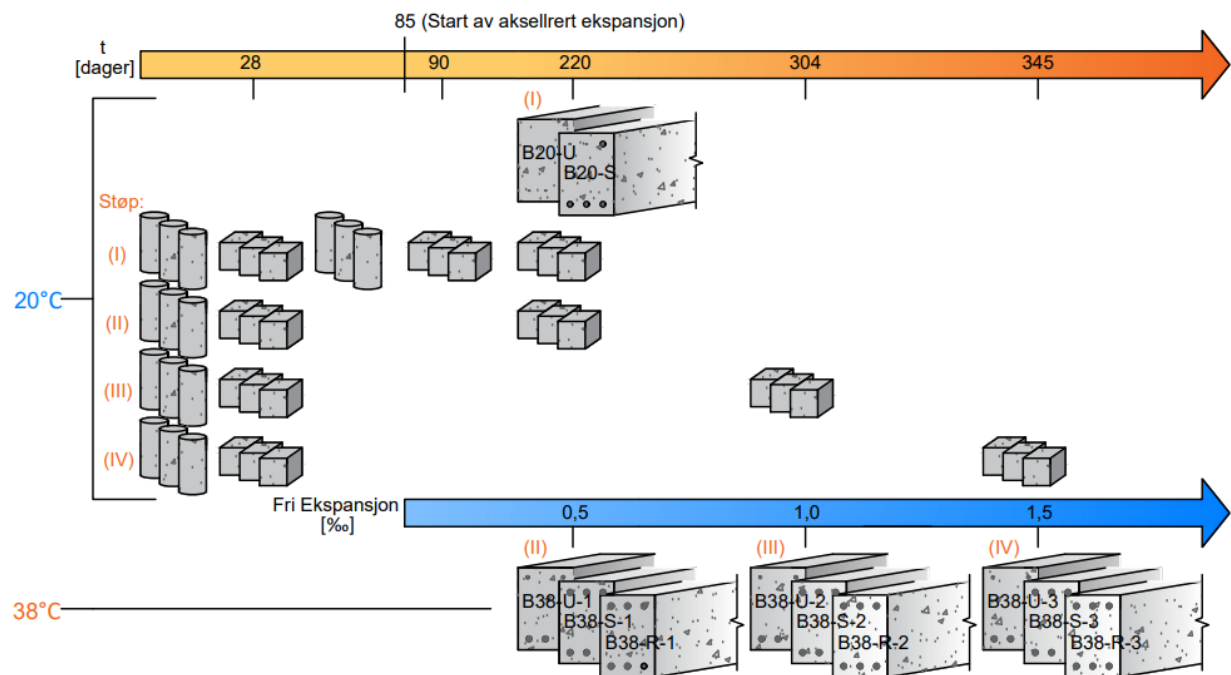
Figur 3-2: Plan for tildanning av prøvestykker fra prismene på 200x300x1250 mm

Hensikten med prøvestykkene fra prismene er å forsøke å knytte bjelkene opp mot tidligere tilsvarende prøver fra både eksisterende konstruksjoner og undersøkelser rapportert i Rapport 853 [16]. I tillegg var det ønskelig å få testet SDT og arbeidsdiagram både på tvers og parallelt med armeringen fra samme prøve, da dette ikke var mulig for de armerte prismene rapportert i Rapport 853 [16].

Tre terninger og tre sylindere fra hver av de fire støpene ble brukt til å bestemme trykkfastheten ved 28-døgn. For Støp 1 ble også tre sylindrene benyttet til å bestemme en referanseverdi for spaltestrekk-fastheten (testet etter 43 døgn) og tre terninger til å finne trykkfastheten ved 90 døgn. De resterende terningene, tre fra hver støp, ble testet på trykk samtidig som bjelkene ble testet ved hver termin.

En oversikt over prøvene og de ulike test-terminene for bjelkene og referanseprismene, og referanseprøvene er vist i Figur 3-3. Gul pil viser prøvenes alder i antall døgn ved prøving og blå pil viser tilsiktede ekspansjonsnivå for bjelkene med akselerert ekspansjon. De ekspanderte bjelkene og prismene til de tre terminene ble lagret under akselererte forhold i henholdsvis 117, 174 og 247 døgn til de fikk ønsket ekspansjonsnivå. Etter dette ble de lagret i en kortere periode ved 20 °C før de ble testet. Tildanningen av prøvestykkene fra prismene og testingen av disse ble utført på litt andre tidspunkt enn prøvingen av bjelkene på grunn av kapasiteten i laboratoriet. Denne tidsforskjellen er vist i parentes (lagring ved 20 °C) i tabell 4-1 som viser ekspansjonene rett før tildanningen av prøvestykkene. Etter tildanningen av prøvestykkene og frem til testing ble prøvene pakket inn i plast for å unngå uttørring og lagret ved 5 °C. Det er ikke forventet at denne lagringen vil påvirke prøvene i noen stor grad.

Tabell 3-1 viser en oversikt over forsøksprogrammet.



Figur 3-3: Oversikt og terminer for prøving av bjelkene og for prøving av terning og sylinder fastheter og spaltestrekkfasthet for Støp I i denne undersøkelsen

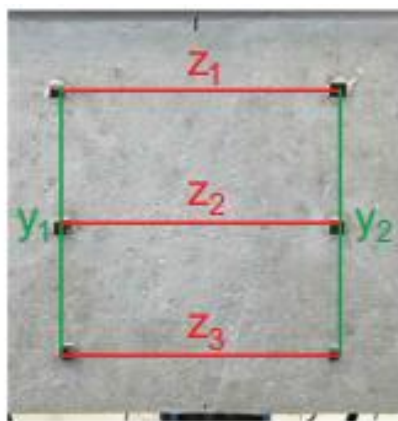
Tabell 3-1: Forsøksplan Bjelkeserie

Type test	28 døgn	90 døgn	1 termin (220 døgn)	2 termin (304 døgn)	3 termin (345 døgn)
Skjærforsøk (av 8 stk. bjelker)			B20-U (Støp1) B20-S (Støp 1) B38-U-1 (Støp 2) B38-S-1 (Støp 2)	B38-U-2 (Støp 3) B33-S-2 (Støp 3)	B38-U-3 (Støp 4) B38-S-3 (Støp 4)
SDT (av 21 stk. Ø100x200 mm sylindere boret fra 3 stk. prismer)			B38-R-1 (Støp 2) – 7 stk. (4 stk. i x- retning, 3 stk. i z- retning)	B38-R-2 (Støp 3) – 7 stk. (4 stk. i x- retning, 3 stk. i z- retning)	B38-R-3 (Støp 4) – 7 stk. (4 stk. i x- retning, 3 stk. i z- retning)
Planslip (av 6 stk. skiver fra 3 stk. prismer)			B38-R-1 (Støp 2) - 2 stk. (1 stk. i x-y- planet og 1 stk. i x-z- planet)	B38-R-2 (Støp 3) - 2 stk. (1 stk. i x- y-planet og 1 stk. i x-z-planet)	B38-R-3 (Støp 4) - 2 stk. (1 stk. i x- y-planet og 1 stk. i x-z-planet)
DRI (av 6 stk. skiver fra 3 stk. prismer)			B38-R-1 (Støp 2) - 2 stk. (1 stk. i x-y- planet og 1 stk. i x-z- planet)	B38-R-2 (Støp 3) - 2 stk. (1 stk. i x- y-planet og 1 stk. i x-z-planet)	B38-R-3 (Støp 4) - 2 stk. (1 stk. i x- y-planet og 1 stk. i x-z-planet)
Terningfasthet (av 27 stk. 100 mm terninger (20 °C))	3 stk. fra hver støp, 12 stk. totalt	3 stk. (Støp 1)	3 stk. (Støp 1) 3 stk. (Støp 2)	3 stk. (Støp 3)	3 stk. (Støp 4)
Sylinderfasthet (av 12 stk. Ø100x200 mm sylindere (20 °C) + 16 stk. Ø95x190 mm kjerner boret i x- retning fra 8 stk. bjelker)	3 stk. sylindere fra hver støp, 12 stk. totalt		B20-U (Støp1) - 2 stk. kjerner B20-S (Støp 1) - 2 stk. kjerner B38-U-1 (Støp 2) - 2 stk. kjerner B38-S-1 (Støp 2) - 2 stk. kjerner	B38-U-2 (Støp 3) - 2 stk. kjerner. B33-S-2 (Støp 3) - 2 stk. kjerner.	B38-U-3 (Støp 4) - 2 stk. kjerner. B38-S-3 (Støp 4) - 2 stk. kjerner.
Spalttestrekk (av 3 stk. Ø100x200 mm sylindere (20 °C) + 8 stk. Ø95x190 mm kjerner boret i x-retning fra 8 stk. bjelker)	3 stk. sylindere (Støp 1)		B20-U (Støp1) - 2 stk. kjerner B20-S (Støp 1) - 2 stk. kjerner B38-U-1 (Støp 2) - 2 stk. kjerner B38-S-1 (Støp 2) - 2 stk. kjerner	B38-U-2 (Støp 3) - 2 stk. kjerner B33-S-2 (Støp 3) - 2 stk. kjerner	B38-U-3 (Støp 4) - 2 stk. kjerner B38-S-3 (Støp 4) - 2 stk. kjerner

3.2 Ekspansjonsmålinger

Alle bjelkene ble instrumentert med målepunkt for måling av ekspansjon under lagringen i 38 °-rommet og måling av tøyninger under forsøkene. Målepunktene er messingplater (<10x10 mm) med et 1 mm stort hull som ble limt direkte på overflaten. Dette er tilsvarende som for prøvestykkene rapportert i Rapport 853 [16]. Limet er et to-komponent lim av typen X-60. Før messingplatene ble limt ble begge kontaktflatene pusset med sandpapir og gjort rent med trykkluft.

Målepunktene ble montert i rutenett på bjelkesidene (i y-z planet), som vist på figur 3-4a). Hver rute kan bli målt langs to målelinjer på 200 mm på tvers av armeringsretningen (y-retningen) og langs tre målelinjer i tre ulike høyder (50, 150, 250 mm fra bunnen) parallelt med armeringsretningen (z-retningen). Det er tre slike målefelt på hver bjelkeside, et midt i hvert skjærspenn og et midt på bjelken, som vist på figur 3-4b). På prismene er det kun et slikt målefelt sentrert på hver side.



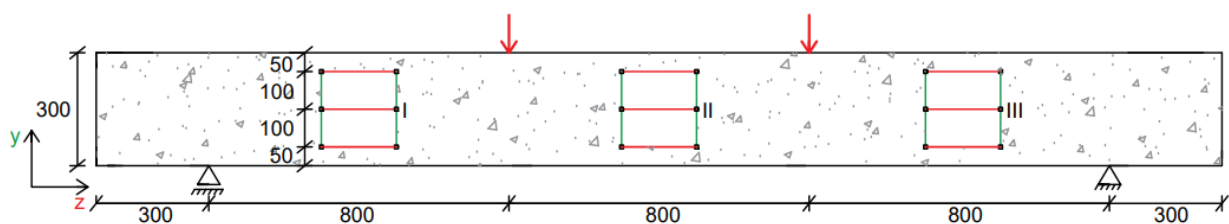
a) Plassering av målepunkt og betegnelse på målelinjene



b) Måleområder på bjelkene

Figur 3-4: Instrumentering av bjelkene

Langsidene kalles side A og side B, der side B er topp-flaten til støpen. De tre målefeltene på hver side er kalt felt I, II og III, der felt I er til venstre når en ser mot flaten, felt II er i midten og felt III er til høyre på flaten. Dette er vist på figur 3-5. Område A-I og B-III er dermed parallelle flater. Målelinjene i hvert målefelt med merking er vist i figur 3-4a), der y_1 og y_2 er vertikale målinger til venstre og høyre i feltet og z_1 , z_2 og z_3 er horisontale målinger (i lengderetningen) i avstand 250, 150 og 50 mm fra bunnen av bjelken.



Figur 0-5: Målefelt på hver side av bjelkene, mål i mm.

Et digitalt DEMEC ekstensometer med siste siffer i 1/1000-dels mm ble benyttet til målingene, tilsvarende som i Rapport 853 [16]. Dette gir en teoretisk målenøyaktighet på 0,005 E-3 eller 0,005 ‰. De målte verdiene skal ganges med en faktor på 0,8 for å gi de virkelige tøyningene. Denne korreksjonen skyldes forskjellige lengder på pendelarmen til uret og til målepunktet.

Alle bjelkene og prismene ble målt to ganger i alle felt ved 20 °C som referanser rett før de ble plassert i 38 °C -rommet ved en alder på ca. 85 døgn. På dette tidspunktet vil det meste av det autogene svinnet være ferdig, og all videre endring av tøyningene blir derfor sett på som AR-ekspansjon. Det ble tatt nye referansemålinger av disse feltene 24 timer etter at bjelkene var satt inn i 38 °C-rommet for å få med temperaturutvidelsen. I teltet var det bare mulig å måle midt på sideflate A til de symmetrisk armerte bjelkene. Disse bjelkene lå fremst i teltet og det var laget en dør i teltet for å få målt i dette feltet. Disse rutefeltene ble derfor målt jevnlig i ekspansjonsperioden for å følge med på utviklingen. Ved hver termin, ble de to ekspanderte bjelkene og prismet som tilhørte den terminen tatt ut og avkjølt til 20 °C (ca. 2 døgn) før alle målefeltene på bjelkene og prismet ble målt på nytt to ganger. Forskjellen på middelverdiene til de vertikale målelinjene ved denne målingen (ved 20 °C) og den innledende referansemålingen ved 20 °C ble videre benyttet som et beste estimat for den frie ekspansjonen ved hver termin.

Alle bjelkene og prismene ble også målt igjen rett før de ble testet for å få med en eventuell videre ekspansjon fra de ble tatt ut av 38 °C-rommet og frem til de ble testet (lagret ved 20 °C før testing).

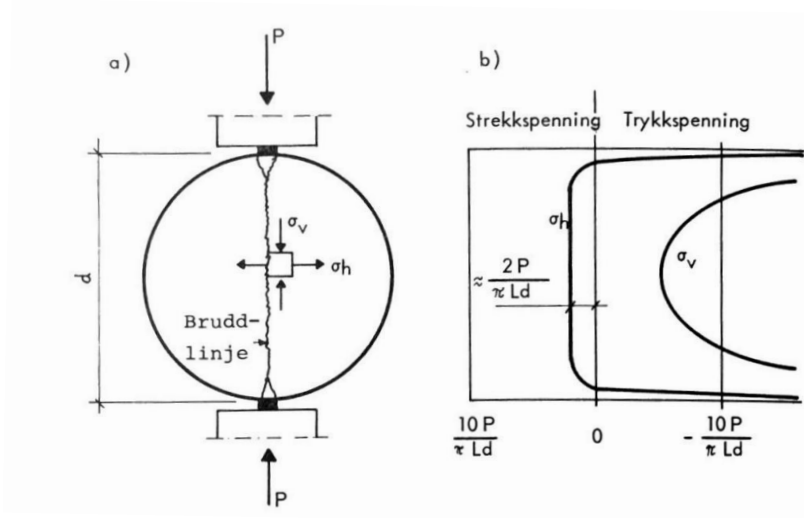
3.3 Prøving av materialeegenskaper og skadeparametere

Testing av materialeegenskaper med SDT, trykkfasthet og arbeidsdiagram følger samme fremgangsmåte som tidligere beskrevet i Rapport 853 [16]. Alle sylindrene som ble boret fra bjelkene og prismene, og som er blitt testet for SDT, er i denne undersøkelsen blitt testet deformasjonsstyrt til brudd for å kunne bestemme arbeidsdiagrammet. De samme skadeparameterne som de som er beskrevet i de tidligere undersøkelsene i Rapport 853 [16] er også bestemt i denne undersøkelsen. Det ble imidlertid også gjort noen nye undersøkelser som er litt nærmere forklart i de neste avsnittene.

3.3.1 Spaltestrekkfasthet

Spaltestrekkfastheten til betong, $f_{ct,sp}$, blir vanligvis prøvd ved at en sylinder blir belastet langs to diametralt motstående generatriser som vist i figur 3-6) fra Lenschow [19]. Til høyre i denne figuren vises spenningsfordelingen horisontalt og vertikalt gjennom spalteplanet. Hvis diameteren til sylindren er d og lengden L , kan spaltestrekkfastheten da bestemmes som:

$$f_{ct,sp} = \frac{2P}{\pi \cdot L \cdot d} \quad (3-1)$$



Figur 3-6: Teoretisk antakelse av spenningstilstanden i spaltestrekkeforsøk [19]

Testene ble utført ved SINTEF etter prosedyre fra NS-EN 12390-6. Det ble benyttet en prøvemaskin av typen Alpha Form som er vist på figur 3-7. Lasthastigheten var 0,05 MPa pr. sekund.



Figur 3-7: Alpha Form test prøvemaskin benyttet til spaltestrekkeforsøkene, Foto: Erik Johansen

3.3.2 Fluorescensimpregnerte planslip

Bildeanalyser av planslip blir vanligvis utført på sylindere som skjæres diametralt i to langs en generatrise. Etterpå slipes snittflaten og behandles med en fluorescerende impregnering og ny nedsliping, for fotografering i ultrafiolett (UV) lys. Den fluorescerende impregneringen vil trenge inn i hulrom og riss slik at disse framtrer tydelig (med gulgrønn farge) i bildene. Behandlingen av prøvene fra denne undersøkelsen ble utført ved Dansk Teknologisk Institutt (DTI).

Bilder av fluorescensimpregnerte planslip kan også behandles med såkalte "Image Analysis" (IA), for automatisert kvantifisering eller karakterisering av den interne opprissingen i betongen. Slike analyser utføres ved bruk av dataprogrammer og kan enten angi rissomfanget (f.eks. i areal-% eller total risslengde) eller rissorienteringen (f.eks. i forhold til en fastholdt retning). Tidligere undersøkelser av laboratorieakselererte prøver, utført av Lindgård [20], har

vist god korrelasjon mellom målt rissandel og ekspansjon. Kongshaug [21] benyttet også bildeanalyser for å angi rissorientering i planslipene. Samme metode er også benyttet på noen av planslipene i denne undersøkelsen (utført av Kongshaug).

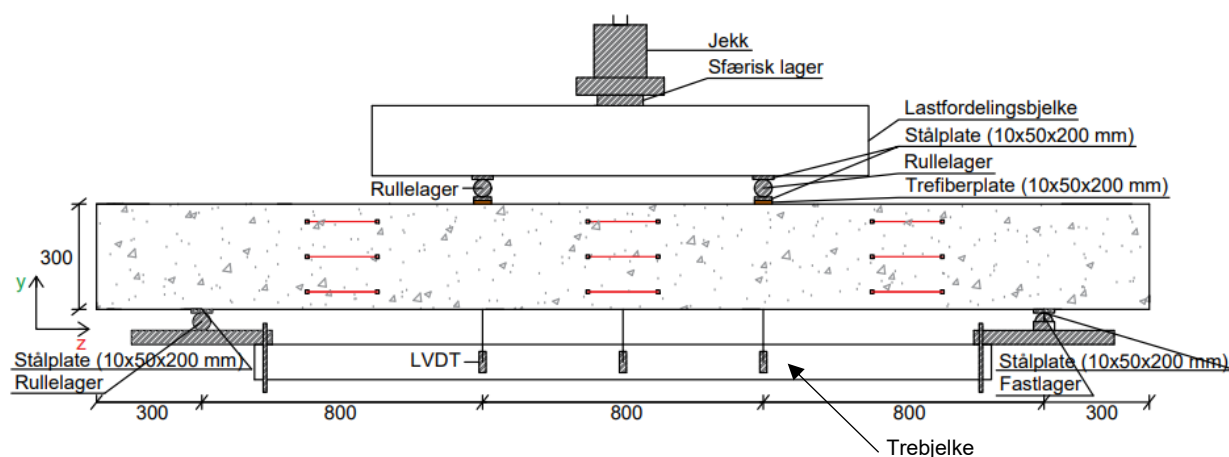
3.4 Skjærforsøk

3.4.1 Riggoppsett

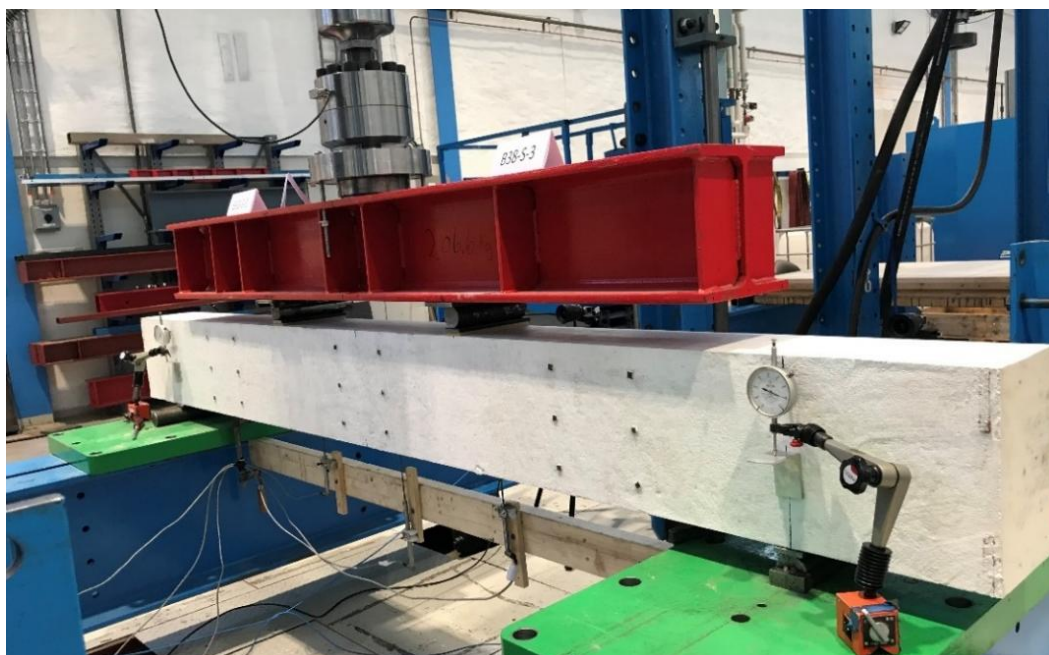
Skjærforsøkene ble utført i den store prøvehallen på Materialteknisk ved NTNU. Figur 3-8 og 3-9 viser en prinsippskisse og et oversiktsbilde av riggen benyttet til skjærforsøkene. Riggen ble laget spesielt for disse bjelkeforsøkene og består av et søylesystem med traverser for oppleggene og innfesting av jekken. Jekken er sentrert midt over bjelken og belaster bjelken i form av to punktlaster gjennom en kraftig stålplate. Avstanden mellom punktlastene er 800 mm, likt som avstanden fra punktlastene til oppleggene (3d).

Det er et sfærisk lager mellom jekken og fordelingsbjelken. Både punktlastene og bjelkeoppleggene hadde i utgangspunktet ett fastlager og ett rullelager på hver side av jekken. Etter de tre første forsøkene, ble det imidlertid endret til rullelager ved begge punktlastene. Dette var fordi alle bruddene inntil da hadde kommet på den siden som hadde fastlager ved opplegget og at en derfor fikk en mistanke om at det kunne oppstå en strekkraft mellom de to fastlagene (ved punktlasten og opplegget) i det skjærspennet. Punktlastene ble påført bjelken gjennom en 10 mm tykk og 50 mm bred trefiberplate som lå direkte mot bjelken og som hadde en 10 mm tykk og 50 mm bred stålplate oppå seg som lasten fra fordelingsbjelken virket mot (enten rull eller fastpunkt). En tilsvarende tykk stålplate var også plassert mellom stålrollen/fastpunktet og lastfordelingsbjelken. Lengden på disse platene var lik bjelkebredden på 200 mm. Ved oppleggene var det en tilsvarende stålplate direkte mot undersiden til bjelken. I tilknytning til oppleggene på hver side ble det også festet en trebjelke som nedbøyningsmålerne ble festet til.

Jekken hadde en kapasitet på 400 kN og ble styrt av et panel.



Figur 3-8: Skisse av rigg og instrumentering i skjærforsøkene



Figur 3-9: Oversiktsbilde av en bjelke i riggen sett fra sideflate B. Skjærspennet mot nord (side 1) er til venstre og skjærspennet mot sør (side 2) er til høyre.

3.4.2 Instrumentering og lastprosedyre

Nedbøyningene (i y-retning) ble målt ved hjelp av tre digitale deformasjonsmålere (LVDT) som var plassert på midten og ved hver av punktlastene. Giverne var festet midt under bjelken og til referansebjelken som vist i figur 3-9. Denne bjelken var montert slik at den fulgte vertikalbevegelsen til oppleggsplatene.

Ved hvert opplegg var det i tillegg montert et ur rett over opplegget på hver side av bjelken mellom midt på bjelkesiden og oppleggsplatene, som vist på figur 3-10, for å fange opp eventuelle deformasjoner i selve lageret/opplegget.

Under forsøkene ble det også målt tøyninger med ekstensometer i bjelkens lengderetning (z-retningen) på den ene siden (sideflate B) i de samme rutefeltene som tidligere hadde blitt benyttet til å måle AR-ekspansjonen (z_1 , z_2 og z_3). Disse målelinjene ble målt både før bjelken ble belastet, som en referanse, og på hvert lasttrinn rett etter at lasten var oppnådd. På den andre siden (sideflate A), ble det benyttet et «Digital Image Correlation» (DIC) oppsett til å måle deformasjoner i alle retninger i skjærspennene. Dette blir nærmere forklart i avsnitt 3.4.2. Det var derfor ikke mulig å gjøre andre målinger i skjærspennene på den siden.

Bjelkene ble belastet deformasjonsstyrt med en deformasjonshastighet på 1 mm/min på midten av bjelken til brudd. Lasten ble økt trinnvis i trinn på 20 kN ved hver punktlast (40 kN på jekken). På hvert trinn ble det målt tøyninger med ekstensometer, lest av urene ved oppleggene, tegnet riss og tatt bilder (på side B). Rissene ble markert med tall som viste lastnivået, 1-20 kN, 2-40 kN, osv. Bjelkene ble malt lett hvite for at rissene skulle være lettere å se og mer synlige på bildene. Stoppen på hvert lasttrinn var fra 5-10 minutter.

3.4.3 Digital Image Correlator (DIC)

DIC er i [22] beskrevet som en generell algoritme som er i stand til å følge tilfeldige mønstre i en serie av digitale bilder. Hvert bilde som blir tatt av et prøvestykke/område i en deformert tilstand sammenlignes med et bilde av området i referansetilstanden (før testing). Deformasjonen av området fra referansetilstanden blir beskrevet av en rekke parametere. Disse parameterne blir så beregnet i en optimalisert algoritme som minimerer forskjellene i gråskala verdier mellom referansen og den deformerte tilstanden. Til analysen av bildene ble en egen programvare utviklet ved SIMLAB, *eCorr*, benyttet.

Før forsøket startet ble bjelkene malt lett hvite og sprayet med et tett gitter av små svarte prikker i det området som skulle fotograferes. Det er endringen i avstand mellom disse prikkene som bestemmer deformasjonen og tøyningene på hvert sted i området (endring fra bilde til bilde). Figur 3-10 viser et av oppsettene.



Figur 3-10: Oppsett av DIC

4. EKSPANSJONSMÅLINGER

4.1 Resultater og vurderinger av målinger

4.1.1 Gjennomsnittlige ekspansjoner

Tabell 4-1 viser gjennomsnittlig ekspansjoner av alle enkeltmålingene på bjelkene i armeringsretningen (z-retningen) og tvers på armeringsretningen (y-retningen) etter avsluttet lagring i 38 °C-rommet og videre fuktig lagring i laboratoriet ved 20 °C frem til bjelken ble testet. Antall døgn ved 20 °C er vist i parentes. Bjelkene ble målt både ved uttaket fra 38 °C-rommet og rett før testing. Målingene viser at det er en utvikling i ekspansjonen også under lagringen ved 20 °C. Referansebjelkene (B20-S og B20-U) er bare lagret fuktig ved 20 °C. Ekspansjonen i hver høyde i z-retningen er basert på 6 målelinjer for bjelkene og 2 for prismene. z_1 er 50 mm fra overkant av bjelken, z_2 er midt på bjelken og z_3 er 50 mm fra underkant av bjelken. Gjennomsnittlig ekspansjon i y-retningen er basert på 12 målelinjer for bjelkene og 4 for prismene.

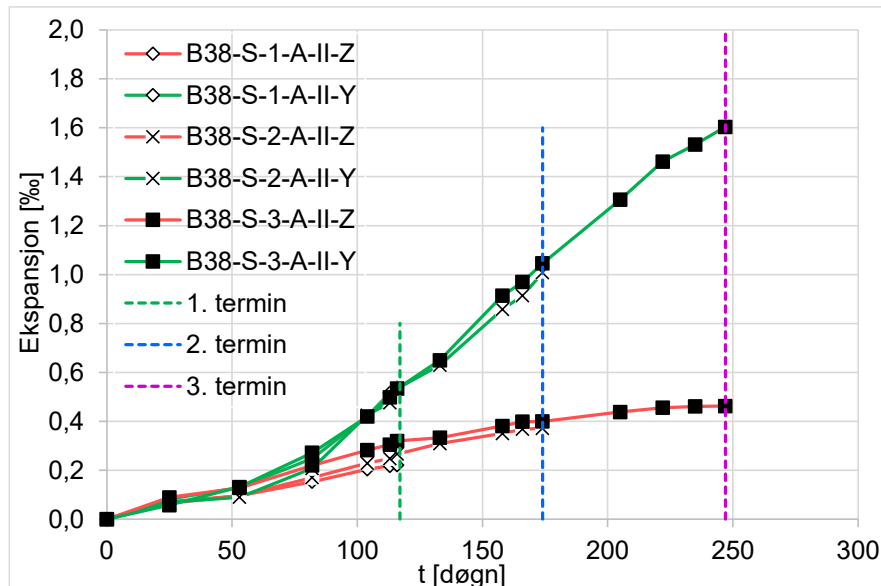
Tabell A-1 og figurene A-1 til A-9 i vedlegg A er viser ekspansjonene til hver målelinje, mens tabell A-2 til A-4 viser de gjennomsnittlige ekspansjonene i z- og y-retningen sammen med beregnede variasjonskoeffisienter. Beregningene viser at variasjonskoeffisienten, med noen unntak, er mellom 10 og 25 % for alle bjelker i alle retninger. Dette er ganske likt som for kubene og prismene som ble rapportert i Rapport 853 [16]. Variasjonskoeffisienten er noe større ved lave ekspansjoner, da mindre forskjeller i målingene vil gi større utslag. Det er også en viss forskjell på sideflate A og B i begge retninger for prisme B38-R-1 og i z-retningen for prisme B38-R-3, hvor variasjonskoeffisienten er ca. 40 %. Gjennomsnittet for prismene er imidlertid ganske likt som for de symmetrisk armerte bjelkene ved de samme terminene. Det er ellers ikke observert noen systematisk forskjell mellom målingene på hver sideflate og i hvert måleområde.

Tabell 4-1: Gjennomsnittlige ekspansjoner av bjelkene og referanseprismene i hver høyde i z-retningen ($z_1=250$, $z_2=150$, $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken) og i y-retningen.

Bjelke/ Prisme	Dager lagret ved 38 °C + (20 °C)	z_1 [%]	z_2 [%]	z_3 [%]	z-middel [%]	y-middel [%]
B20-U	(134)	0,144	0,067	0,011	0,074	0,026
B20-S	(132)	0,056	0,055	0,010	0,040	0,008
B38-U-1	117 + (16)	0,636	0,450	0,282	0,456	0,699
B38-S-1	117 + (15)	0,199	0,193	0,226	0,206	0,593
B38-R-1	117 + (68)	0,306	0,214	0,132	0,217	0,739
B38-U-2	174 + (38)	0,844	0,617	0,353	0,605	1,456
B38-S-2	174 + (38)	0,418	0,365	0,375	0,386	1,151
B38-R-2	174 + (35)	0,408	0,414	0,512	0,445	1,388
B38-U-3	247	1,470	0,903	0,494	0,956	3,472
B38-S-3	247	0,551	0,409	0,386	0,449	1,553
B38-R-3	247	0,432	0,394	0,626	0,484	3,279

Måleområdet A-II på de tre symmetrisk armerte bjelkene ble målt regelmessig gjennom hele prøveperioden (ved 38 °C) som tidligere diskutert i avsnitt 3.2. Figur 4-1 viser gjennomsnittlig ekspansjonsutvikling av disse måle-områdene i z- og y- retningen med henholdsvis rød og grønn kurve. Rund markør viser resultatene i dette området for bjelke B38-S-1, kryss-markør for bjelke B38-S-2 og firkant-markør for bjelke B38-S-3. Disse bjelkene ble tatt ut fra 38 °C-rommet ved 1., 2. og 3. etter henholdsvis 117, 174 og 247 døgn, markert i figuren med en grønn, blå og rosa stiplet linje. Disse målingene var grunnlag for når bjelkene hadde nådd den ønskede ekspansjonen (test-terminene) som de skulle testes ved. Figur 4-1 viser at forskjellen i ekspansjonen mellom de tre bjelkene er liten. Målingene av alle feltene ved 20 °C etter avkjøling, vist i figur A-1 til A-3 i vedlegg A, viser også at dette feltet (vist med oransje stolpe) representerer den gjennomsnittlige ekspansjonen (vist med svart stolpe) av alle feltene ganske godt.

Tabell 4-1 og figur 4-1 viser at ekspansjon til disse bjelkene i armeringsretningen (z-retningen) er betydelig mindre enn i fri retning (y-retningen). Kurvene for de to retningene begynner å gå fra hverandre etter ca. 50 døgn ved en ekspansjon på ca. 0,1 ‰. Fra dette tidspunktet øker ekspansjonen i y-retningen ganske lineært frem til siste termin hvor den er ca. 1,6 ‰, mens den øker mye mindre i z-retningen og ser ut til å flate mer og mer ut med tiden. Ved 1. termin er forholdet mellom de to retningene ca. 2, ved 2. termin ca. 2,6 og ved 3. termin ca. 3,6. Ved siste måling er dermed ekspansjonen i belastet retning bare ca. 30 % av den i fri retning. Dette er en mye større reduksjon av ekspansjonen i fastholdt retning enn det som ble funnet både for de belastede kubene og de armerte prismene i Rapport 853 [16].

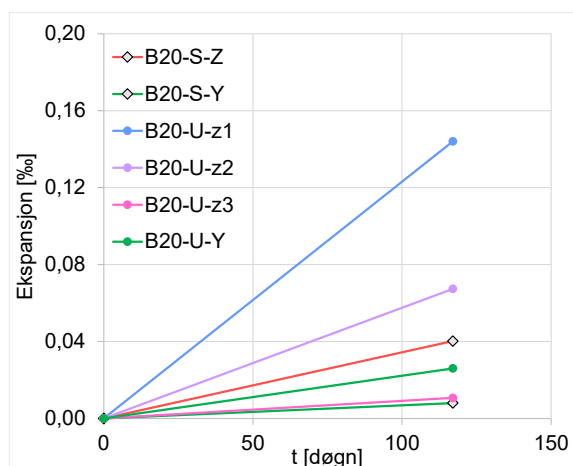


Figur 4-1: Ekspansjonsutvikling i det jevnlig målte måleområdet (A-II) på de symmetrisk armerte bjelkene

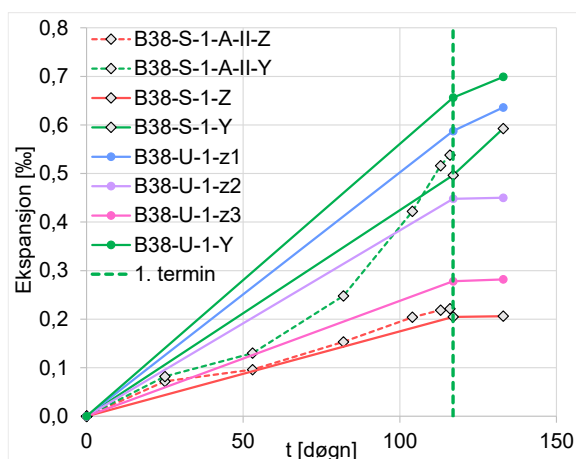
Figur 4-2a) til d) viser gjennomsnittlige ekspansjoner i y- og z-retningen til de usymmetrisk og symmetrisk armerte bjelkene både rett etter at de ble tatt ut fra 38 °C-rommet og etter at de hadde blitt lagret en tid ved 20 °C frem til de ble testet. De gjennomsnittlige ekspansjonene ut fra alle målingene i z- og y-retningen for de symmetrisk armerte bjelkene er vist med røde og grønne kurver for hver termin. I z-retningen til de usymmetrisk armerte bjelkene er

gjennomsnittet av hvert høydenivå (z_1 , z_2 og z_3) vist med henholdsvis blå, lilla og rosa kurver. De symmetrisk armerte bjelkene er vist med samme type markør som i figur 4-1, mens de usymmetrisk armerte bjelkene har sirkulære markører. Figur 4-2a) viser de gjennomsnittlige ekspansjonene av referansebjelkene B20-S og B20-U som ble lagret ved 20 °C, mens figur 4-2b), c) og d) viser det samme for de ekspanderte bjelkene som var lagret ved 38 °C til hver termin. Siden bjelkene kun ble målt i alle felt før og etter lagringen i teltet og rett før de ble testet, er også ekspansjonsutviklingen til det jevnlig målte feltet A-II på de symmetrisk armerte bjelkene vist med stiplete linjer som en referanse. Som en ser, er det god overensstemmelse mellom disse verdiene ved hver termin.

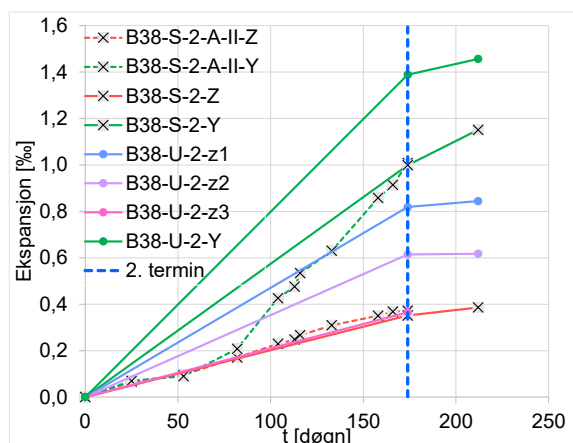
Figur 4-2b) og c) viser at bjelkene fortsetter å ekspandere litt ved 20 °C etter at de er tatt ut fra 38 °C-rommet. Dette gjelder spesielt i fri retning (grønne kurver). Referansebjelkene som ble lagret ved 20 °C, og som er vist i figur 4-2a), har imidlertid en mye mindre ekspansjonshastighet og det er også litt mer tilfeldig hvilke retninger som ekspanderer mest. Den ser imidlertid ut til å være minst i y-retningen for disse bjelkene.



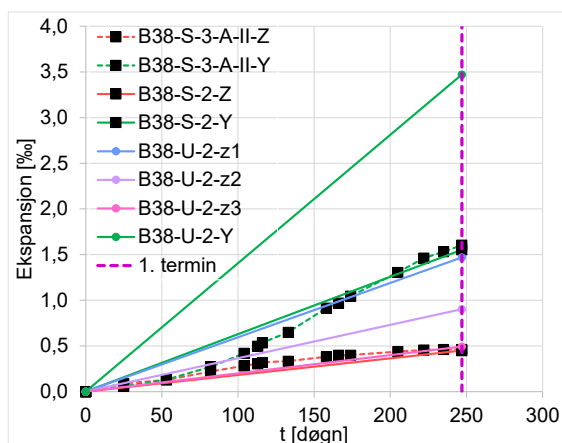
a) Gjennomsnittlige ekspansjoner ved 1. termin av B20-S og B20-U lagret ved 20 °C



b) Gjennomsnittlige ekspansjoner av B38-S-1 og B38-U-1 lagret ved 38°C til 1. termin og videre ved 20 °C i ca. 15 døgn



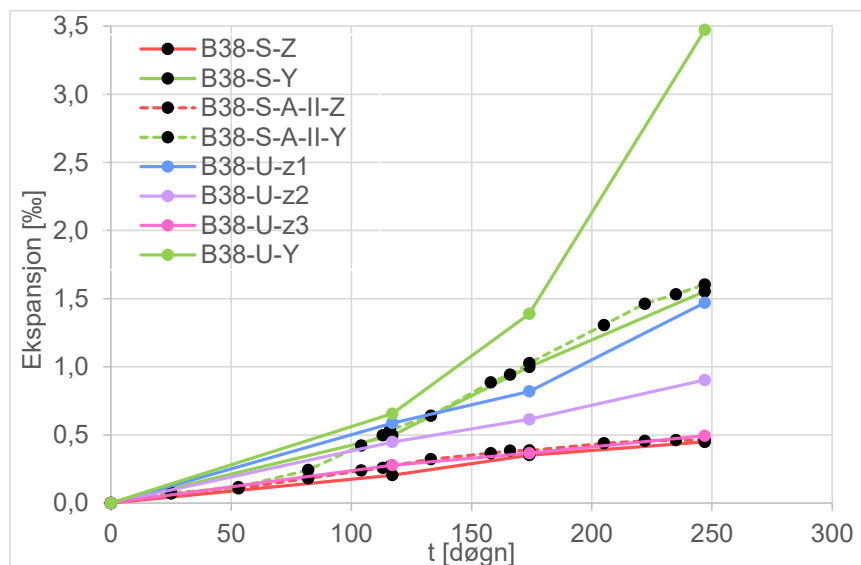
c) Gjennomsnittlige ekspansjoner av B38-S-2 og B38-U-2 lagret ved 38 °C til 2. termin og videre ved 20 °C i ca. 40 døgn



d) Gjennomsnittlige ekspansjoner av B38-S-3 og B38-U-3 lagret ved 38 °C til 3. termin

Figur 4-2: Gjennomsnittlige ekspansjoner i z- og y-retningen av hver bjelke ved hver termin

I Figur 4-3 er de samme ekspansjonsverdiene til de ekspanderte bjelkene ved de tre terminene satt sammen i samme figur. Tiden er her antall døgn ved 38 °C og ekspansjonen er basert på målingene rett etter (ca. 2 døgn) at bjelkene ble tatt ut fra 38 °C-rommet. Første punkt på de heltrukne linjene er ved 1. termin, andre ved 2. termin og tredje ved 3. termin. De symmetriske bjelkene har sorte markører, ellers er merkingen av de ulike kurvene og retningene de samme som i figur 4-2. De stiplede linjene er også her basert på de kontinuerlige målingene i felt A-II for de symmetrisk armerte bjelkene i 38 °C-rommet og viser de gjennomsnittlige verdiene av de bjelkene som til enhver tid er lagret i teltet (tre bjelker frem til første termin, to bjelker til andre termin osv.).

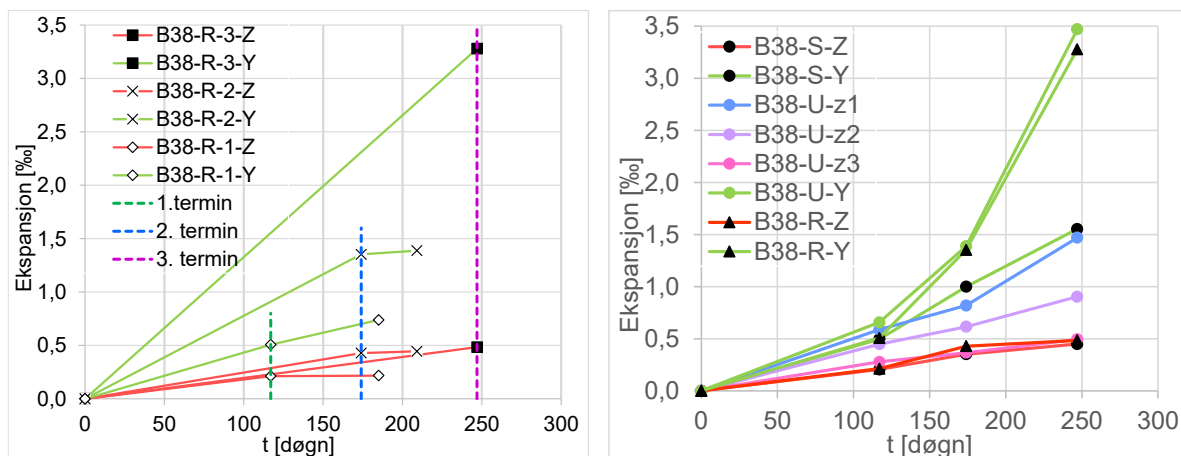


Figur 4-3: Gjennomsnittlige ekspansjoner av de symmetrisk armerte bjelkene og av de jevnlig målte områdene av de symmetrisk armerte bjelkene (A-II) i y- og z-retningen og av de usymmetrisk armerte bjelkene i y-retning og i alle høyder i z-retningen ($z_1=250$ -, $z_2=150$ og $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken)

Figur 4-2 og 4-3 viser tydelig at bjelkene som er lagret ved 38 °C ekspanderer mest i fri retning (y-retningen) og at de usymmetrisk armerte bjelkene ekspanderer mer enn de symmetrisk armerte bjelkene i denne retningen. Dette gjelder spesielt for bjelkene ved 3. termin. Tøyningsmålingene viser også en tydelig krumning av de usymmetrisk armerte bjelkene, der z_1 som er 50 mm fra bjelkens overkant har mye større ekspansjon enn z_3 som er 50 mm fra bjelkens underkant. Ekspansjonen i z_1 nærmer seg også ekspansjonen i fri retning for de symmetrisk armerte bjelkene, mens z_3 er ganske lik gjennomsnittet i z-retning for de symmetrisk armerte bjelkene. Dette kan tyde på at de usymmetrisk armerte bjelkene er friere til å ekspandere i alle retninger i toppen av bjelkene på grunn av mindre armering i lengderetningen i det området. Dette området kan etter hvert også få strekk og riss i toppen på grunn av den eksentriske kraften til strekkarmeringen. Tendensen til mer ekspansjon i toppen av bjelken vil imidlertid bli delvis forhindret av fastholding fra resten av tverrsnittet og egespenninger i tverrsnittet så lenge betongen er lineært elastisk (før det evt. blir riss).

Figur 4-4a) viser midlere ekspansjoner i z- og y-retningen for referanseprismene mens de ble lagret i 38 °C-rommet og lagret videre ved 20 °C frem til det ble tatt ut prøver fra prismene. Angivelsen av kurvene (farge og symbol) er de samme som for de symmetrisk armerte bjelkene

i figur 4-2. Figuren viser at også prismene får en videre ekspansjon under lagringen ved 20 °C. Spesielt gjelder dette kurven for y-retningen ved 1. termin som øker med tilnærmet samme hastighet som før dette prismet ble tatt ut av 38 °C-rommet. I Figur 4-4b) er målingene ved hver termin for prismene satt sammen til kurver og sammenlignet med de tilsvarende kurvene fra de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene. Prismene er her markert med sorte trekantmarkører. Som figuren viser, sammenfaller middelverdiene til prismene godt med de symmetrisk armerte bjelkene i z-retningen for hele måleperioden. I y-retningen stemmer målingene på prismene godt overens med de symmetrisk armerte bjelkene ved 1. termin, mens de plasserer seg i samme område som for de usymmetrisk armerte bjelkene ved 2. og 3. termin.



a) Ekspansjoner ved hver termin for prismene

b) Sammenligning av ekspansjoner for prismene og bjelkene

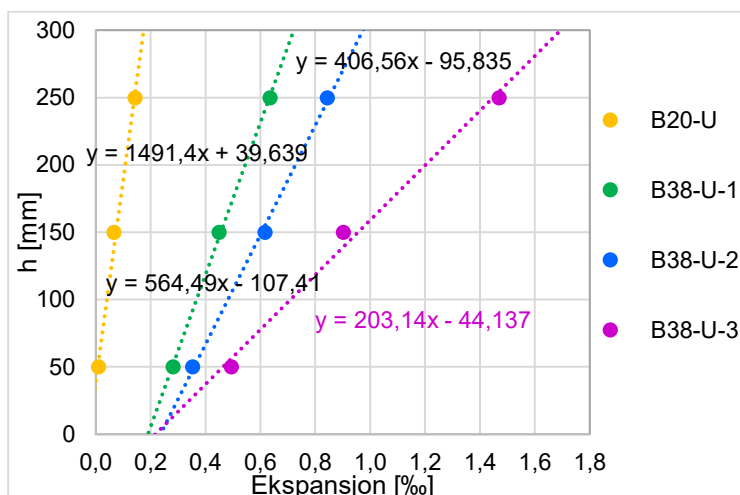
Figur 4-4: Gjennomsnittlige ekspansjoner i z- og y-retningen for prismene B38-R-1, B38-R-2 og B38-R-3

Det ser ut til å være litt tilfeldig hvor mye bjelkene og prismene ekspanderer i fri retning (y-retningen). Siden ekspansjonen er ganske stor, må det forventes en viss spredning både fra felt til felt og fra side til side. Ved 2. og spesielt 3. termin har bjelkene fått ganske mye riss i overflaten, som vist i figur D-1 i Vedlegg D. Disse rissene kan variere i antall og størrelse innenfor hver målelinje og derfor gi tøyingsforskjeller. Et riss på 0,1 mm gir en tøyning på 0,5 % over en målelengde på 200 mm, det skal derfor relativt lite til for å få store utslag på den målte ekspansjonen. De målte tøyningene i y-retningen for bjelke B38-U-3 i område A-I og B-III, som er samme felt på motstående sideflater, er henholdsvis, 4,6 og 3,2 %. Siden det er så stor forskjell på disse målingene, kan det tyde på at de rissene vi ser på overflaten ikke er gjennomgående. Overflatene kan også vise en noe større ekspansjon enn det som er tilfelle litt lenger inne i prismet. Det samme ser man for referanseprismet ved denne terminen (B38-R-3) som har en gjennomsnittlig ekspansjon i y-retningen på side A og side B på henholdsvis 3,8 og 2,8 %. Disse variasjonene kan derfor også forklare noe av forskjellen på de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene i denne retningen, selv om det der også er andre forhold som er inne i bildet og som kan forklare at de usymmetrisk armerte bjelkene har lettere for å ekspandere i y-retningen enn de symmetrisk armerte bjelkene. Fuktigheten i teltet kan også variere med høyden og avstanden til åpningen, noe som kan gi variasjoner i ekspansjonen. Tidligere undersøkelser har vist at større lagringsrom har en mer ujevn fuktfordeling og derved også en tendens til en noe lavere ekspansjon sammenlignet med mindre lagringsrom [23].

4.1.2 Ekspansjoner i armeringsretningen (z-retningen)

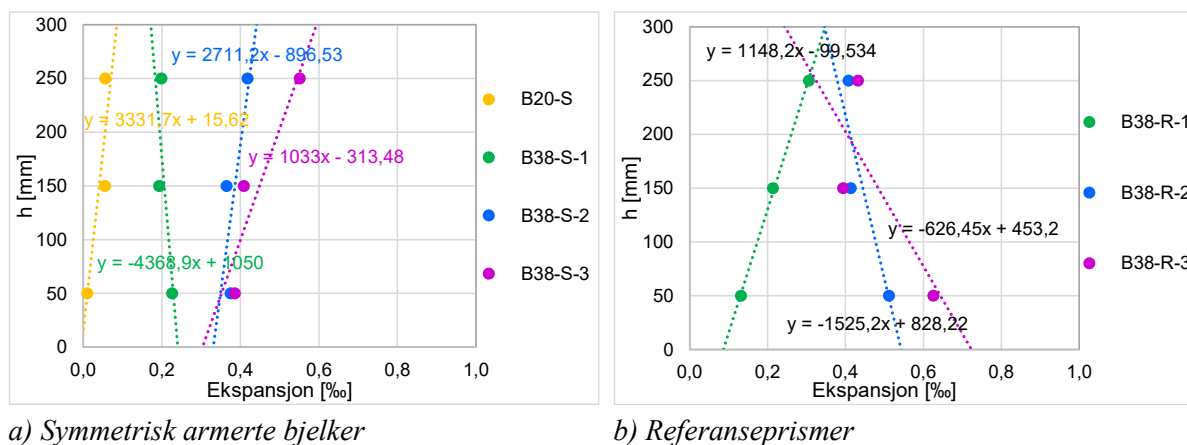
Tøyningsverdiene til hver målelinje i z-retningen for de usymmetrisk armerte bjelkene ved hver termin er vist i figur 4-5. Verdiene er middel av tre målefelt på hver side av bjelken. Tøyningsverdiene til referansebjelken er også vist. Basert på disse tøyningsverdiene er det så lagt inn lineære regresjonslinjer for å bestemme tøyningsfordelingen over hele høyden. Enkeltverdiene og tilsvarende verdier for hvert felt er vist i figur A-7 til A-9 i Vedlegg A. Figurene viser en viss spredning selv om det er samme tendens i alle feltene. De innlagte regresjonslinjene på figur 4-5 stemmer også godt med middelverdiene ved hver termin.

Figur 4-5 viser at de usymmetrisk armerte bjelkene som er lagret i 38 °C-rommet får en tydelig økning av både tøyningen og tøyningsgradienten med tiden. Økningen er størst fra 2. til 3. termin. Denne økningen er forventet og skyldes en kombinasjon av at det er mindre armering og mindre fastholding fra armeringen i toppen av disse bjelkene og at de derfor også får en større ekspansjon i toppen og derved også en økende gradient. Tøyningsutviklingen er derfor mye større i toppen enn i bunnen av disse bjelkene. Basert på disse målingene ved hver termin ser det likevel ikke ut til at ekspansjonen stopper helt opp i bunnen.



Figur 4-5: Gjennomsnittstøyninger i z-retningen over høyden og regresjonslinjer for de usymmetrisk armerte bjelkene ved hver termin. Gul kurve (B20-U) viser referansebjelken som er lagret ved 20 °C

Figur 4-6a) og b) viser ekspansjonen i z-retningen over høyden for de symmetrisk armerte bjelkene og prismene ved hver termin. Som i figur 4-5 er verdiene bestemt ut fra målingene ved hver termin og er gjennomsnittet av alle målefeltene på bjelkene og prismene etter uttak fra 38 °C-rommet, dvs. av 6 målefelt for bjelkene og av 2 målefelt for prismene. Lineære regresjonslinjer er også her lagt inn for å bestemme tøyningsfordelingen over høyden. Disse linjene stemmer bra med måleverdiene opp til 2. termin for både bjelkene og prismene, mens de stemmer dårligere ved 3. termin. Regresjonslinjene viser at også de symmetrisk armerte prøvene får en krumning. Krumningsretningen er imidlertid forskjellig ved 1. og 2. termin for både bjelkene og prismene. I tillegg er også krumningen motsatt ved hver termin for bjelkene og prismene. Denne variasjonen tyder på at disse verdiene er litt tilfeldige, og at de derfor nødvendigvis heller ikke er direkte relaterbare til tøyningene i armeringen. Middelverdiene av alle målingene i z-retningen på bjelkene og prismene ved samme termin er likevel ganske like.



Figur 4-6: Gjennomsnittstøyninger i z-retningen over høyden og regresjonslinjer for de symmetrisk armerte bjelkene og prismene ved hver termin. Gul kurve (B20-S) viser referansebjelken som er lagret ved 20 °C

Enkeltmålingene er vist i Tabell A-1 i Vedlegg A. Ut fra disse er det en forskjell på side A og side B i samme felt (A-I og B-III, A-II og B-II og A-III og B-I) for både de symmetrisk armerte bjelkene og prismene. For den symmetrisk armerte bjelken ved 1. termin (figur A-1), så er det spesielt stor forskjell på de to sidene for målefeltet på midten (forhold opp mot 3). Gjennomsnittet av tøyningene ved hver målelinje for begge sider er også bare ca. halvparten av verdiene i de to sidefeltene (I og III) for denne bjelken. For bjelken ved 2. termin (figur A-2) er det ganske likt både mellom sidene og feltene. Ved 3. termin (figur A-3) er imidlertid både forskjellen mellom sidene og feltene noe større igjen. Gjennomsnittet av de målte tøyningene for alle målelinjene (z_1 , z_2 og z_3) ser likevel ut å være ganske representativ for tøyningstilstanden ved hver termin.

Gjennomsnittstøyningene for hver av de to sidene (Side A og B) over høyden for de symmetrisk armerte bjelkene ved de tre terminene er vist i figur A-10 til A-12 i Vedlegg A. Figurene viser at det er en ganske lineær relasjon mellom gjennomsnittsverdiene på de to sidene ved 1. og 2. termin, mens det ikke er like bra ved 3. termin (figur A-12). Avviket fra linearitet begynner da å bli større selv om det er mindre for middelverdiene (stiplet linje) enn for noen av enkeltfeltene. Det som er typisk for tøyningene ved 3. termin er at z_1 er ganske mye høyere enn z_2 og z_3 . Samme tendens vises for z_3 ved 2. termin (figur A-11). Som tidligere omtalt er det observert overflateriss prøvene ved disse terminene. En forskjell i tøyningmålingene på 0,2 ‰ tilsvarer kun en forskjell i sum av rissvidder over målelengden på ca. 0,04 mm. Tøyningene ved z_1 ved 3. termin og delvis ved z_3 ved 2. termin kan derfor vise litt for høye verdier i forhold til det som er representativt for tøyningen i betongen litt lenger inne i tverrsnittet.

De tilsvarende verdiene for prismene er vist i figur A-10 til A-12 i vedlegg A med svarte linjer. Figurene viser at ekspansjonen til prismene avviker noe fra ekspansjonen til bjelkene. Prismene har en hel 15 mm stålplate i endene, mens bjelkene har to 10 mm plater, en sentrert ved hver armering. Det er likevel ikke forventet at dette skulle bety så mye for måleverdiene siden avstanden fra endene til målefeltene er såpass stor. Figur A-10 viser at tøyningfordelingen over høyden i z-retningen er helt lineær for prismet ved 1. termin, med dobbelt så stor tøyningen i z_1 som i z_3 . Dette gir også en større og motsatt rettet gradient i prismet i forhold til i bjelken. Figur A-4 viser også at tøyningene på prismet er noe mindre på side B enn på side A, men at

de er ganske lineære over høyden på begge sider. For bjelken er det ikke en like god sammenheng mellom målingene på hver side, men også der er tøyningene generelt mindre på flate B. Det kan derfor se ut til at stålplatene i endene på prismene er så stive at de til en viss grad klarer å påvirke tøyningfordelingen midt på prismet ved 1. termin.

For prismet ved 2. termin viser figur A-5 i vedlegg A at tøyningen i z_1 er betydelig høyere på side A enn på side B og at den i z_2 er betydelig lavere på side A enn på side B, mens den er ganske lik på de to sideflatene i z_3 . Dette er ikke mulig hvis tøyningfordelingen over tverrsnittet er tilnærmet et plan. Minst en av disse verdiene er derfor sannsynligvis litt påvirket av riss. Hvis z_1 på side A er ca. 0,2 ‰ for høy, så vil også tøyningfordelingen til dette prismet bli ganske lineær over høyden og få noenlunde samme gradient som prismet ved 1. termin. Det kan imidlertid også være at z_3 verdiene til dette prismet er litt for høye og at tøyningstilstanden egentlig er ganske jevn over høyden.

Ved 3. termin er det z_2 på side B til prismet som skiller seg ut og er for lav i forhold til de andre verdiene, se figur A-6 og A-12. Hadde den vært 0,4 ‰ i stedet for 0,17 ‰, ville også tøyningfordelingen til dette prismet blitt mer lineær og fått en mer tydelig gradient over høyden som for bjelken ved samme termin. Basert på z_1 og z_3 har også dette prismet noenlunde samme gradient som prismene ved 1. og 2. termin. For bjelken er det generelt z_1 som er høy i alle feltene ved denne terminen, og hadde den vært noe lavere så ville også denne bjelken hatt en ganske jevn tøyningstilstand.

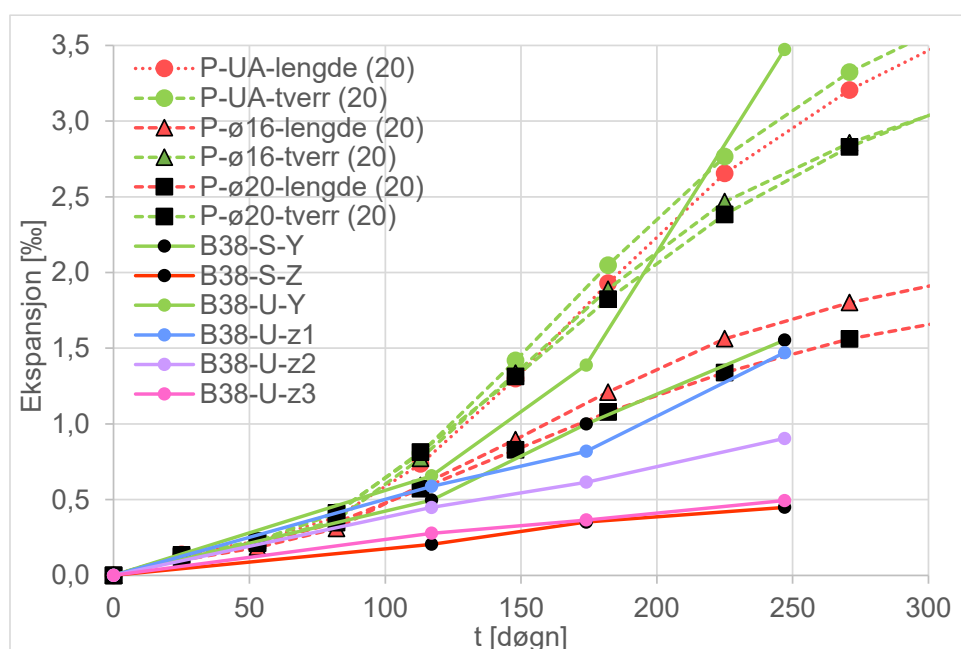
Resultatene tyder derfor på at det er sannsynlig at prismene får en gradient i z-retningen som skyldes stålplatene i endene. Denne effekten er diskutert i vedlegg A.7 og er derfor bare kort oppsummert her. For bjelkene er stålplatene symmetriske i forhold til stengene og det er derfor forventet at de gir et trykk i betongen som har samme tyngdepunkt som strekket i armeringen. For prismene kan imidlertid stålplatene overføre dette trykket til betongen litt lenger inne på platen, slik at det blir en kraftvirkning i hver ende (strekk i armeringen og trykk i betongen) som gir et moment i prismet. Det er imidlertid først når det blir forskjell på tøyningene på de to sidene (over og underkant av tverrsnittet) at dette momentet utvikler seg. Dette momentet vil derfor kunne virke drivende på ekspansjonen i en tidligfase før trykkspenningene fra stålplaten blir så store at de klarer å motvirke denne effekten. Dette gjør også at gradienten blir noenlunde lik i alle prismene, selv om de har ulike ekspansjonsnivå. De målte tøyningene er imidlertid blitt justert litt for å gi den samme gradienten ved 2. og 3. termin som ved 1. termin. Det er derfor ikke helt sikkert at disse gradientene er så systematiske som det kan se ut som for disse prismene.

Det mest sikre for både bjelkene og prismene er derfor å benytte middelverdiene som uttrykk for ekspansjonen. Tøyningene i et snitt må forventes å ligge tilnærmet på et plan og det skal da også være en tilnærmet lineær relasjon mellom måleverdiene i alle retninger. Når det ikke er det, så skyldes det sannsynligvis målefeil eller avvik mellom tøyninger på overflaten og litt lenger inne i tverrsnittet på grunn av riss. Det skal ganske små riss til før de gir ganske store utslag på tøyningsverdiene. Det er derfor også forventet at målingene gir litt for store ekspansjoner.

4.1.3 Sammenligning med de armerte 230x230x300 mm prismene

I figur 4-7 er ekspansjonsutviklingen til bjelkene sammenlignet med den for de armerte prismene som ble støpt sammen med bjelkene og som er beskrevet i Rapport 853 [16]. Disse prøvene har samme resept, men lagringen er noe annerledes for bjelkene (i telt ved ca. 95 % RF) enn for prismene (i bøtter ved ca. 100 % RF). Kurvene for bjelkene er de samme som i figur 4-3, mens prismene er vist med stiplede grønne og røde linjer for ekspansjonene på tvers og på langs av armeringen. Som figuren viser, er ekspansjonen mindre for bjelkene enn for prismene både i armeringsretningen og i den frie retningen med unntak av y-retningen til de usymmetrisk armerte bjelkene som utvikler seg opp i og forbi ekspansjonen i den frie retningen for de uarmerte og armerte prismene. Etter 250 døgn er ekspansjonen rundt 1,5 ‰ i armeringsretningen for de mest armerte prismene, mens den bare er rundt 0,5 ‰ for de symmetrisk armerte bjelkene.

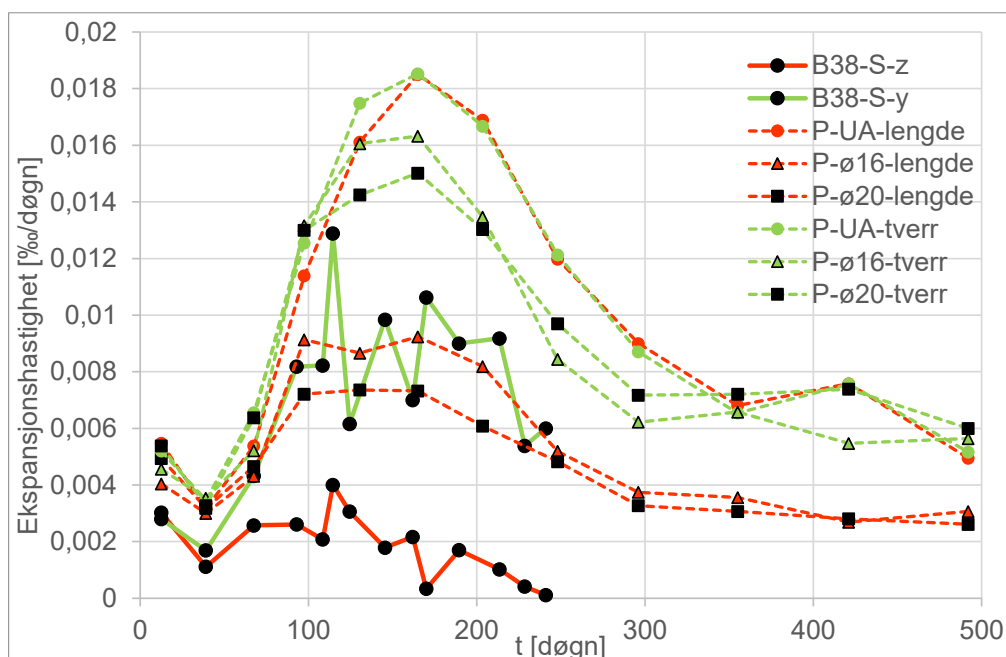
Forholdet mellom ekspansjonen i armeringsretningen og i den frie retningen er også mye større for bjelkene enn for prismene. Dette gjelder både for de symmetrisk armerte bjelkene og for nedre målelinje (z_3) av de usymmetrisk armerte bjelkene som har like mye armering i underkant som de symmetrisk armerte bjelkene. Det siste forholdet er likevel påvirket av den usymmetriske kraftvirkningen fra armeringen i de usymmetrisk armerte bjelkene som gir trykk og redusert ekspansjon i underkant og strekk og økt ekspansjon i overkant av disse bjelkene. Det er derfor antakelig ekspansjonen på midten (z_2) som er mest representativ for ekspansjonen i lengderetningen til de usymmetrisk armerte bjelkene.



Figur 4-7: Sammenligning av ekspansjonsutviklingen til samtidig støpte prismene med den til de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen

Forskjellen på disse prismene og bjelkene kommer også frem ved å se på ekspansjonshastigheten. Ekspansjonshastigheten kan beregnes ved å se på endringen i ekspansjon, $\Delta\epsilon$, innenfor et gitt tidsintervall, Δt , mellom to påfølgende målinger. Hvis tiden er i dager, er hastigheten gitt som ‰ pr. dag. Dette er gjort for A-II feltet til de symmetrisk armerte bjelkene

i figur 4-8, hvor hastigheten er plottet mot tiden midt i hvert tidsintervall. Merkingen er den samme som i figur 4-7. Disse resultatene er plottet sammen med de tilsvarende verdiene for de armerte prismene i Rapport 853 [16]. Kurvene for bjelkene er ganske ujevne, noe som sannsynligvis skyldes en noe mindre målenøyaktighet for bjelkene som ble målt i teltet i forhold til prismene som ble målt på et bord. Ujevnheter i RF i teltet over tid vil antagelig også kunne spille inn. Forløpet er likevel ganske likt, og en ser at hastigheten øker i perioden fra ca. 40 til ca. 150 døgn for så gradvis å avta igjen. Hastigheten er likevel betydelig mindre i både y- og z-retningen til bjelkene enn i prismene. Spesielt gjelder dette for z-retningen hvor hastigheten også ser ut til å gå mot null etter ca. 250 døgn, som er et uttrykk for at ekspansjonen har stoppet opp.



Figur 4-8: Ekspansjonshastighet prismer og symmetrisk armerte bjelker og armerte prismene fra 2020 [16]

Formen til hastighetskurvene er ganske lik for prismene og disse bjelkene i armeringsretningen. De får alle et dropp mellom 1. og 2. måling og stiger så jevnt til de har et maksimum et sted mellom 100 og 200 døgn. Droppet fra 1. til 2. måling skyldes sannsynligvis at en da er i et tøyingsområde hvor det bygger seg opp indre strekkspenninger i pastaen som klarer å bremse ekspansjonen inntil strekkspenningene blir så stor at det begynner å bli riss i pastaen. Kurven for bjelkene faller likevel litt raskere enn kurvene for prismene og ser ut til å gå mot null etter ca. 250 døgn. På det tidspunktet har prismene fortsatt en hastighet som er ca. halvparten av det de hadde i denne retningen (z-retningen) på det høyeste.

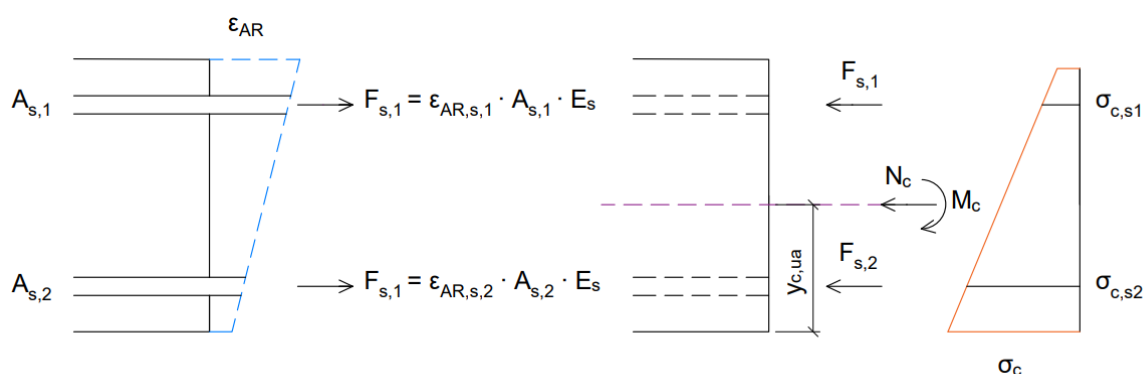
Forklaringen på denne forskjellen i ekspansjonshastighet er sannsynligvis at det var en noe høyere relativ fuktighet (RF) i bøttene hvor prismene ble lagret enn i teltet hvor bjelkene ble lagret. I teltet ble RF målt flere ganger til å være mellom 90 og 95 %, mens verdien i bøttene, som tidligere er blitt dokumentert i [20], sannsynligvis er et sted mellom 95 og 100 %. Det er derfor sannsynligvis minst 5 % forskjell på RF for de to lagringsbetingelsene. Det er likevel litt overraskende at dette skal bety så mye for ekspansjonshastigheten.

Geometri, armeringsmengde og plasseringen av armeringen kan også være en mulig årsak til forskjellene mellom prismene og bjelkene. Tverrsnittene er ganske like (230x230 vs. 200x300 mm) og med ganske lik avstand fra overflatene og inn til midten av prøvene. De symmetrisk armerte bjelkene har likevel mer armering på hver side, med 3Ø20 mm stenger med avstand 40 mm, enn de mest armerte prismene som har 2Ø20 mm stenger på hver side med en innbyrdes avstand på ca. 100 mm. I armeringsprosent er dette henholdsvis ca. 3,1 og 2,4 %. Overdekningen til armeringen i prismene er ca. 50 mm, mens overdekningen til armeringen i bjelkene er ca. 30 mm. Selv med mer armering i bjelkene, er likevel ekspansjonen såpass mye lavere at spenningen i bjelkene (de symmetrisk armerte) aldri blir høyere enn i prismene.

4.2 Virkning av trykksspenninger på ekspansjonen

Det bygger seg gradvis opp trykksspenninger i betongen når en armert prøve ekspanderer fordi kraften i armeringen til enhver tid må være i likevekt med kraften i betongen. Siden armeringen får strekk ved en ekspansjon, vil betongen da få trykk, i hvert fall over deler av tverrsnittet. Spenningen i betongen kan bestemmes ved å sette kraften i armeringen ved en gitt tøyningstilstand på det rene betongtverrsnittet, som er tverrsnittet uten armering. En får da en lineær relasjon mellom spenningen i betongen og graden av ekspansjon helt til armeringen eventuelt flyter og det ikke bygges opp noe mer spenning før eventuelt ved store tøyninger når armeringen begynner å fastne. Dette er imidlertid vanligvis utenfor det aktuelle området for AR-ekspansjoner.

Hvis spenningen i betongen i bjelkene baseres på de gjennomsnittlige tøyningene i armeringen ved hver termin, som vist i figur 4-5 og 4-6, blir spenningsfordelingen over høyden som vist på figur 4-10 for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene. Grønn, blå og rosa kurve viser spenningen i bjelkene ved henholdsvis 1., 2. og 3. termin. Tøyningen i armeringen er her bestemt fra regresjonslinjen til måleverdiene. Disse verdiene er vist i tabell A-4 til A-6 i vedlegg A. Kraftene i armeringen kan da bestemmes og de gir en aksialkraft og et moment på tverrsnittet, som vist i figur 4-9.



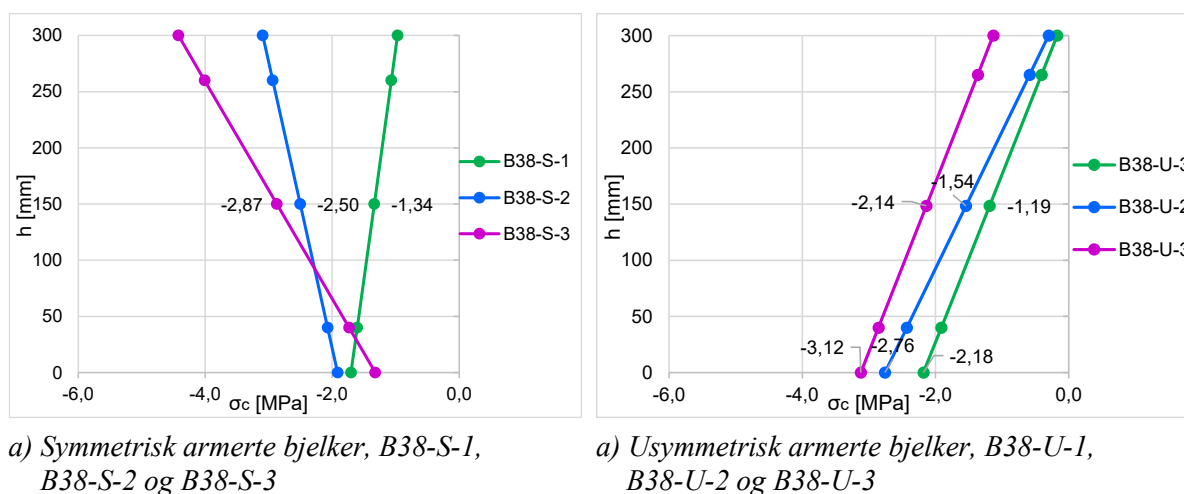
Figur 4-9: Beregning av spenning i betongen fra målt AR-ekspansjon (ϵ_{AR})

For å beregne momentet fra kreftene i armeringen, må tyngdepunktet til det rene betongtverrsnittet bestemmes. For de symmetrisk armerte bjelkene er det midt i bjelken, mens det er ca. 15 mm under midten for de usymmetrisk armerte bjelkene. Spenningsfordelingen over tverrsnittet bestemmes da etter ligning 4-1.

$$\sigma_c = \frac{N_c}{A_{c,ua}} + \frac{M_c}{I_{c,ua}} \cdot y \quad (4-1)$$

hvor N_c er aksialkraften, $A_{c,ua}$ arealet til det rene betongtverrsnittet, M_c er momentet, $I_{c,ua}$ er andre arealmoment av det rene betongtverrsnittet om tyngdepunktsaksen til det tverrsnittet og y er en avstand fra tyngdepunktet til det rene betongtverrsnittet ($y_{c,ua}$) til forskjellige punkt i tverrsnittet. Tabell E-1 i vedlegg E viser tallverdier for $A_{c,ua}$, $I_{c,ua}$ og $y_{c,ua}$.

Tidligere undersøkelser har diskutert at tøyningene målt på betongoverflaten og tøyningene i armeringen ikke trenger å være like [2, 12, 24]. Dette kan for eksempel være på grunn av overflateriss, som diskutert tidligere i avsnitt 4.1 eller at heften mellom betongen og armeringen er svekket. I en undersøkelse utført av Smaoui et al. [25], hvor det ble målt både på betongoverflatene og på armeringen direkte fant en at tøyningene var ganske like frem til en ekspansjon på ca. 1,5 ‰. Bjelkene i denne undersøkelsen har imidlertid stålplater i endene som overfører trykkraften direkte til bjelkene, men noen områder kan likevel bli påvirket av litt heftspenninger. Denne feilkilden blir imidlertid ikke vurdert noe nærmere i denne rapporten da det heller ikke er gjort noen forsøk på å måle tøyningene i armeringen direkte. Det vil også kunne være flere feilkilder knyttet til slike målinger på armeringen som for eksempel ved bruk av strekkklapper.



Figur 4-10: Beregnede spenninger i betongen over høyden basert på ekspansjonsmålingene i figur 4-7 og 4-8

For de symmetrisk armerte bjelkene, vist i figur 4-10a), vil små forskjeller i ekspansjonen ved armeringen på de to sidene gi ganske store spenningsgradienter siden tverrsnittet har så mye armering. Spenningsgradientene til disse bjelkene er også direkte proporsjonale med tøyningsgradientene. Gradienten til bjelken ved 1. termin har derfor også her en annen retning enn gradienten til bjelkene ved 2. og 3. termin. Middelspenningene ved 1., 2. og 3. termin er 1,3, 2,5 og 2,9 MPa, mens økningen/reduksjonen til kantene er henholdsvis $\pm 0,4$, $\pm 0,6$ og $\pm 1,5$ MPa. Det blir derfor etter hvert en ganske stor forskjell på spenningene på de to sidene til de symmetrisk armerte bjelkene som vil forsøke å bremse utviklingen av tøyningsgradientene. Gradienten er likevel størst ved 3. termin for disse bjelkene.

For de usymmetrisk armerte bjelkene, vist i figur 4-10b), er det ikke en direkte relasjon mellom tøyningsgradienten og spenningsgradienten på grunn av forskjellen i armering på de to sidene.

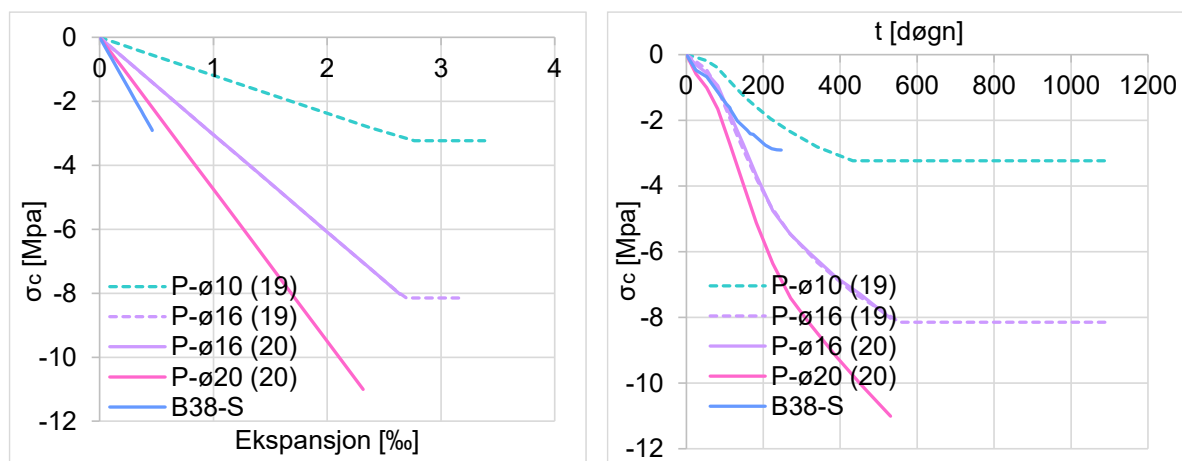
Vanligvis er det også slik at det er det området som har størst ekspansjon som også får størst trykk, men på grunn av forskjellen i armering er det heller ikke tilfelle for disse bjelkene som har et betydelig større trykk i bunnen enn i toppen. Gradienten er også mer lik for disse bjelkene. Ekspansjonen ved 1., 2., og 3. termin har middelspenninger på ca. 1,2, 1,5 og 2,1 MPa og endringer til kantene på henholdsvis ca. $\pm 1,0$, ca. $\pm 1,3$ og ca. $\pm 1,0$ MPa (tyngdepunktet ikke helt i midten). En høyere trykkspenning i bunnen bidrar derfor også til å øke tøyningsgradienten for disse bjelkene. Trykkspenningen i toppen er også så lav at de usymmetrisk armerte bjelkene er tilnærmet frie til å ekspandere i det området.

Beregnet aksialkraft, aksialspenning, moment og avstanden til kraftsenteret (M/N) fra bunnen av bjelkene er vist i tabell 4-2 for disse bjelkene. Disse trykkspenningene vil senere bli benyttet til å vurdere effekten av trykkspenningen på skjærkapasiteten til bjelkene.

Tabell 4-2: Aksialkraft, aksialspenning, moment og kraftsenter (M/N) for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene ved 1., 2. og 3. termin

	N [kN]	N/A _b (σ_c) [MPa]	M [kNm]	M/N [mm]
B20-S	-15,2	-0,26	1,37	-90,04
B20-U	-4,8	-0,08	0,55	-114,40
B38-S-1	-77,7	-1,34	-1,04	13,44
B38-U-1	-69,9	-1,19	-2,92	41,79
B38-S-2	-145,5	-2,50	1,68	-11,56
B38-U-2	-90,9	-1,54	-3,58	39,41
B38-S-3	-169,1	-2,87	4,42	-26,11
B38-U-3	-125,9	-2,14	-2,90	23,00

En oversikt over hvordan trykkspenningen bygger seg opp som funksjon av ekspansjonen for de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen og for de tidligere undersøkte symmetrisk armerte prismene i Rapport 853 [16] er vist i figur 4-11a). Kurven for bjelkene i denne figuren, den blå kurven, er basert på gjennomsnittet av de kontinuerlige målingene i z-retningen i A-II feltet (for de til hver tid tilgjengelige bjelkene). Som en ser ekspanderte noen av disse prismene etter hvert så mye at armeringen begynte å flyte. Ut fra disse målingene kan også spenningsutviklingen plottes som funksjon av tiden, som vist i figur 4-11b).

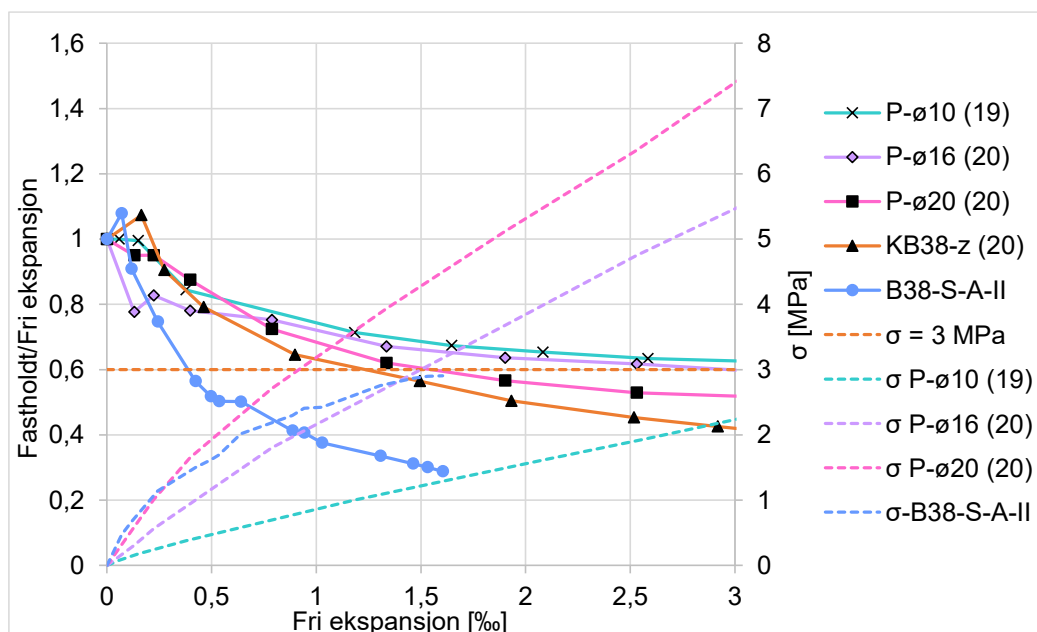


a) Spanningsutvikling i betongen som funksjon av ekspansjonsgraden for de symmetrisk armerte bjelkene og prismene
 b) Beregnet spanningsutvikling i betongen som funksjon av tiden for de samme symmetrisk armerte bjelkene og prismeneprøvene

Figur 4-11: Spanningsutvikling i betongen med tiden for symmetrisk armerte prøver avhengig av armeringsmengde, ekspansjon og tid

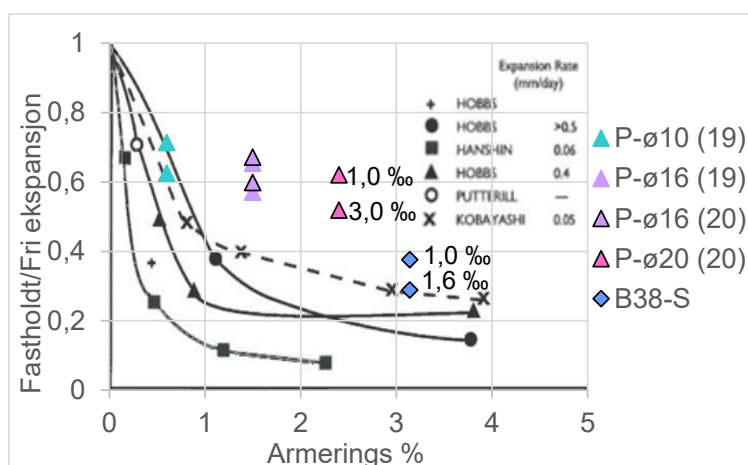
For å vurdere forholdet mellom ekspansjonen i fri og fastholdt retning av bjelkene, må det også for bjelkene defineres en fri ekspansjon slik som ble gjort for kubene og prismene i [16]. Dette er imidlertid ikke like lett for bjelkene siden de ikke har en uarmert referanse. Som tidligere diskutert, er ekspansjonen i den frie retningen (y-retningen) til de symmetrisk armerte bjelkene konsekvent mindre enn i den frie retningen til de usymmetrisk armerte bjelkene. Dette er likevel ikke tilfelle for referanseprismene som har samme armering som de symmetrisk armerte bjelkene, men som har lik ekspansjon i y-retningen som de usymmetrisk armerte bjelkene ved 2. og 3. termin, se figur 4-4b). For de symmetrisk armerte bjelkene er forholdstallene mellom fastholdt og fri retning ved 1., 2. og 3. termin ca. 0,35, 0,34 og 0,29 hvis den frie ekspansjonen er definert som gjennomsnittet av ekspansjon i y-retningen for bare bjelkene (som er 0,59, 1,15 og 1,55 ‰ ved de tre terminene). Hvis en derimot benytter middel av både referanseprismene og bjelkene som verdier (både i z- og y-retningen), blir de tilsvarende forholdstallene mellom fastholdt og fri retning ca. 0,32, 0,33 og 0,19. Ekspansjonen i y-retningen er i dette tilfellet ca. 0,7, 1,2 og 2,4 ‰ ved de tre terminene. Det er derfor først ved den største ekspansjonen ved 3. termin at det betyr noe særlig hvilken referanse som benyttes for fri retning.

I figur 4-12 er forholdet mellom ekspansjonene i fastholdt og fri retning plottet mot fri ekspansjon for felt A-II for de symmetrisk armerte bjelkene og for de tilsvarende målefeltene på prismene som er behandlet i Rapport 853 [16]. Den frie retning er her ekspansjonen i y-retningen i samme felt. Trykkspenningene i fastholdt retning fra de samme målingene er plottet med stiplede linjer i samme farge som prøvene. Disse verdiene er vist langs høyre y-akse. Figuren viser at bjelkene i denne undersøkelsen har et betydelig lavere ekspansjonsforhold enn prismene ved det samme frie ekspansjonsnivået selv om trykkspenningen er en del mindre enn for det mest armerte prismet (P-Ø20). Ekspansjonsforholdet for bjelkene er også mye lavere enn for kubene med en kontant trykkspenning på 3 MPa. Denne spenningen er omtrent den samme som ved siste måling for bjelkene.



Figur 4-12: Forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon for de tidligere prismene i [16] og de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen plottet mot den frie ekspansjonen i samme felt. Trykkspenningen til prøvene er også plottet for de samme målingene relatert til høyre y-akse

I figur 4-13 er de samme ekspansjonsforholdene som er vist i figur 4-12 plottet mot armeringsprosent sammen med resultat fra tidligere undersøkelser som er vist i [2]. For prismene er det forholdet ved 1,0 og 3,0 ‰ fri ekspansjon som er vist, mens det for bjelkene er forholdet ved 1,0 og 1,6 ‰ ekspansjon. Figuren viser at forholdene for bjelkene stemmer bedre med tidligere resultat enn forholdene for prismene med 4Ø16 og 4Ø20 mm stenger som armering. For de andre undersøkelsene er det oppgitt en hastighet i mm pr døgn uten at vi vet hva det relaterer seg til siden det ikke er oppgitt noen målelengde for prøvene. Det er likevel ikke noen god sammenheng mellom ekspansjonshastigheten og disse kurvene. For bjelkene i denne undersøkelsen er ekspansjonshastigheten ca. 0,01 ‰ pr. døgn.



Figur 4-13: Forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon for de tidligere prismene og de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen avhengig av fastholdingsgrad uttrykt i armeringsprosent. Resultatene er plottet inn i en figur som sammenstiller tilsvarende forhold fra tidligere undersøkelser [16]. Armeringsmengder i egne prismar: 4Ø10- 0,6 %, 4Ø16- 1,5 % og 4Ø20 - 2,4 % og bjelker -3,14 %

Den store reduksjonen av ekspansjonen og spenningene i bjelkene i forhold til i prismene er litt vanskelig å forstå. Selv om det er noe mer armering i bjelkene var det likevel ikke forventet at dette skal gi et så stort utslag. Armeringsprosenten i bjelkene ($\rho = 3,14 \%$) tilsvarer 4Ø23 mm stenger i prismene (der de med mest armering har 4Ø20 mm stenger), og det er ikke sannsynlig at et slikt prisme ville stoppet opp på et så mye lavere nivå. Sannsynligvis ville også et slikt prisme utviklet seg til flytning i armeringen hvis den hadde blitt eksponert lenge nok. Det må derfor være en annen forklaring på at bjelkene får lavere ekspansjon.

Den eneste forskjellen en er klar over er at det er ca. 5 % lavere RF i teltet der bjelkene ble lagret enn i bøttene der prismene ble lagret. Hvis det da er slik at ekspansjonen til bjelkene stopper opp ved en spenning på ca. 3 MPa, så kan det tyde på at også svelletrykket fra reaksjonsproduktene blir lavere ved lavere RF i betongen. Dette er under forutsetning om at betongens RF er lik omgivelsenes RF, noe som ikke er målt. RF i telet vil antagelig også ha variert over tid (ved åpning for måling/uttak av prøver) og prøver i bøttene kan også ha blitt eksponert for kondens. Det kan imidlertid også tenkes at den lave ekspansjonshastigheten for bjelkene gjør at rissene orienterer seg mer parallelt med spennings- eller armeringsretningen og derfor ikke klarer å bygge opp et så stort trykk i den retningen. Ekspansjonen vil da i større grad utvikle seg på tvers, noe også målingene i den retningen tyder på.

Denne forskjellen mellom prismene (fra Rapport 853) og bjelkene er også viktig i forhold til hvor representative disse laboratorieforsøkene er i forhold til eksisterende konstruksjoner. Disse resultatene kan tyde på at ikke bare graden av ekspansjon, men også hvordan ekspansjonen blir påvirket av trykkspenninger kan variere med lagringsbetingelsene for den samme betongen. I en eksisterende konstruksjon der fuktforholdene varierer mye mer enn i denne undersøkelsen, kan en derfor forvente ganske store forskjeller på ekspansjonsforløpet. Det er likevel sannsynlig at det er bjelkene som er mest representative ekspansjonen og at armeringen derfor vil redusere ekspansjonen noe mer enn det de tidligere prismene som ble diskutert i Rapport 853 [16] tyder på. Hvis dette er tilfelle, så kan resultatene for disse bjelkene og referanseprismene tyde på at ekspansjonen i armeringsretningen til en virkelig konstruksjon med denne betongen mer ser ut til å kunne stoppe opp ved en trykkspenning på ca. 3 MPa.

4.3 Vurdering av tøyningstilstanden i armeringsretningen i bjelkene

I Rapport 853 [16] ble tøyningstilstanden til de armerte prismene i armeringsretningen også vurdert ved at det ble tatt hensyn til kryp. Modellen som ble benyttet for totaltøyningen superponerer et elastisk og et kryp bidrag og er gitt i Model Code 2010 [26] punkt 5.1.9.4.3a), og er gjengitt i ligning 4-2:

$$\varepsilon_{c\sigma}(t, t_0) = \varepsilon_c(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) = J(t, t_0)\sigma_c(t_0) = \left(\frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\varphi(t, t_0)}{E_{c28}} \right) \sigma_c(t_0) \quad (4-2)$$

Kryptallet beregnes også etter Model Code 2010[26] punkt 5.1.9.4.3b):

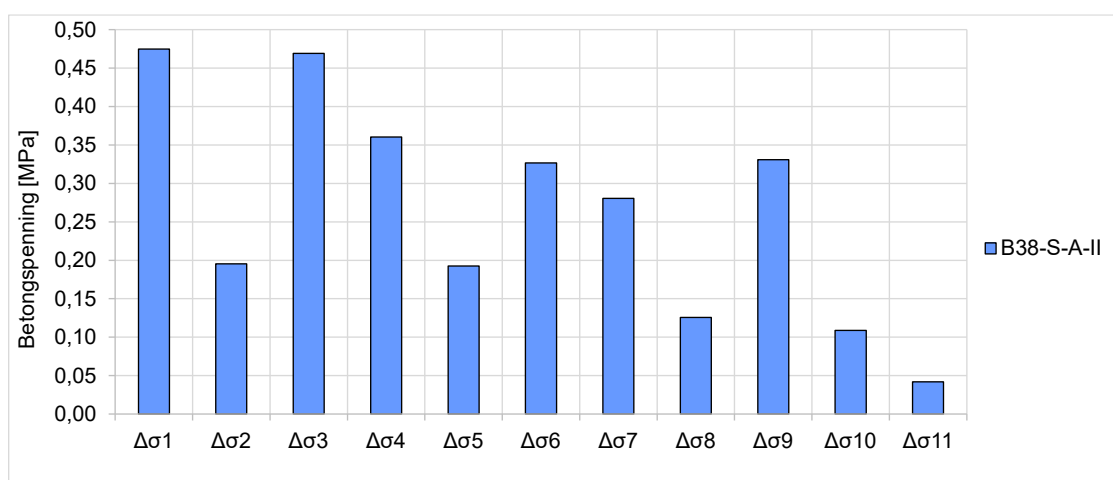
$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0)$$

der:

$\varphi_{bc}(t, t_0)$ -er en basis kryp- koeffisient og $\varphi_{dc}(t, t_0)$ – er en uttørkings kryp- koeffisient. t er betongens alder i døgn ved det tidspunktet som vurderes og t_0 – er betongens alder i døgn ved pålastningstidspunktet.

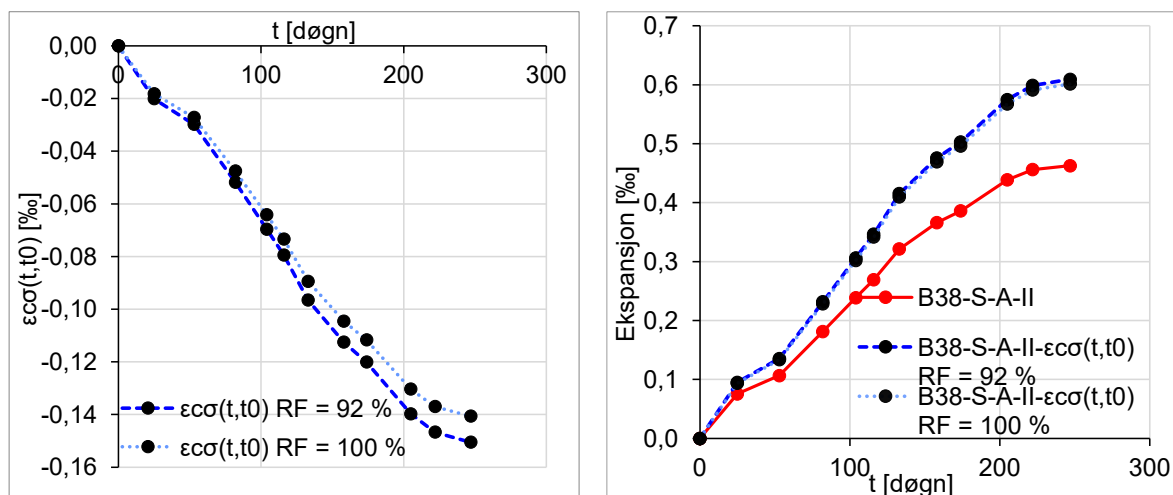
En mer detaljert beskrivelse av beregningsmetoden er gitt i Rapport 853 [16]. Fasthetsverdiene og E-modulen til betongen er antatt som for 2020-prøveserien beskrevet i denne rapporten.

Som for de armerte prismene i Rapport 853 [16], bygger spenningene seg gradvis opp også i bjelkene, som vist i figur 4-11. På grunn av at hele bjelkene kun ble målt rett før de ble testet er det kun beregnet kryp basert på de gjennomsnittlige ekspansjonene i armeringsretningen (z-retningen) til det jevnlig målte området midt på de symmetrisk armerte bjelkene (B38-S-A-II). Spenningen fra disse målingene deles så opp i ulike spenningsinkrement, $\Delta\sigma_i$, for hver måling. Størrelsen på disse inkrementene er vist i figur 4-14 (spenningene er i trykk, og er her vist som positive).



Figur 4-14: Spenningsinkrementer for det jevnlig målte området på de symmetrisk armerte bjelkene (B38-S-A-II)

De resulterende tøyningene fra kryp og elastisk deformasjon, $\varepsilon_{co}(t, t_0)$, for bjelkene med tiden er vist i figur 4-15a). Tøyningene er negative på grunn av trykk, motsatt av ekspansjonen. I Rapport 853 [16] ble det sett bort fra uttørkings kryp koeffisienten siden RF i bøttene ble satt til 100 %. Her er imidlertid også denne koeffisienten tatt med og den er beregnet for en RF på 92 % i bjelkene. Kryptøyningene for RF lik 100 og 92 % er vist med henholdsvis blå og mørk blå stiplet linje i figur 4-15a). Som figuren viser så utgjør dette bidraget forholdsvis lite når forskjellen i RF er såpass liten. Figur 4-15b) viser de gjennomsnittlige målte ekspansjonene i armeringsretningen som er vist i figur 4-3 (stiplet rød linje) med heltrukket rød linje. De stiplede blå linjene viser så hva ekspansjonen ville vært hvis en tenker seg at betongen ikke har kryp. Den totale ekspansjonen til bjelkene ved slutten av disse forsøkene ville da vært ca. 0,15 % større som er ca. 30 % av den målte ekspansjonen. Kryptet reduserer derfor etter hvert ekspansjonen i armeringsretningen ganske mye.

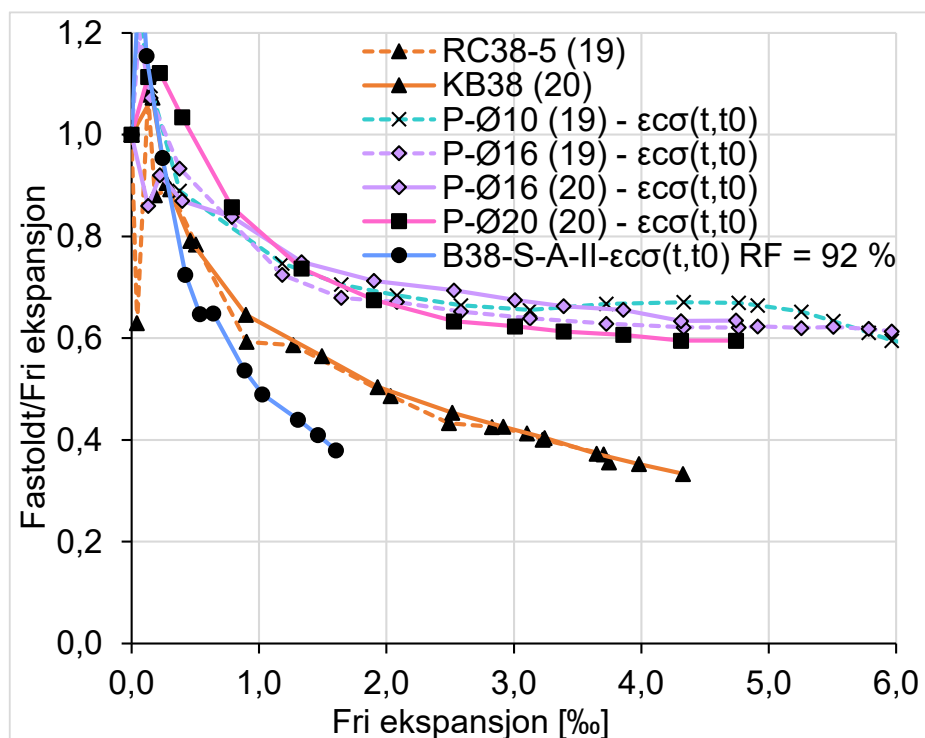


a) Beregnet kryptøyning $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ for RF=92 og 100 %

b) Ekspansjoner i armeringsretningen med og uten kryptøyning, $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$

Figur 4-15: Kryptøyninger og ekspansjoner med og uten å ta hensyn til krypt for de symmetrisk armerte bjelkene (B38-S-A-II)

I figur 4-16 er forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon, tilsvarende som i figur 4-12, plottet mot fri ekspansjon der både krypt og elastisk deformasjon er trukket i fra for både bjelkene og prismene. Som diskutert i Rapport 853 [16], blir dette forholdet ganske likt for de forskjellige prismene. Det er imidlertid en ganske stor forskjell på dette forholdet for prismene og de belastede kubene som er målt før og etter både på- og avlasting, noe som gjør at ekspansjonen kan måles uten den elastiske deformasjonen. Dette skyldes antakelig at prismene ikke har noen spenning i armeringsretningen fra starten av og at de derfor står fritt til å danne riss i alle retninger, mens kubene (de oransje linjene på figuren) som også har en startspenning vil orientere rissene mer i kraftretningen helt fra starten av. Forskjellen mellom kubene og bjelkene er imidlertid blitt mindre sammenlignet med figur 4-12. Det er likevel fortsatt bjelkene som har størst reduksjon av dette forholdet, noe som også underbygger den tidligere diskusjonen om at det er noe mer enn bare spenningene som gjør at bjelkene får en annen oppførsel.



Figur 4-16: Forholdet mellom fri og fastholdt ekspansjon for de armerte prismene, de belastede kubene og de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen når både den elastiske tøyningen og kryptet er trukket fra de målte verdiene, plottet i forhold til den frie ekspansjonen til prøvene

5. MATERIALEGENSKAPER

5.1 Resultater fra Stiffness Damage Test (SDT)

Tabell B-1, B-2 og B-3 i Vedlegg B viser alle resultatene fra SDT av Ø95x190 mm kjerner fra referanseprismene B38-R-1, B38-R-2 og B38-R-3. Kjernene er nummerert etter figur 3-2, der kjerne 1 til 4 er boret i prismenes tverretning (tvers på armeringen) og 5 til 7 i lengderetningen (langsetter armeringen). Resultatene som er vist er sekant E-modulen ved på- og avlasting av første og femte sykel (E_1 og E_5), SDI, alternativ SDI, PDI og NLI. I tillegg er også kjernes ekspansjon og vekslingenens makslast i prosent av trykkfastheten, bestemt fra arbeidsdiagrammene i avsnitt 5-2, oppgitt.

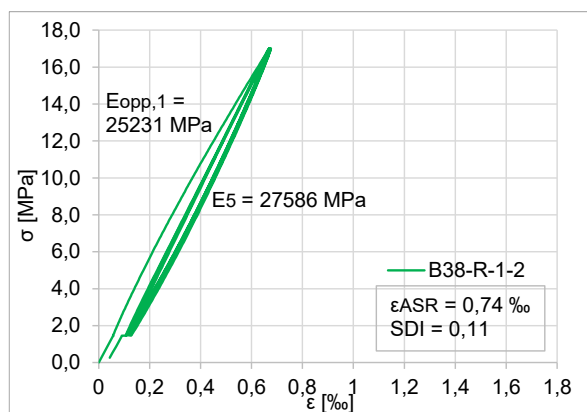
Opgitt ekspansjon for kjernene boret i lengderetning er satt til gjennomsnittlig målt ekspansjon på overflaten i samme retning (z-retningen). I prismenes tverretning er imidlertid ekspansjonen målt på sideflatene i y-retningen, mens kjernene ble boret normalt på dette planet i x-retningen. Da det ikke var mulig å måle ekspansjonen i x- retningen, er de gjennomsnittlige ekspansjonene i y-retningen antatt å gjelde også for denne retningen. Tidligere undersøkelser av armerte prizmer fra Rapport 853 [16] har vist at ekspansjonene i tverretningen på ulike sideflater kan antas å være ganske like, selv om noe spredning kan forventes. x-retningen er også støperetningen, som i tidligere undersøkelser har fått en større ekspansjon på grunn av dårlig utstøping [27, 28]. Denne effekten ble imidlertid ikke observert for prøvene som er rapportert i [16]. Ekspansjonen er også målt på overflatene i armeringsretningen og inkluderer både den elastiske tøyningen og kryptøyningene fra trykkspenningen i denne retningen. Denne trykkspenningen blir imidlertid avlastet når prøvene bores ut. Ekspansjonen til prøvene i lengderetningen er derfor noe større enn det som er angitt i tabellene. Det var imidlertid vanskelig å måle denne effekten og det er sannsynligvis også ekspansjonen i belastet tilstand som er mest avgjørende for materialelegenskapene. Denne effekten er derfor neglisjert i denne diskusjonen av resultatene.

Gjennomsnittlige verdier for SDI, SDI_{alt} , E_5 , E_5/E_{ref} , $E_{opp,1}/E_5$, PDI og NLI i tverr- og lengderetningen for de tre referanseprismene er vist i tabell 5-1. Verdiene er gjennomsnittet av fire prøver for tverretningen og av tre prøver for lengderetningen. Referanse E-modulen (E_{ref}) er 32 000 MPa og ble bestemt fra de tidligere prøvene av denne betongen (støpt i 2020) som ble diskutert i [16]. E_5 er gjennomsnittlig sekant E-modul for den femte på- og avlastingskurven, mens $E_{opp,1}/E_5$ er forholdet til E-modulene ved første pålasting og gjennomsnittet av E-modulene til femte på- og avlastnings kurve. Spredningen mellom prøvene er forholdsvis liten som vist i tabell B-1 til B-3 i Vedlegg B. Variasjonskoeffisienten for SDI er mellom 2,3 og 15,3 % og for E_5 mellom 1,2 og 5,1 %.

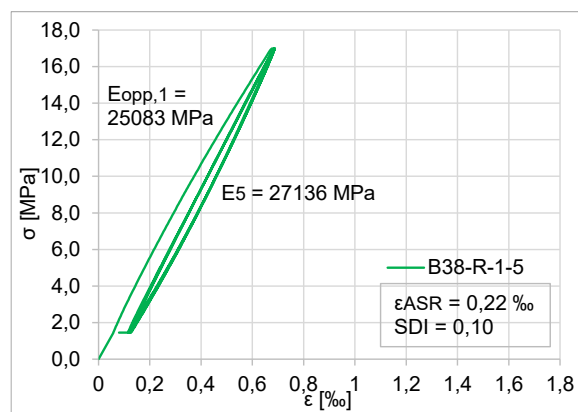
Tabell 5-1: Gjennomsnittlige verdier fra SDT prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene

	ϵ_{AR} [%]	SDI	SDI _{alt}	E ₅ [MPa]	E ₅ /E _{ref}	E _{opp,1} /E ₅	PDI	NLI
B38-R-tverr	0,739	0,11	0,53	27161	0,85	0,90	0,17	1,11
	1,388	0,14	0,65	25157	0,79	0,13	0,22	1,12
	3,279	0,27	1,21	15781	0,49	0,27	0,40	1,29
B38-R-langs	0,217	0,09	0,42	28137	0,88	0,06	0,12	1,09
	0,445	0,11	0,51	27229	0,85	0,09	0,18	1,08
	0,484	0,12	0,60	23631	0,74	0,08	0,18	1,10

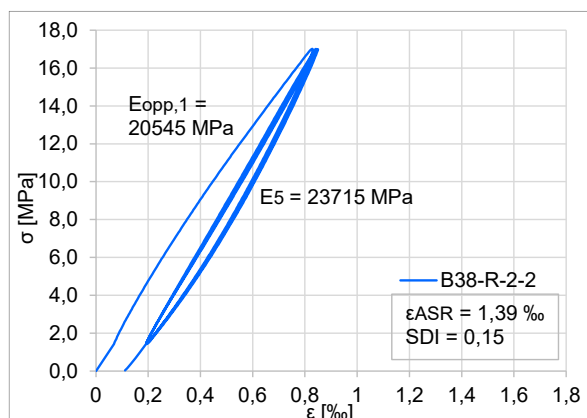
Figur 5-1a) til f) viser SDT kurvene til prøve 2 (i tverretningen) og prøve 5 (i lengderetningen), som begge har ca. samme plassering i prismene for de tre ekspansjonsnivåene. Som figurene viser, er det høyere SDI verdier på tvers enn på langs ved alle terminene. Det er imidlertid liten forskjell ved 1. termin selv om ekspansjonen er betydelig større i tverretningen. I lengderetningen er det også liten økning fra 1. til 2. termin selv om ekspansjonen øker fra 0,22 til 0,45 %. Tendensen er også den samme for E-modulen etter fem vekslinger. Det er derfor først og fremst i tverretningen (fri retning) at ekspansjonen gir store utslag på SDI verdiene til disse prøvene, da ekspansjonen i lengderetning er begrenset på grunn av den høye armeringsmengden.



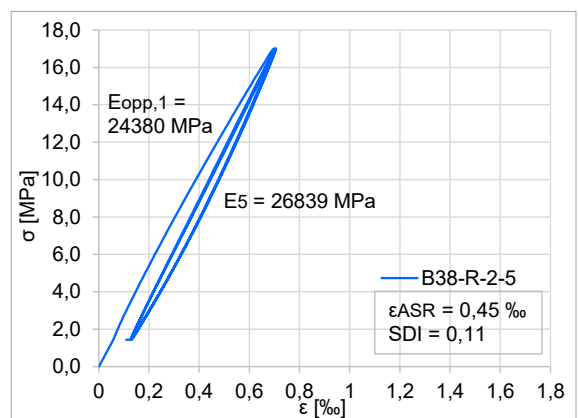
a) Prøve B38-R-1-2



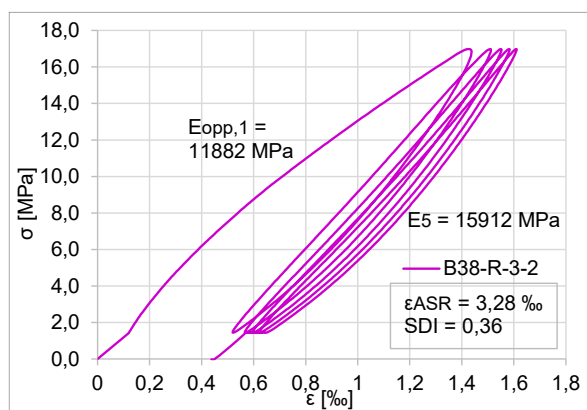
b) Prøve B38-R-1-5



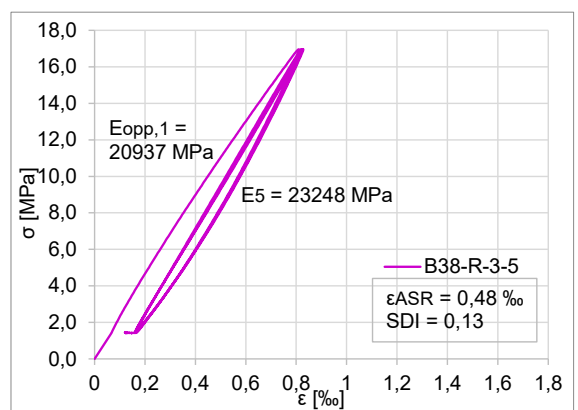
c) Prøve B38-R-2-2



d) Prøve B38-R-2-5



e) Prøve B38-R-3-2

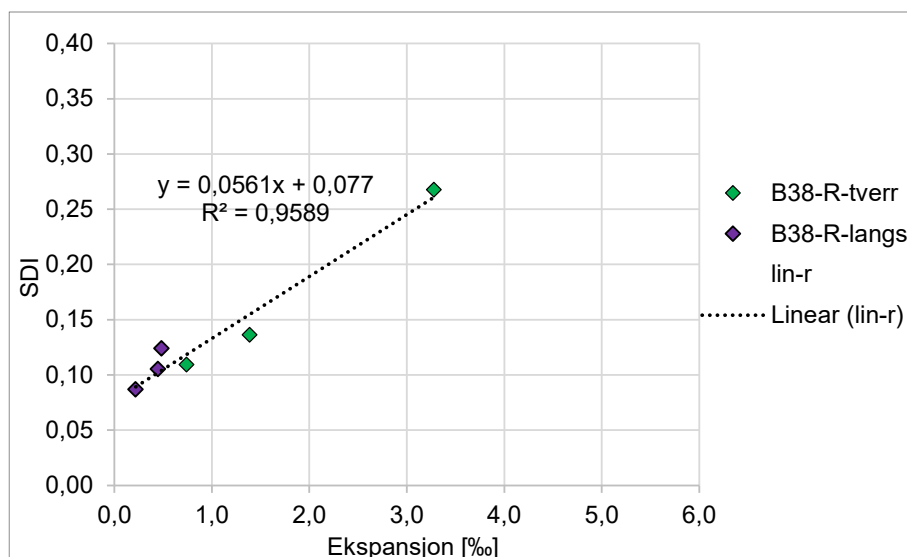


f) Prøve B38-R-3-5

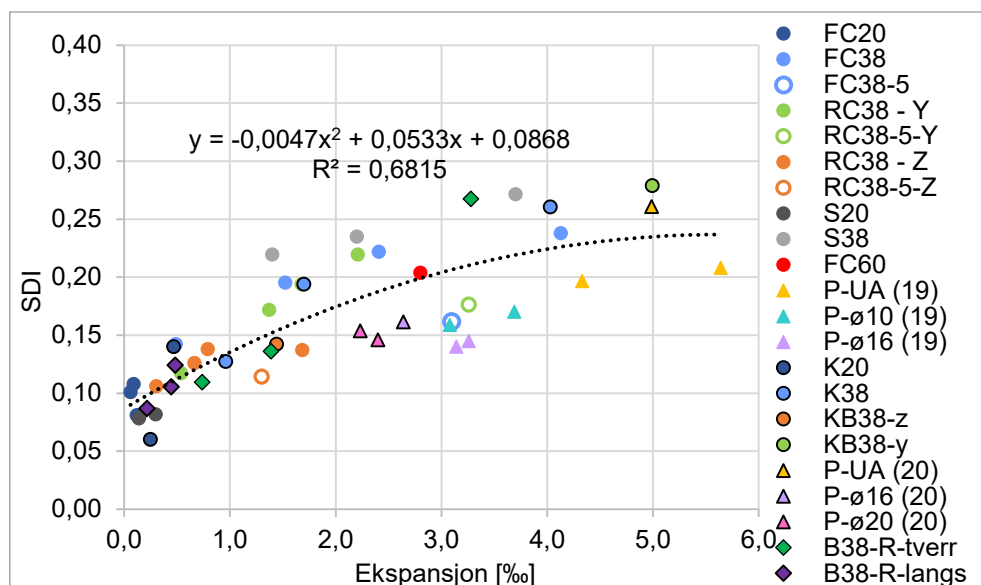
Figur 5-1: Spennings-tøyningskurver fra SDT forsøkene av kjerne 2 (i tverretningen) og kjerne 5 (i lengderetningen) for referanseprismene ved 1., 2., og 3. termin

5.1.1 Stiffness Damage Index (SDI)

I figur 5-2 er de gjennomsnittlige SDI-verdiene til prøvestykkene i tverr- og lengderetningen ved hver termin, vist i tabell 5-1, plottet mot den tilhørende ekspansjonen. Punktene er vist med lilla og grønne markører for henholdsvis lengde- og tverretningen. Som figuren viser, er sammenhengen mellom ekspansjon og SDI for disse prøvene ganske lineær. En lineær regresjonslinje gir en korrelasjonskoeffisient (R^2) på 0,96. I figur 5-3 er disse resultatene plottet sammen med de tilsvarende resultatene for prismene og kubene i Rapport 853 [16]. Som figuren viser, er det god overensstemmelse mellom disse resultatene. Korrelasjonskoeffisienten bestemt ut fra en polynomisk regresjonslinje blir også litt høyere når disse resultatene tas med (0,63 i forhold til 0,68). Ingen av forholdene er imidlertid spesielt gode når alle prøvene er tatt med. SDI-verdien til prøvestykkene i tverretningen ved 2. termin (B38-R-2 med $\varepsilon_{AR} \approx 1,5 \text{ ‰}$) ligger litt lavt i forhold til de andre prøvestykkene i fri retning (blå, grønne og grå punkter) med ca. samme ekspansjon. SDI-verdien til denne prøven ved 3. termin (B38-R-3 med $\varepsilon_{AR} \approx 3,3 \text{ ‰}$) ligger imidlertid på samme nivå som for de andre prøvestykkene i fri retning ved denne terminen.



Figur 5-2: SDI mot ekspansjon for prøvestykkene fra referanseprismene ved 1., 2. og 3 termin i tverr- (grønn) og lengderetningen (lilla)



Figur 5-3: SDI mot ekspansjon for prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene ved 1., 2. og 3. termin sammen med resultatene fra de tidligere prøvene fra kubene og prismene i [16]

Hensikten med referanseprismene var først og fremst å ha parallelle prøvestykker til bjelkene der en kunne ta ut prøver til SDT både på tvers av og langsetter armeringen. Tidligere undersøkelser av de belastede kubene viste at SDI-verdiene i den belastede retningen var lavere enn i den frie retningen for ekspansjoner > 1 ‰. Dette kan man se fra de oransje punktene i figur 5-3. Prøvene fra de armerte prismene (trekant-markører), der det kun ble boret en sylinder i armeringsretningen fra hvert prisme, har også en lavere SDI verdi enn prøvene i fri retning ved samme ekspansjon. Dette gjelder også for prøvene som ble boret fra de første prismene som ble støpt i 2019 og som var uten armering (gule trekant-markører). Det er imidlertid noen usikkerheter knyttet til disse prøvene da de ble lagret i over 1000 døgn. En teori er at det skjer noe med reaksjonsproduktet over tid som gir betongen en stivere oppførsel. Dette er litt nærmere diskutert i [16]. Prøven fra det uarmerte prismet fra 2020 som ble støpt sammen med disse bjelkene og referanseprismene (gul trekant markør med svart kant) har imidlertid en SDI-verdi på samme nivå som for prøvene i fri retning fra kubene og i tverretningen til referanseprismet ved 3. termin (B38-R-3). Det kan derfor se ut som prøvene i armeringsretningen fra de armerte prismene fra 2020 (lilla og rosa trekant markør med svart kant) har litt lave SDI verdier.

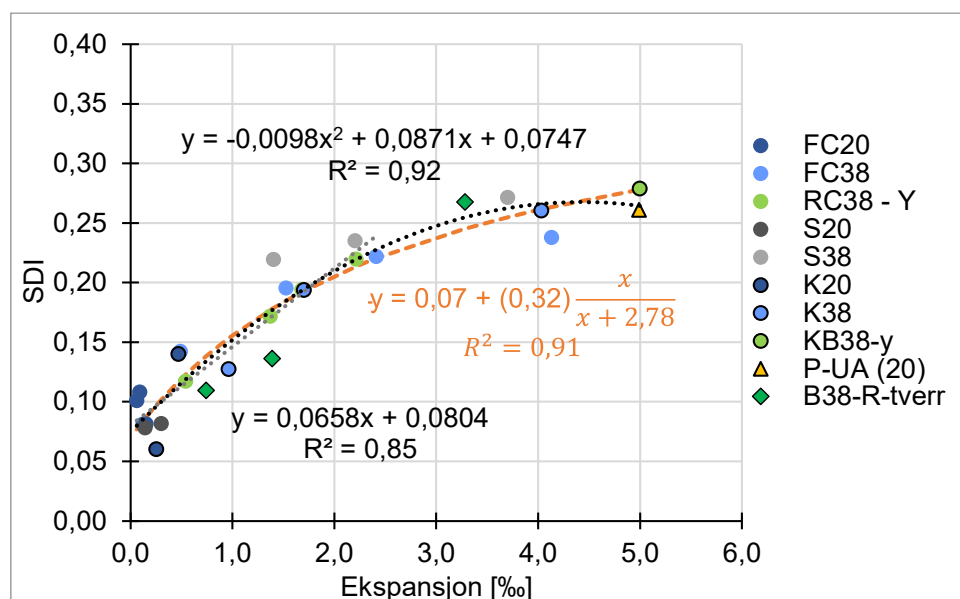
Resultatene fra referanseprismene i denne undersøkelsen viser ingen reduksjon av SDI-verdiene i belastet retning i forhold til i fri retning for prøver med ca. samme ekspansjon. Alle disse prøvene har imidlertid en ekspansjon i belastet retning som er mindre enn 1 ‰.

Som diskutert i [16] er det mest interessant å diskutere sammenhengen mellom ekspansjon og SDI-verdier i fri retning, siden det er i den retningen det vanligvis tas ut prøver i eksisterende konstruksjoner. I figur 5-4, er derfor kun resultatene i den retningen fra referanseprismene og de tidligere undersøkelsene vist. Som figuren viser og som det også tidligere er nevnt, så ligger SDI-verdien til referanseprisme B38-R-2 (ved 2. termin) noe lavere enn for de andre prøvene i fri retning ved dette ekspansjonsnivået. SDI-verdiene til referanseprisme B38-R-1 og B38-R-3 i denne retningen er imidlertid omtrent som for de andre prøvene.

Det er også vist en polynomisk regresjonskurve for alle resultatene og en lineær regresjonslinje opp til en ekspansjon på 2,5 ‰ på denne figuren. I tillegg er også en regresjonskurve foreslått av Wen [29], som også er benyttet av Kongshaug [21] og som er uttrykt i ligning 5-1, tegnet inn som en oransje stiplet kurve på denne figuren. Her er $\beta_0 = 0,07$, $\beta_1 = 0,39$ og $\beta_2 = 2,78$.

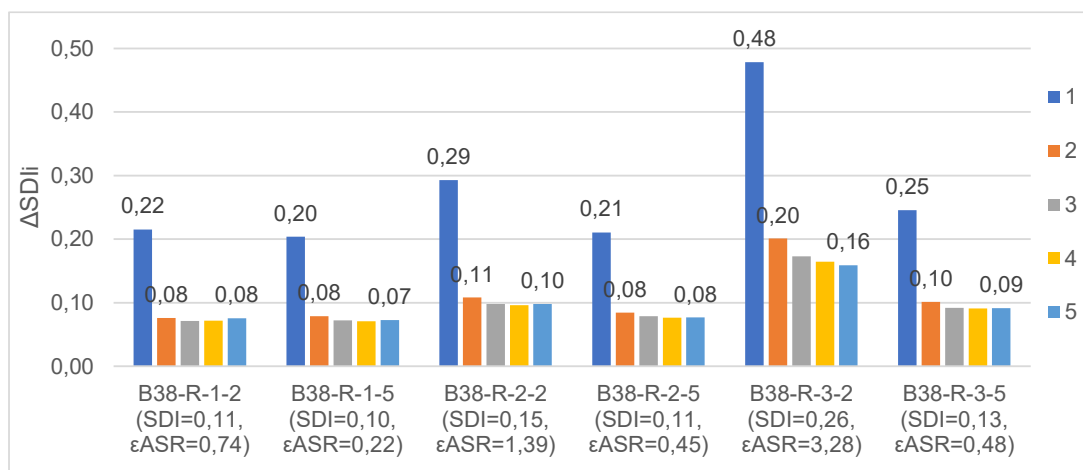
$$SDI = \beta_0 + (\beta_1 - \beta_0) \frac{\varepsilon_{AR}}{(\varepsilon_{AR} + \beta_2)} \quad (5-1)$$

Korrelasjonskoeffisienten blir litt dårligere når verdiene fra referanseprismene er med sammen med de tidligere resultatene i [16], henholdsvis 0,92 mot tidligere 0,93, og 0,85 mot tidligere 0,88 for den polynomiske og lineære regresjonslinjen og 0,91 mot tidligere 0,93 for regresjonen basert på formel 5-1. Sammenhengene er likevel ganske gode tatt i betraktning at det både er resultater fra ulike betongkvaliteter ($f_{cm,28døgn} = 43$ og 54 MPa), ulike lagringsbetingelser (20 og 38 °C og i telt og bøtter og prøver med forskjellige størrelser (kjerner på 95x190 mm og sylindere på 150x300 mm). Den største forskjellen på disse kurvene er at kurven fra ligning 5-1 ikke bøyer av ved de høyeste ekspansjonene slik som den polynomiske gjør. Disse datapunktene kan likevel tyde på at kurven bøyer av i det området, selv om det antagelig ikke er så sannsynlig. Kurven fra ligning 5-1 ser derfor ut til å gi en ganske sannsynlig relasjon basert på disse resultatene.



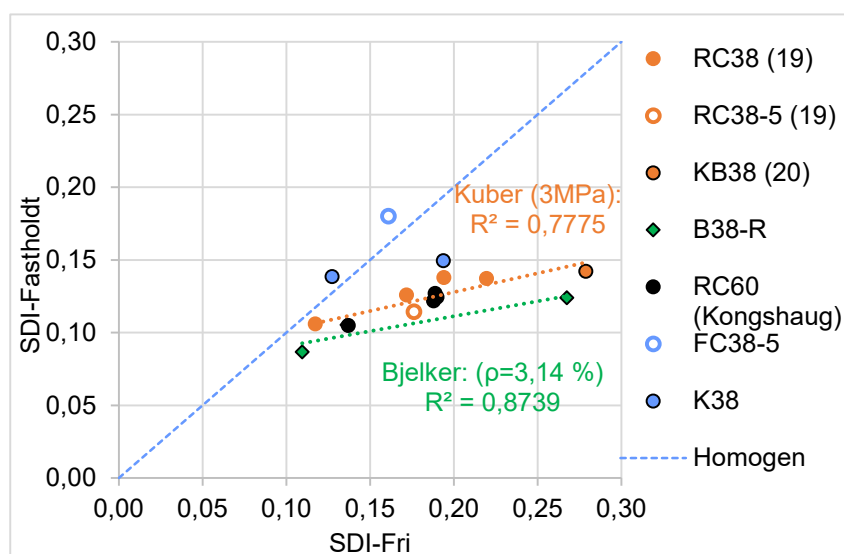
Figur 5-4: Forholdet mellom SDI og ekspansjon for prøvestykker boret ut i den frie retningen til referanseprismene og prøvene i [16]. Punktene er beskrevet med en lineær relasjon opp til 2,5 ‰ og med to kurver for hele ekspansjonsområdet. Kurven fra ligning 5-1 er markert med oransje stiplet kurve.

Figur 5-5 viser bidragene til SDI-verdiene fra hver sykel (ΔSDI_i) for de kjernene fra referanseprismene ved 1., 2. og 3. termin som er vist i figur 5-1 (kjerne 2 og 5). For de tidligere resultatene som er vist i [16] var det en tendens til at prøver i belastet retning hadde et noe lavere bidrag fra spesielt den første sykel i forhold til fri retning for noenlunde samme SDI-verdi. Resultatene i figur 5-5 viser imidlertid ikke denne tendensen, da de ulike vekslingene til disse prøvene med noenlunde lik SDI-verdi ser ut til å bidra ganske likt til den totale SDI-verdien.



Figur 5-5: Forhold mellom forbrukt og tilført energi i hver sykel (1-5) for ulike prøvestykker fra prismene

I figur 5-6 er gjennomsnittlig SDI-verdi i fastholdt retning (armeringsretning) plottet mot gjennomsnittlig SDI i fri retning for referanseprismene ved de tre terminene. Disse resultatene er vist som grønne diamantformede datapunkt. Denne figuren viser også denne sammenhengen for frie kuber boret i to retninger og de belastede kubene boret i fri og fastholdt retning, vist med henholdsvis blå og oransje datapunkt. De svarte datapunktene viser resultatene fra de belastede kubene til Kongshaug [21]. Den blå stiplede linjen representerer en antatt homogen betong som har samme SDI i begge retninger. To av de frie kubene ligger ca. på denne linjen, mens en fri kube ligger litt til høyre for denne linjen, noe som viser at det også vil være forskjeller på SDI-verdiene i de ulike retningene for frie prøver. Denne prøven, K38-2, hadde også lavest ekspansjon i retningen med lavest SDI-verdi (z-retningen). Sammenlignet med de belastede kubene, er SDI i fastholdt retning for bjelkene noe lavere enn i fri retning ved ca. samme SDI-verdi i fri retning. Denne forskjellen er likevel ikke spesielt tydelig. Alle resultatene viser imidlertid en økende grad av inhomogenitet ved økende SDI i fri retning.

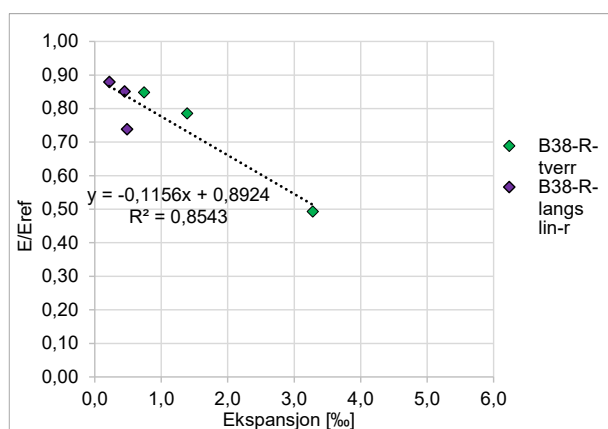


Figur 5-6: SDI i den fastholdte (z) retningen plottet mot SDI i fri retning for referanseprismene (grønne datapunkt) og tilsvarende frie (blå datapunkt) og belastede kuber (oransje datapunkt) fra [16]. I tillegg er belastede kuber fra [21] vist (svarte datapunkt)

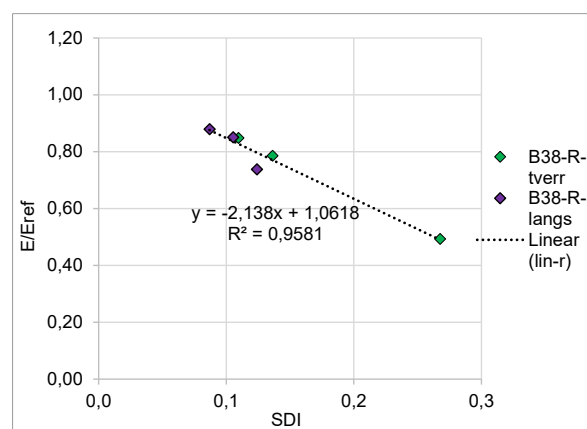
5.1.2 Reduksjon av E-modul

Den gjennomsnittlige reduksjonen av E-modulen etter 5 vekslinger (E_5/E_{ref}) for de samme prøvestykkene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene, som vist i tabell 5-1, er plottet mot ekspansjonen og de tilhørende SDI verdiene i figur 5-7. Merkingen er den samme som for SDI verdiene i figur 5-2. Som for SDI, er også den relative reduksjonen i E-modul ganske lineær for disse prøvene. Sammenhengen er likevel bedre når verdiene er plottet i forhold til SDI enn i forhold til ekspansjonen, $R^2 = 0,96$ mot $0,85$. Den dårligere relasjonen i forhold til ekspansjonen skyldes først og fremst prøven i armeringsretningen ved 3. termin som skiller seg ut fra lineariteten til de andre prøvene. Spredningen mellom de tre enkeltprøvene i den retningen er likevel relativt liten, se tabell B-3 i vedlegg B. Punktet for tverretningen ved 3. termin styrer i stor grad disse linjene. Denne verdien er imidlertid ganske representativ for de fire enkeltprøvene den er regnet fra der to er ganske like og en litt over og en litt under ($\pm$ ca. 5 %). I forhold til E_{ref} utgjør dette enda mindre (2-3 %).

Punktet fra lengderetningen ved 3. termin (B38-R-3) ligger også litt lavt i forhold til de andre prøvestykkene som er rapportert i Rapport 853 [16], se figur 5-8. Det kan tyde på en større skade i denne retningen enn i fri retning ved dette ekspansjonsnivået og ikke mindre, slik det ble diskutert i [16] for ekspansjonsnivå over 1 ‰. Denne tendensen kan sees på figur 5-8 ved å sammenligne de blå og oransje runde markørene for kubene og de gule og de turkise, lilla og rosa trekant markørene for de armerte prismene. Reduksjonen i tverretningen for dette prismet er også noe større enn for K38 (fri kube), KB38-y (belastet kube i fri retning) og P-UA (20) (Uarmert prisme fra 2020) som alle har enda høyere ekspansjon. Det kan igjen tyde på at reduksjonen i dette E-modul-forholdet generelt er noe større i dette prismet enn i de andre prøvene og at reduksjonen i E-modul ikke nødvendigvis bare er avhengig av ekspansjonen i den retningen prøven blir testet. Planslipene fra dette prismet, vist i avsnitt 5.4, viser omfattende opprissing av tilslaget i både x-y (vertikal skive) og x-z-planet (horisontal skive). Ellers er korrelasjonskoeffisienten så godt som den samme som ble funnet i [16] når også disse prøvene fra referanseprismene er tatt med, $R^2 = 0,85$ i [16] mot. $0,84$ for alle punktene i figur 5-7. E_5/E_{ref} gir også en bedre samling av resultatene til kurven (smalere bånd) enn SDI når alle prøvene er inkludert, spesielt ved høye ekspansjoner (> 3 ‰).

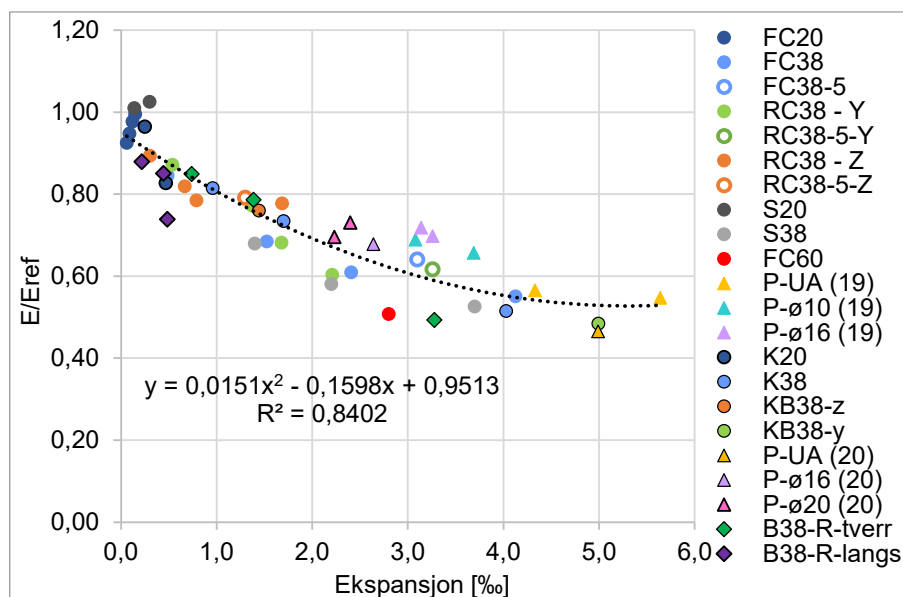


a) E_5/E_{ref} mot ekspansjon



b) E_5/E_{ref} mot SDI

Figur 5-7: E_5/E_{ref} mot ekspansjon og SDI for prøvene fra referanseprismene ved 1., 2. og 3 termin i tverr- (grønn) og lengderetningen (lilla)



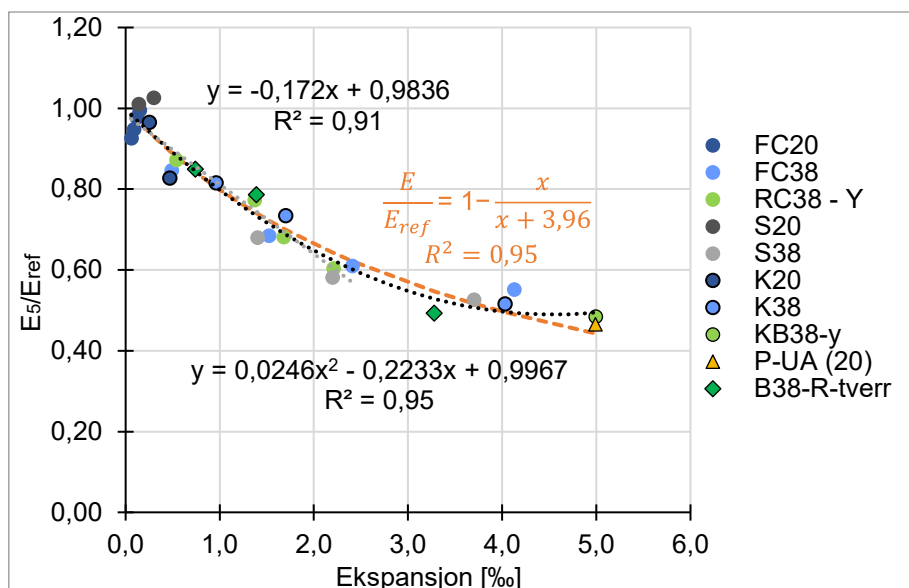
Figur 5-8: E_s/E_{ref} mot ekspansjon for prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene ved 1., 2. og 3. termin sammen med resultatene fra de tidligere prøvene fra kubene og prismene i [16]

Figur 5-9 viser tilsvarende sammenheng som i figur 5-8 kun for prøvene i fri retning. Datapunktene er de samme som for SDI i figur 5-3. Som figuren viser, stemmer punktene for referanseprismene bra med den frie retningen til de tidligere prøvene i [16]. Korrelasjonskoeffisienten er også den samme med og uten de nye punktene, henholdsvis 0,91 og 0,95 for en lineær regresjonslinje opp til 2,5 % ekspansjon og en polynomisk regresjonskurve for hele ekspansjonsområdet. Kongshaug et al. [21] benyttet en relasjon mellom den relative reduksjonen av E-modulen og ekspansjonen som vist i ligning 5-2. En regresjonsanalyse for disse datapunktene gir β lik 3,96 og en korrelasjonskoeffisient på 0,95, som er det samme som for den polynomiske kurven.

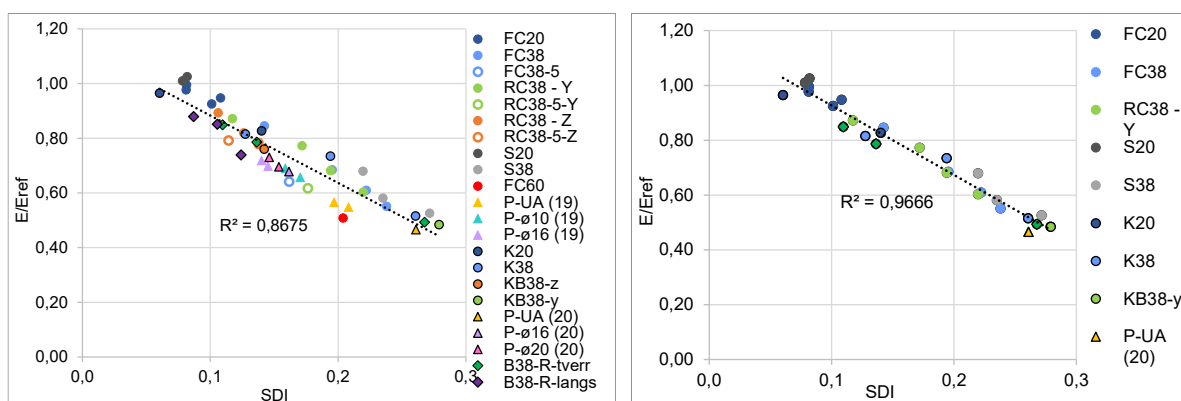
$$\frac{E}{E_{ref}} = 1 - \frac{\varepsilon_{AR}}{\varepsilon_{AR} + \beta} \quad (5-2)$$

Den største forskjellen på disse kurvene er at kurven fra ligning 5-2 gir litt mindre reduksjon av E-modulforholdet for ekspansjoner mellom 2 og 4 %, og noe mer for ekspansjoner over 4 %. Den siste forskjellen er også et spørsmål om E-modul forholdet flater ut eller ikke, noe som også tidligere påpekt for SDI ikke er så sannsynlig. Kurven fra ligning 5-2 gir derfor en god relasjon også for disse resultatene.

I figur 5-10a) og b) er E_s/E_{ref} plottet mot SDI for henholdsvis alle prøvene vist i figur 5-8 og for bare de fri prøvene vist i figur 5-9. Korrelasjonskoeffisientene for en lineær sammenheng er da tilnærmet den samme med resultatene fra referanseprismene som for tilsvarende sammenheng for kubene og prismene vist i [16]. Den gode lineariteten spesielt for fri retning er også et uttrykk for at begge disse parameterne beskriver endringene i materialeegenskapene med ekspansjonen ganske likt.



Figur 5-9: Forholdet mellom E_5/E_{ref} og ekspansjonen for prøvene bare i den frie retningen til referanseprismene og prøvene i [16]. Punktene er beskrevet med en lineær relasjon opp til 2,5 % og med to kurver for hele ekspansjonsområdet. Kurven fra ligning 5-2 er markert med oransje stiplet kurve ($R^2=0,95$)

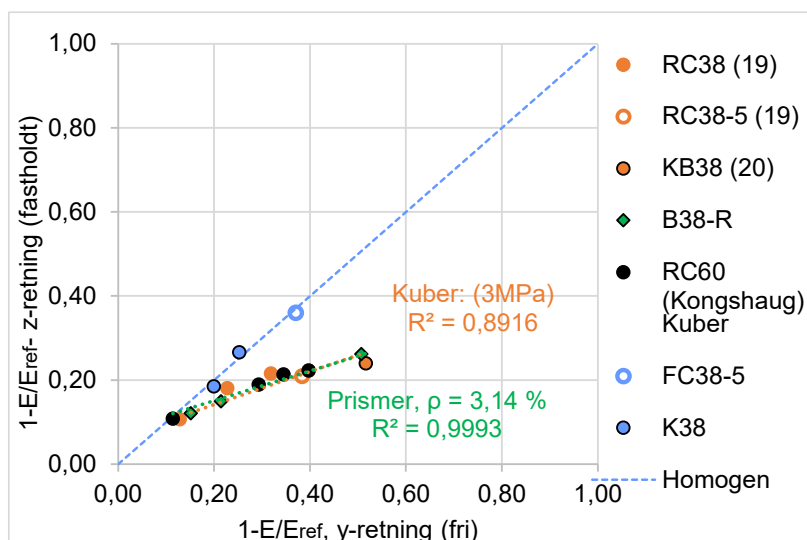


a) Alle prøvene

b) Kun prøver i fri retning

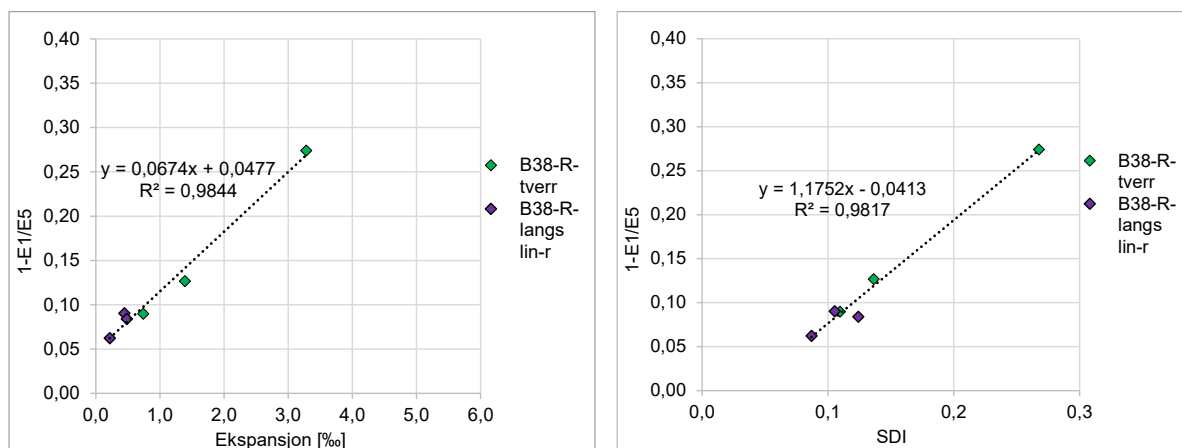
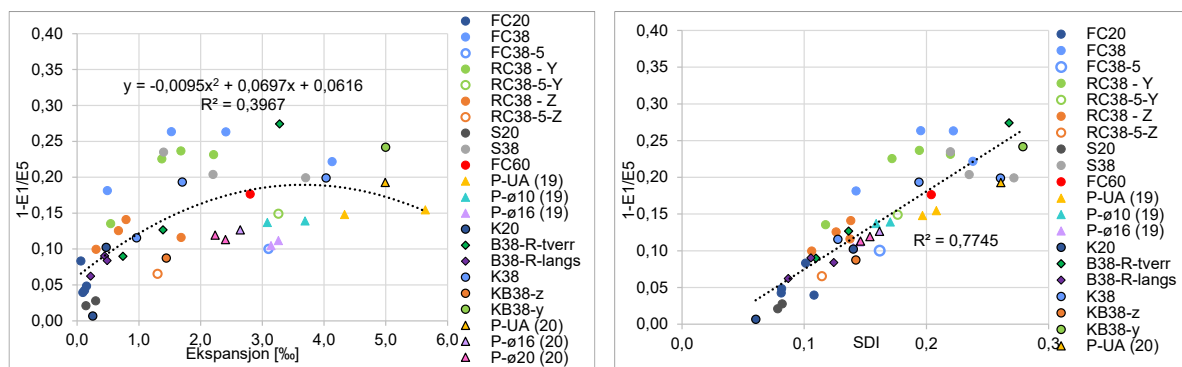
Figur 5-10: Forholdet mellom E_5/E_{ref} og SDI for prøvene fra referanseprismene og for prøvene fra kubene og prismene i [16]

I figur 5-11 er den samme sammenhengen som tidligere ble vist for SDI i figur 5-6 plottet for $1-E_5/E_{ref}$. Her stemmer resultatene for referanseprismene bra overens med de tidligere fastholdte prøvene i [16] og resultatene fra Kongshaug et al. [21] (svarte datapunkter), som alle viser en større reduksjon av E-modulen i fri enn i fastholdt retning. Det er også vist noen resultat for to retninger i noen frie kuber som ligger på den rette linjen for samme relasjon i begge retninger. Som diskutert tidligere i [16] er den E-modulen som Kongshaug har benyttet basert på gjennomsnittet av sekant E-modulene til avlastningskurven til andre, tredje og fjerde SDT-sykel, mens E-modulen i denne undersøkelsen er bestemt som gjennomsnittet av på- og avlastings sekantmodulen til den femte syklen.



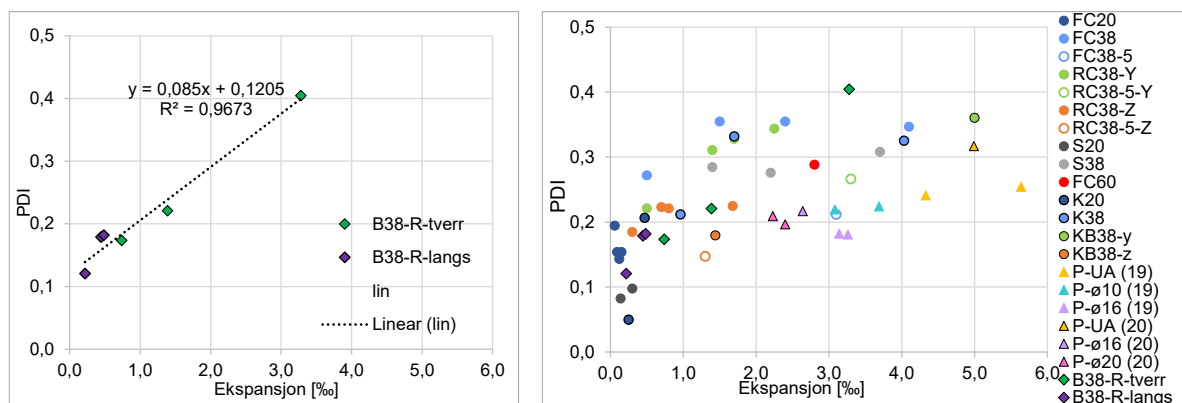
Figur 5-11: E_5/E_{ref} i fastholdt (z) retning i forhold til E_5/E_{ref} i fri retning for prøvene fra referanseprismene (grønne datapunkt) og tidligere prøver fra frie (blå datapunkt) og belastede kuber (oransje datapunkt) i [16]. Belastede kuber fra [21] er vist som svarte datapunkt

Til slutt er også forholdet mellom første pålastings sekant E-modul og gjennomsnittet av siste på- og av avlastings sekant E-modul, uttrykt som $(1-E_{opp,1}/E_5)$, plottet som funksjon av ekspansjonen og de tilhørende SDI verdiene i figurene 5-12 og 5-13. Siden $E_{opp,1}/E_5 < 1$, vil $(1-E_{opp,1}/E_5)$ bli stigende med økende ekspansjon og SDI verdier. Figur 5-12 viser de gjennomsnittlige resultatene i tverr- og lengderetningen til bare referanseprismene og figur 5-13 viser disse resultatene sammen med de andre resultatene i [16]. Merkingen er den samme som i de tidligere figurene. Figur 5-12 viser at disse sammenhengene er ganske lineære for prøvene fra referanseprismene, med $R^2 > 0,98$ i begge tilfeller. Prøvene i [16] viste imidlertid stor forskjell på denne parameteren for fri og fastholdt retning. Som figur 5-13 viser, legger referanseprismene seg ganske likt med den estimerte kurven for de minste ekspansjonene, mens punktet for 3. termin i fri retning er langt fra denne kurven. R^2 blir noe bedre når også referanseprismene er inkludert i denne sammenhengen som funksjon av ekspansjonen (figur 5-13a)), men er likevel generelt dårlig for denne kurven. Dette forholdet blir mer lineært også for alle resultatene når det plottes mot SDI verdiene. Det er likevel en relativt dårlig korrelasjon også i det tilfellet.

a) $1-E_{opp,1}/E_5$ mot ekspansjonenb) $1-E_{opp,1}/E_5$ mot SDIFigur 5-12: Forholdet mellom $1-E_{opp,1}/E_5$ og ekspansjon og SDI for prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismenea) $1-E_{opp,1}/E_5$ mot ekspansjonenb) $1-E_{opp,1}/E_5$ mot SDIFigur 5-13: Forholdet mellom $1-E_{opp,1}/E_5$ og ekspansjon og SDI verdiene for prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene plottet sammen med de tidligere resultatene i [16]

5.1.3 Plastic Deformation Index (PDI)

Plastic Deformation Index (PDI) er forholdet mellom tøyningene ved siste avlastning ($\epsilon_{bunn,5}$) og tøyningen ved maks last for femte sykel ($\epsilon_{topp,5}$). I figur 5-14a) er de gjennomsnittlige PDI-verdiene fra referanseprismene, vist i tabell 5-1, plottet mot ekspansjonen. Angivelsen av de ulike prøvene er som i de tidligere figurene i dette kapittelet. Det er også i dette tilfellet en ganske lineær sammenheng for prøvene i både tverr- og lengderetningen til disse prismene, med en korrelasjonskoeffisient på 0,97. Når disse resultatene plottes sammen med de andre resultatene i Rapport 853 [16], blir det imidlertid en sky med punkter som vist i figur 5-14b). Resultatene fra disse referanseprismene ligger omtrent midt i denne skyen for ekspansjoner $< 2\%$ og høyest av alle for den frie retningen ved 3. termin.



a) PDI mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene
b) PDI mot ekspansjon for alle prøvene

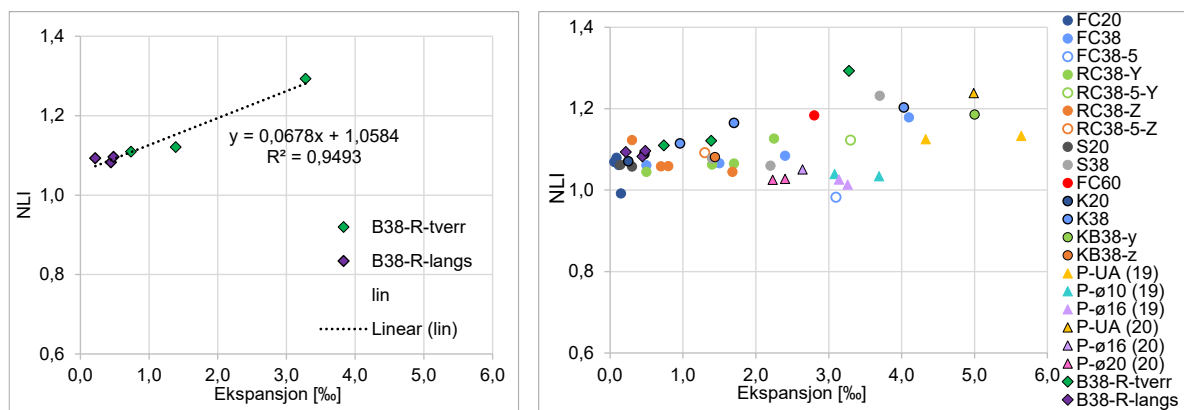
Figur 5-14: PDI mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene og sammen med de andre prøvene i [16]

5.1.4 Non-Linearity Index (NLI)

Non-Linearity Index (NLI) er forholdet mellom sekant E-modulene ved 50% av lasten ($E_{opp,1,50\%}$) og ved maks last ($E_{opp,1}$) for første sykel. Kurvenes form styrer denne parameteren; en konveks form (buer innover i forhold til sekantlinjen ved maks last) gir $NLI < 1$ mens en konkav form (buer utover i forhold til sekant linjen ved maks last) gir $NLI > 1$. Denne parameteren skal ifølge Chrips et al. [30] si noe om prøvens rissorientering. Dette er nærmere diskutert i Rapport 853 [16]. I figur 5-15a) er de gjennomsnittlige NLI verdiene for prøvene fra referanseprismene (vist i tabell 5-1) plottet mot ekspansjonen. Merkingen av prøvene er den samme som før. Det er også her en ganske lineær relasjon mellom NLI og ekspansjonen for prøvene fra både tverr- og lengderetningen til disse prismene.

Alle prøvene fra referanseprismene har $NLI > 1$ og verdien øker også med økende ekspansjon. Den høyeste verdien er i tverretningen til prisme B38-R-3 (ved 3. termin) som ut fra planslipene i avsnitt 5.4 ser ut til å ha en tydelig overvekt av riss i armerings- eller lengderetningen, som for disse prøvene er normalt på armeringsretningen. Kurven til en av disse prøvene, som er vist i figur 5-1e), viser også en tydelig konkav form.

I figur 5-15b) er disse NLI-verdiene fra referanseprismene vist sammen med de tilhørende verdiene fra prismene og kubene i [16]. Som figuren viser, er verdiene fra disse referanseprismene generelt noe høyere enn de tidligere verdiene fra prøvene i [16]. Dette gjelder spesielt for prøven i tverretningen ved 3. termin som har den høyeste NLI-verdien av alle prøvene.



a) NLI mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene

b) NLI mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene og tidligere prøver i [16]

Figur 5-15: NLI mot ekspansjon for prøvene i tverr- (grønn) og lengderetningen (lilla) til referanseprismene og sammen med de tidligere resultatene for dette forholdet i [16]

5.2 Resultater fra prøving av arbeidsdiagram

Etter at de var prøvd for SDT, ble prøvene fra referanseprismene testet deformasjonsstyrt til brudd etter samme prosedyre som den som benyttes til å bestemme arbeidsdiagrammet til en betong (både på- og avlastingskurven). Resultatene er vist i tabell B-4 til B-6 i vedlegg B. De verdiene som er vist der er ekspansjonen til prøvene, ϵ_{AR} , høyeste trykkspenning, f_c , tilhørende tøyning, ϵ_{peak} , og sekant E-modulen ved 40 % av maks last, E_{arb} .

Tøyningshastigheten til disse prøvene var 0,3 % pr. minutt, som betyr at de i et område med en E-modul på 20 000 MPa har en pålastingshastighet på ca. 0,10 MPa pr. sekund, som er ca. 1/10-del av hastigheten ved vanlig laststyrt prøving. Etter hvert som spenning-tøynings kurven bøyer mer av og blir mer "plastisk", vil denne lasthastigheten bli enda lavere til den blir null på toppen og så negativ for den fallende delen av kurven. Dette betyr at det både må forventes et større korttidskryp og en lavere fasthet ved denne typen prøving enn ved vanlig laststyrt prøving. Resultatene i Rapport 853 [16] har også vist at SDT kan påvirke fastheten hvis lastnivået er for høyt.

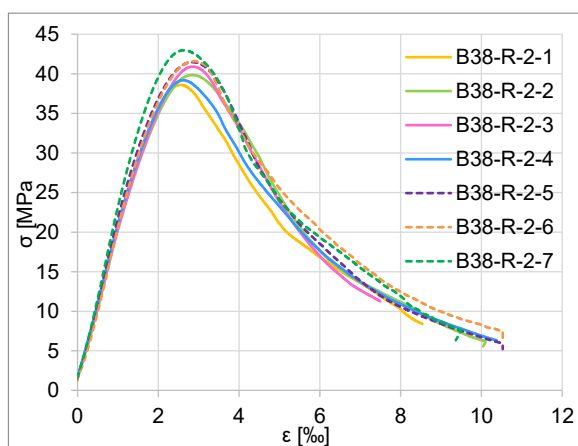
Tabell 5-2 viser gjennomsnittet av disse parameterne for prøvestykkene i tverr- og armeringsretningen til referanseprismene ved hver termin. I denne tabellen er også "peak" spenningen relatert til både 28-døgnfastheten og en noe justert fasthet som tar hensyn til noe videre fasthetsutvikling med tiden. Den siste verdien er basert på terninger som ble lagret i vannbad ved 20 °C og som ble testet ved de samme terminene som skjærbejelkene. Kjernene fra referanseprismene ble imidlertid testet ved litt andre tidspunkt, som angitt i tabell 4-1, uten at det er antatt å bety så mye. Det at prismene og bjelkene ble lagret ved 38 °C vil også føre til en annen fasthetsutvikling enn for terningene lagret i vann ved 20 °C. Fuktilgangen er forventet å være god i begge tilfeller. Både 28-døgnfasthetene og terningfasthetene ved de ulike terminene er vist i figur 5-22 i avsnitt 5.3. Prismene ved de tre terminene er fra henholdsvis Støp 2, Støp 3 og Støp 4 som har midlere 28-døgn sylindrefastheter (f_{cm}) på 40,8, 44,4 og 43,2 MPa. Terningfasthetene ($f_{cm,cube}$) fra de samme støpene, testet ved de tre terminene, er henholdsvis 61,9, 67,8 og 66,3 MPa som gir sylindrefastheter på ca. 50, 54 og 53 MPa ($f_{cm,cube} \cdot 0,8$).

I tabellen er også E-modulen relatert til en referanseverdi på 24 000 MPa som er bestemt fra arbeidsdiagrammet til en kerne fra en kube fra samme serie (støpt i 2020) som hadde vært lagret fuktig ved 20 °C i 217 døgn som beskrevet i [16].

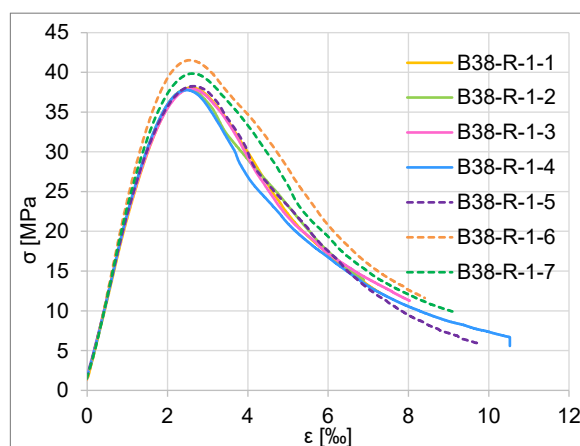
Figur 5-16a), b) og c) viser arbeidsdiagrammene til enkeltprøvene fra referanseprisme ved 1., 2. og 3. termin. Prøvene i armeringsretningen (prøve 5-7) har stiplede linjer, mens prøvene i tverretningen (prøvestykke 1-4) har heltrukne linjer. I figur 5-14d) er noen utvalgte prøvestykker fra de forskjellige terminene sammenlignet. For hver termin er det et prøvestykke i tverretningen (prøvestykke 2) og en prøve i lengderetningen (prøvestykke 5). Nummereringen av kjernene/prøvestykkene er gitt i figur 3-2. Prøvestykkene fra referanseprisme B38-R-1, B38-R-2 og B38-R-3 er her vist med henholdsvis grønne, blå og rosa linjer.

Tabell 5-2: Gjennomsnittlige resultater fra prøving av arbeidsdiagram av utborede sylindre i tverr- og lengderetning til referanseprismene

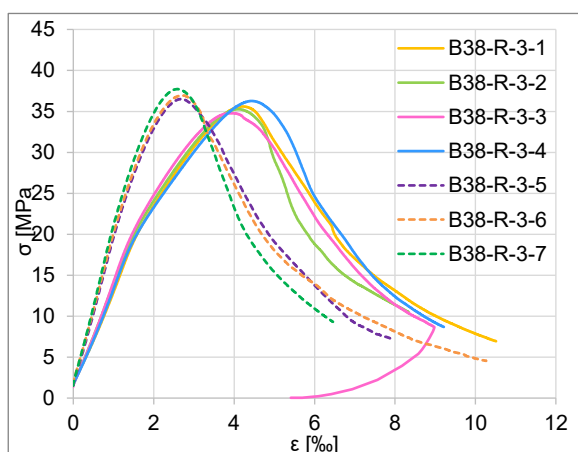
	ϵ_{AR} [%]	f_{cm} [MPa]	$f_{cm}/f_{cm,ref}$ (28-døgn)	$f_{cm}/f_{cm,ref}$ (justert)	ϵ_{peak} [%]	E_{arb} [MPa]	$E_{arb}/E_{arb,ref}$
B38-R-tverr	0,739	37,9	0,93	0,77	2,54	20366	0,85
	1,388	39,7	0,89	0,73	2,71	19124	0,80
	3,279	35,5	0,82	0,67	4,14	12057	0,50
B38-R-langs	0,217	39,9	0,98	0,81	2,58	21282	0,89
	0,445	42,0	0,95	0,77	2,77	19844	0,82
	0,484	37,1	0,86	0,70	2,65	18310	0,76



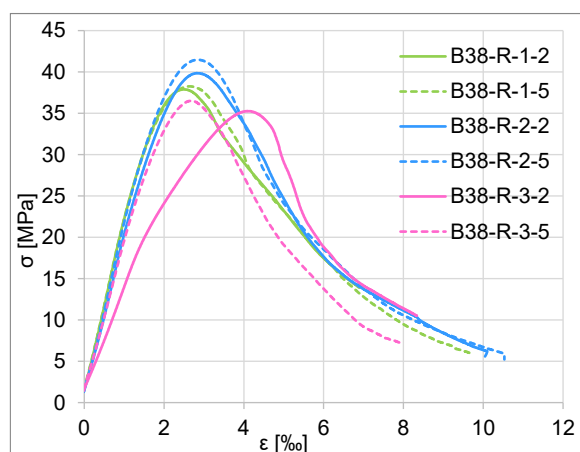
a) Prøver fra prisme B38-R-1



b) Prøver fra prisme B38-R-2



c) Prøver fra prisme B38-R-3



d) Utvalgte prøver i tverr- (2) og lengderetning (5) fra alle referanseprismene

Figur 5-16: Arbeidsdiagram for prøver fra referanseprismene i tverr- og lengderetning ved 1., 2. og 3. termin.

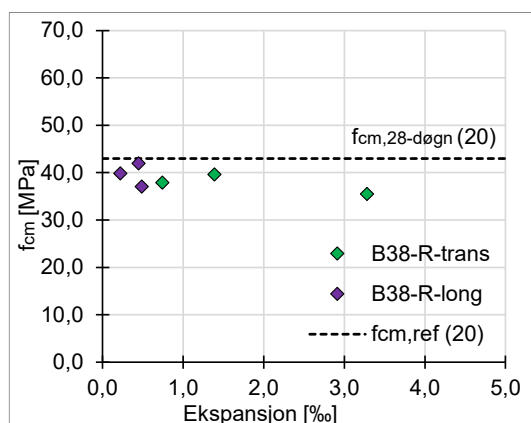
Kurvene for tverr- og lengderetningen til prismene ved 1. og 2. termin er ganske like som vist i figur 5-16a) og b). Prøvene i armeringsretningen har likevel litt høyere "peak" spenning enn prøvene i tverretningen. Prøvene fra 3. termin har en noe lavere fasthet enn prøvene fra de to første terminene. Fastheten er imidlertid ganske lik i de to retningene, selv om tendensen er at den er noe lavere i tverr- enn i lengderetningen, som vist for alle terminene i tabell 5-2. Prøvene

fra tverretningen har imidlertid en mye større "peak" tøyning enn prøvene fra lengderetningen ved 3. termin. Dette kan forklares ved at ekspansjonsnivået er mye høyere i denne retningen og at prøven på grunn av det etter hvert blir betydelig mykere i den retningen, som en tydelig også kan se fra pålastingskurvene til de to retningene ved denne terminen. Lignende resultater er også vist for prøvene fra de belastede kubene i [16]. Kurven for tverretningen får også en ekstra "knekk" når spenningen blir større enn ca. 20 MPa. Siden SDT-testingen ble kjørt opp til en spenning på ca. 17 MPa, er det sannsynligvis forklaringen på denne knekken. Ut fra dette, kan det derfor virke som om "peak" tøyningen er en bedre indikator på ekspansjonsnivået enn selve fastheten. Denne parameteren er imidlertid ganske følsom for deformasjonshastigheten til prøven. Det er likevel en viss reduksjon av fasthetene til disse prøvene ved siste termin.

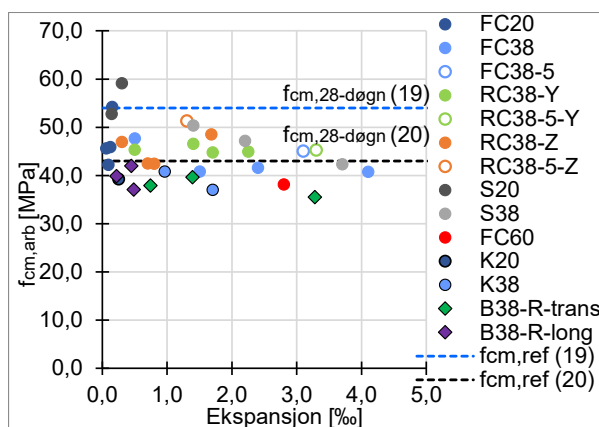
5.2.1 Trykkfasthet

I figur 5-17a) er de midlere trykkfasthetene, f_{cm} , vist i tabell 5-2, plottet mot ekspansjonen for prøvene fra referanseprismene. På den samme figuren, er også gjennomsnittlig 28-døgns sylindrefasthet for de fire støpene, som var 43 MPa, vist som en stiplet linje. Fastheten går som en ser litt ned med økende ekspansjon. Fastheten er også generelt litt lavere i tverretningen enn i armeringsretningen ved samme termin. Det er likevel litt spesielt at fastheten i armeringsretningen ved 3. termin er så lik fastheten i tverretningen selv om det er så stor forskjell på ekspansjonen i de to retningene. Den høye ekspansjonen i tverretningen ser dermed ut til å påvirke fastheten i begge retninger for dette prismet. Dette skiller seg fra E-modul- og SDI-verdiene som viser en mer direkte relasjon til ekspansjonene i de to retningene.

I figur 5-17b) er disse verdiene vist sammen med fasthetene til prøver som også ble testet for arbeidsdiagram i [16]. Markørene med svart kant (K20 og K38) har samme betong som disse referanseprismene (støpt i 2020). Som figuren viser, er verdiene for disse prismene ganske like med de tidligere resultatene. Gjennomsnittlig 28-døgns sylindrefasthet for støpene i 2019 og 2020 er også vist med blå og svart stiplet linje på denne figuren (54 og 43 MPa).



a) Prøver fra referanseprismene

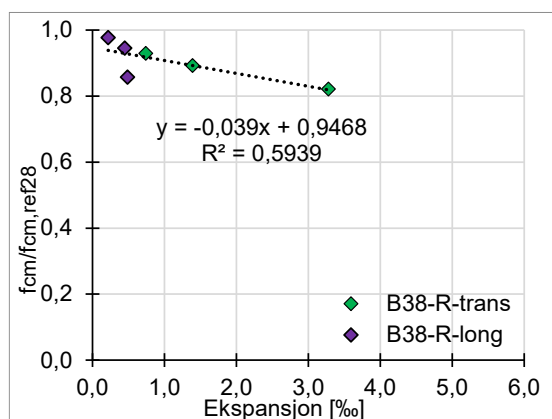


b) Prøver fra referanseprismene sammen med prøver fra [16] (kun arbeidsdiagram)

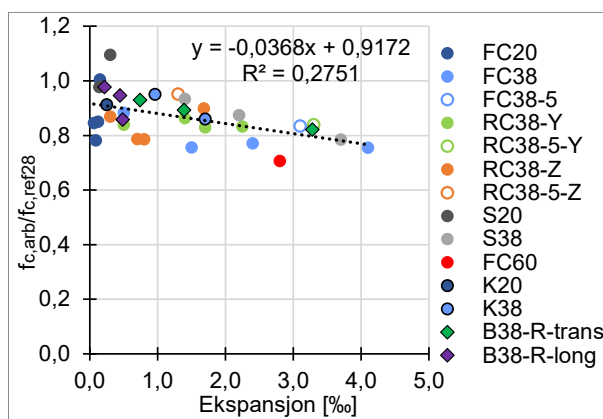
Figur 5-17: Midlere trykkfasthet fra arbeidsdiagram, f_{cm} , i tverr- (grønn) og armeringsretningen (lilla) til referanseprismene ved 1., 2. Og 3. termin alene og sammenlignet med tidligere arbeidsdiagram prøver i [16]

I figur 5-18a) og c) er de samme fasthetsverdiene fra referanseprismene som vist i figur 5-17a), plottet som funksjon av ekspansjonen relativt til referansefastheten ved 28-døgn og en justert referansefasthet (basert på terninger lagret ved 20 °C). I figur 5-18b) og d) er tilsvarende sammenhenger plottet der de tidligere resultatene i [16], vist i figur 5-17b), også er tatt med. Kurven for den justerte fastheten fra 2020 er vist i figur 5-22b) og gir sylinderfastheter ($f_{cm,cube} \cdot 0,8$) på 50, 54 og 53 ved 1., 2. og 3. termin for bjelkene og referanseprismene (ved 182, 238 og 466 døgn). For prøvene fra 2019 er tilsvarende kurve for den justerte fastheten vist i [16] og gir sylinderfastheter på 59 61, 63 og 65 MPa ved de fire test-terminene (ved 131, 182, 238 og 466 døgn).

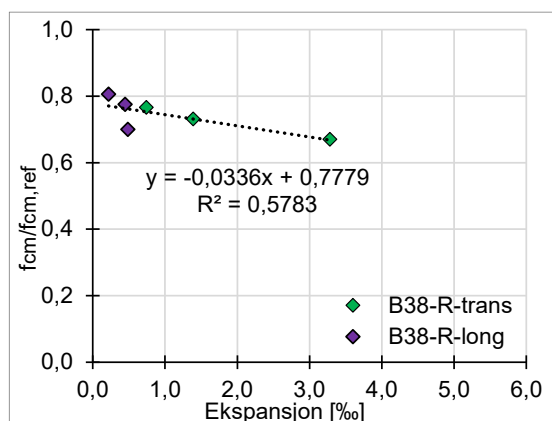
Den lineære sammenhengen er, som en ser, relativt dårlig ($R^2 < 0,6$) uavhengig av referansefastheten. Den er likevel noe bedre når den justerte fastheten er brukt som referanse. En ser også at retningen til disse linjene i stor grad er styrt av punktet med størst ekspansjon. Resultatene for referanseprismene ligger ganske midt i resultatene fra prismene og kubene med tilsvarende ekspansjoner.



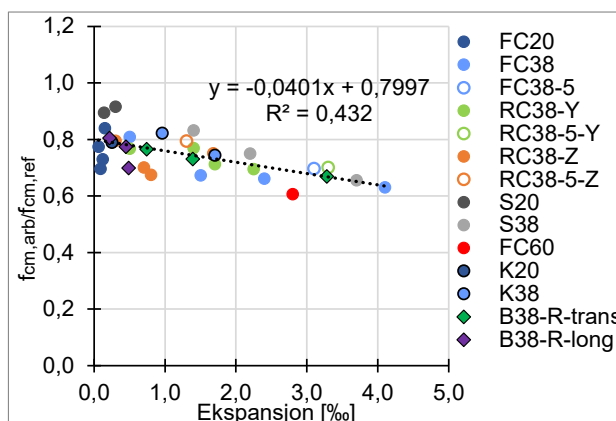
a) $f_{cm,ref}$ lik 28-døgnsfastheten til de ulike støpene



b) Sammenligning med tidligere prøver i [16] med $f_{cm,ref}$ lik 28-døgns fastheten til de ulike støpene



c) $f_{cm,ref}$ justert for fasthetsutvikling ved 20 °C



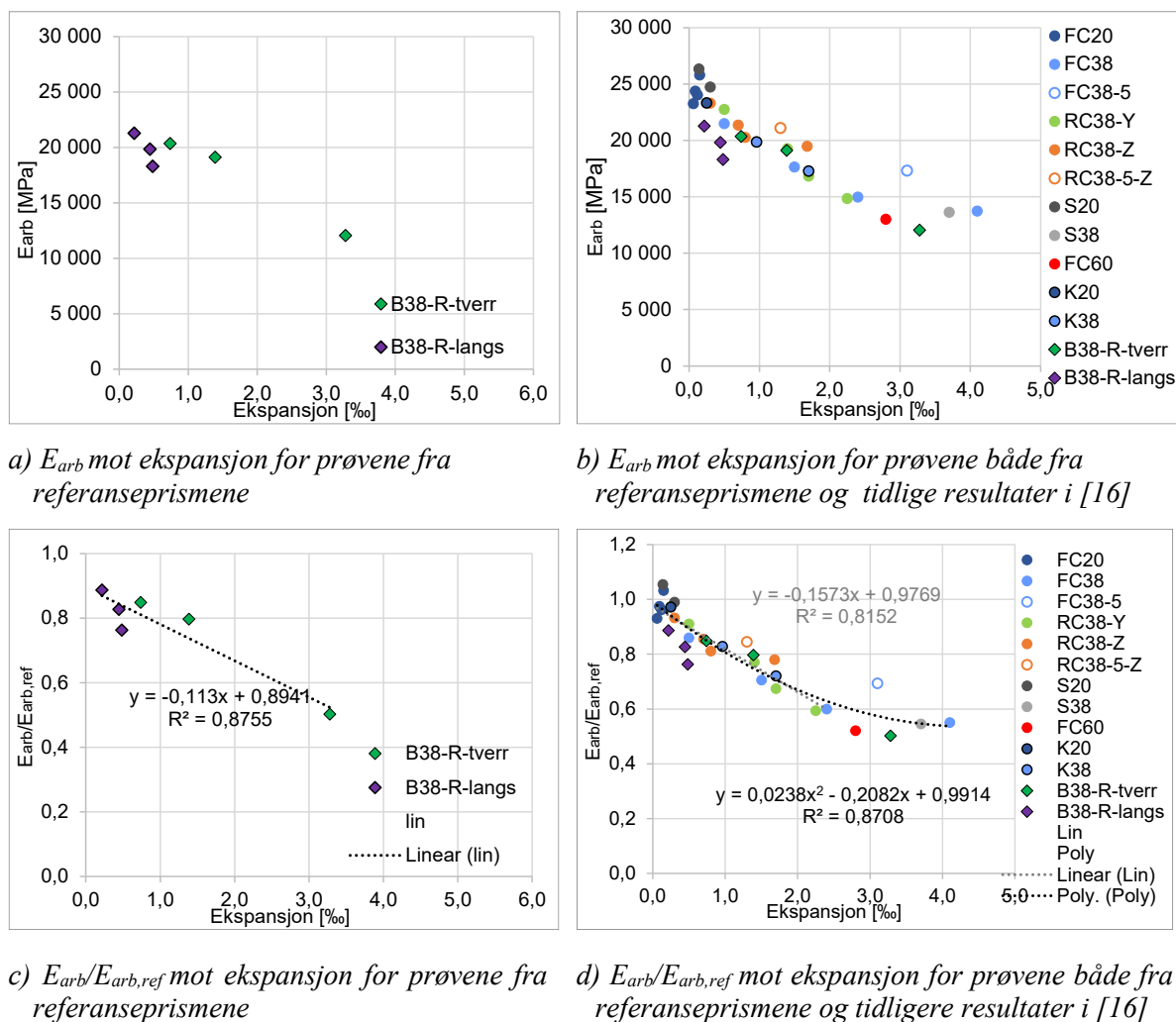
d) Sammenligning med tidligere prøver i [16] med $f_{cm,ref}$ justert for fasthetsutvikling ved 20 °C

Figur 5-18: Gjennomsnittlig reduksjon av relativ trykkfasthet, ($f_{cm}/f_{cm,ref}$), som funksjon av ekspansjonen for prøvene fra referanseprismene alene og sammen med tidligere resultater for prøvene fra [16]. Både 28-døgns fastheten og en justert fasthet (fra terninger lagret ved 20 °C) er brukt som referansefasthet.

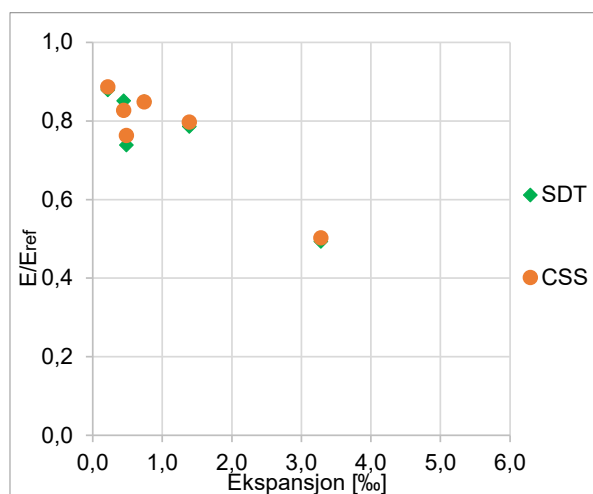
5.2.2 E-modul ved 40 % av fastheten, E_{arb}

Sekant E-modulen fra arbeidsdiagrammene ved 40 % av fastheten (maks spenningen) er plottet mot ekspansjonen i figur 5-19a) og b). Mens den tilsvarende relative reduksjonen av denne E-modulen er plottet for de samme prøvene i forhold til en referanseverdi på 24000 MPa i figur 5-19c) og d). Figur 19a) og c) viser verdiene for disse referanseprismene og 19b) og d) for disse referanseprismene sammen med tidligere tilsvarende prøver i Rapport 853 [16]. Som figur 19a) og c) viser, er denne reduksjonen i E-modul ganske lineær med ekspansjonen for prøvene fra disse referanseprismene ($R^2 = 0,88$). Det er likevel en svak tendens til at prøvene i lengderetningen har en noe større reduksjon enn prøvene i tverr-retningen ved samme ekspansjonsnivå. Dette gjelder spesielt for prøvene fra prismet ved 3. termin som har en spesielt stor ekspansjon i tverr-retningen. Disse prøvene har også en tilsvarende høy reduksjon av E-modulen i denne retningen fra SDT vekslingene. Som tidligere påpekt, ser det derfor ut som den store ekspansjonen i tverretningen også påvirker E-modulen i armeringsretningen noe i dette prismet. Dette punktet (for armeringsretningen ved 3. termin) ligger også ganske tydelig under de andre i begge disse figurene. Også i figur 5-19b) og d) ligger verdien til lengderetningen for referanseprismet ved 3. termin ganske tydelig under de andre verdiene i [16] ved samme ekspansjonsnivå. Disse verdiene for E-modulene fra arbeidsdiagrammene samsvarer likevel ganske godt med tidligere resultater fra kubene og prismene ved de samme ekspansjonsnivåene. Korrelasjonskoeffisientene både for en lineær regresjonslinje opp til 2,5 % ekspansjon og for en polynomisk regresjonskurve som inkluderer alle verdiene er imidlertid noe lavere enn det som ble funnet i [16], 0,82 mot 0,91 for den lineære og 0,87 mot 0,91 for den polynomiske.

Selv om disse E-modulene er lavere enn de fra SDT testen, er de relative verdiene likevel ganske like som vist i Figur 5-20, der verdiene fra SDT og arbeidsdiagrammet (CSS) er vist som henholdsvis grønne og oransje datapunkt. En tilsvarende sammenheng ble også funnet for prøvene i [16].



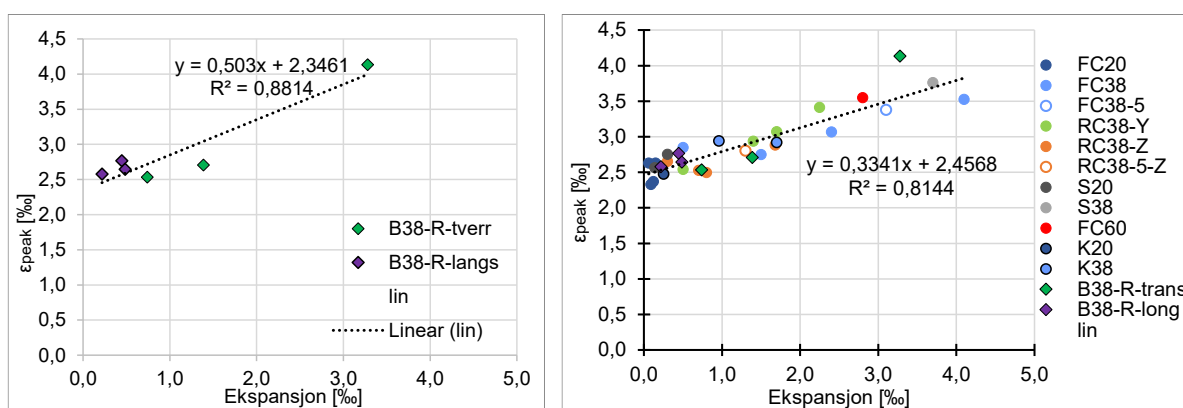
Figur 5-19: Utvikling av gjennomsnittlig sekant E -modul ved 40% av maks spenningen, E_{arb} , med ekspansjonen fra arbeidsdiagrammene. Verdiene er vist både absolutt og relativt til en referanse E -modul på 24 000 MPa. Prøvene i tverr- og lengderetningen til referanseprismene har grønn og lilla farge. Resultatene er også sammenlignet med tilsvarende verdier i [16]



Figur 5-20: Relativ reduksjon av E -modulen fra arbeidsdiagram (CSS), $E_{arb}/E_{arb,ref}$ ($E_{arb,ref} = 24000$ MPa), sammenlignet med tilsvarende reduksjonen fra SDT, E_s/E_{ref} ($E_{ref} = 32000$ MPa), for de samme prøvene fra referanseprismene

5.2.3 Tøyning ved bruddspenning, ϵ_{peak}

Tøyningen ved maks spenning, ϵ_{peak} er vist i tabell 5-2 og er plottet mot ekspansjonen i figur 5-21a). Som figuren viser, er "peak" tøyningene ganske like i tverr- og lengderetningen for prøvene fra de to første terminene til referanseprismene. Prøven fra 3. termin i tverretningen skiller seg imidlertid ut og har en mye høyere "peak" verdi enn de andre prøvene fra referanseprismene. Dette kan en også se fra arbeidsdiagrammene i figur 5-16c) og d). Den lineære sammenhengen i figur 5-21a) er derfor i stor grad styrt av dette punktet. I figur 5-21b) er de samme verdiene sammenlignet med resultatene i Rapport 853 [16]. Her skiller ikke punktet for tverretningen ved 3. termin seg lenger så mye ut, selv om det fortsatt ligger noe over de andre "peak" verdiene ved samme ekspansjon. Denne forskjellen er likevel ikke noe mer enn ca. 0,5 %. $R^2 = 0,81$ for en lineær sammenheng mellom alle disse verdiene.



a) ϵ_{peak} plottet mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene b) ϵ_{peak} plottet mot ekspansjon for prøvene fra referanseprismene sammenlignet med tidligere resultater i [16]

Figur 5-21: Gjennomsnittlige tøyingsverdier ved maksspenningen, ϵ_{peak} , i arbeidsdiagrammene som funksjon av ekspansjonen for prøvene fra referanseprismene. Grønn markør er i tverretningen og lilla markør i lengderetningen. Resultatene er også sammenlignet med tidligere verdier i [16]

5.3 Resultater for trykkfasthet og spaltestrekk fra utborede sylindre fra bjelkene og fra referanseterninger

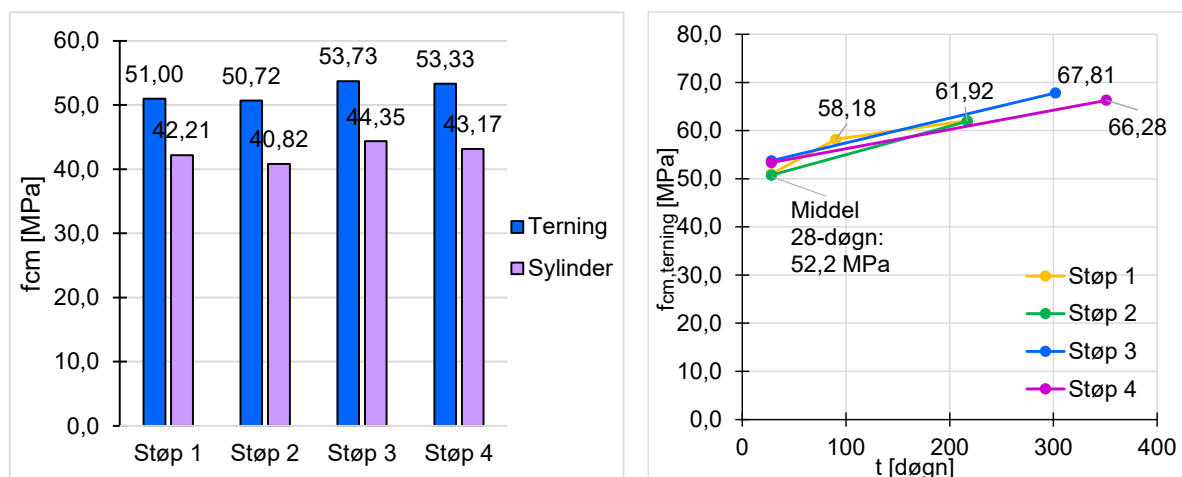
5.3.1 Trykkfasthet

Dette avsnittet viser midlere trykkfastheter, f_{cm} , for referanseprøver som ble lagret i vann frem til prøvedagen for bjelkene ved hver termin (100 mm terninger og Ø100x200 mm sylindere) og fra kjerner som ble boret fra bjelkene på tvers av armeringsretningen (x-retning) i uskadede områder etter skjærforsøkene. Alle disse prøvene er testet laststyrt. Tabell C-1 i vedlegg C viser enkeltresultatene for disse prøvene. Referanseprøvene er markert med henholdsvis T (terning) og S (sylinder) før nummer på støp og prøve, mens kjernene fra bjelkene er markert med navn på bjelke og om de er boret fra høyre eller venstre side på bjelken (sett fra side B). Videre er også testdato og ekspansjonsnivå (for kjernene fra bjelkene) vist. Den oppgitte ekspansjonen er bjelkens ekspansjon i tverr- eller y-retningen som er normalt på boreretningen. Kjernene ble testet en stund etter skjærforsøkene. I tiden fra de ble boret ut til de ble testet ble de lagret innpakket i plast og ved ca. 5 °C.

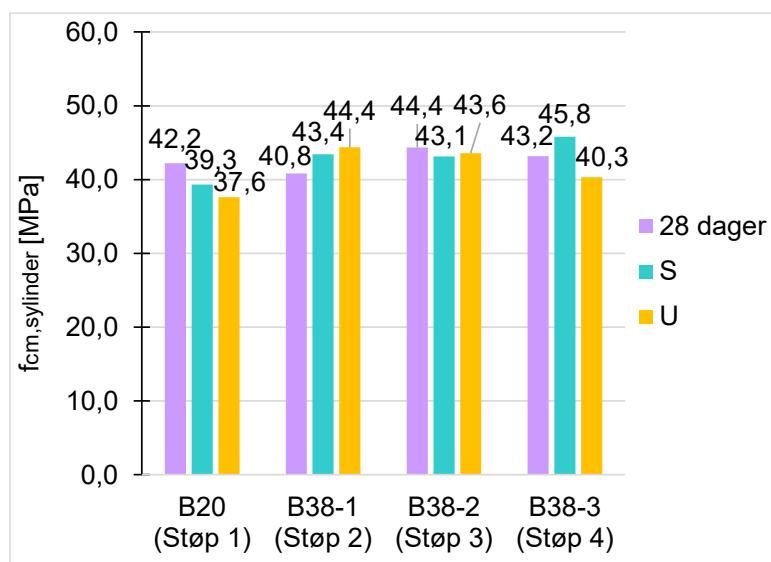
Figur 5-22a) viser midlere 28-døgns fastheter for terningene og sylindrene fra de fire støpene. Blå kolonner viser terningfastheten, og lilla kolonner sylinderfastheten. Den gjennomsnittlige 28-døgns terning- og sylinderfastheten for alle støpene er henholdsvis 42,6 og 52,2 MPa. Hver kolonne er gjennomsnitt av tre prøver, og spredningen var relativt liten, se tabell C-1. Som figur 5-20a) viser, er det også liten spredning mellom støpene.

Figur 5-22b) viser fasthetsutviklingen til de vannlagrede terningene fra 28-døgn til 90 døgn og 1. termin for støp 1 og fra 28-døgn til 1. 2., og 3., termin for støp 2, 3 og 4. De forskjellige støpene er her vist ved gul, grønn, blå og rosa linjer. Hver verdi er også her gjennomsnittet av tre terninger. Prøvene fra støp 1 viser at fasthetsutviklingen er størst i starten og at den så etter hvert flater mer og mer ut. Det ser likevel ut til å være en viss fasthetsutvikling for støp 3 og 4 frem til ca. 2. termin ved 303 døgn. Fastheten til disse terningene øker da fra ca. 52 MPa (ved 28-døgn) til ca. 68 MPa ved 300 døgn, som er en økning på ca. 20 %. Ved 3. termin, etter 351 døgn, ser fastheten ut til å være ca. den samme som ved 2. termin. Fasthetsutviklingen ser derfor ut til å stoppe opp for disse terningene etter ca. 300 døgn.

I figur 5-23 er de midlere fasthetene, f_{cm} , til sylindrene som ble boret fra bjelkene ved hver termin etter at de var prøvd vist sammen med 28-døgns sylinderfastheter til betongen i bjelkene (til de forskjellige støpene). Verdiene er gjennomsnitt av to prøver. De symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene er vist med henholdsvis turkise og gule kolonner, mens 28-døgns fasthetene er vist med lilla kolonner som i figur 5-22a). Disse prøvene ble testet på samme tid etter at alle bjelkene var prøvd.



a) Terning- og sylindrefastheter ved 28-døgn, $f_{cm,28}$ for de fire støpene til bjelkene
 b) Terningfasthetene, $f_{cm,terning}$ fra 28-døgn til forskjellige tidspunkt (vannlagret ved 20 °C) for de fire støpene
 Figur 5-22: Gjenomsnittlige terning- og sylindrefastheter, f_{cm} , for referanseprøver fra støp 1, 2, 3 og 4 som ble lagret i vann ved 20 °C frem til de ble prøvd

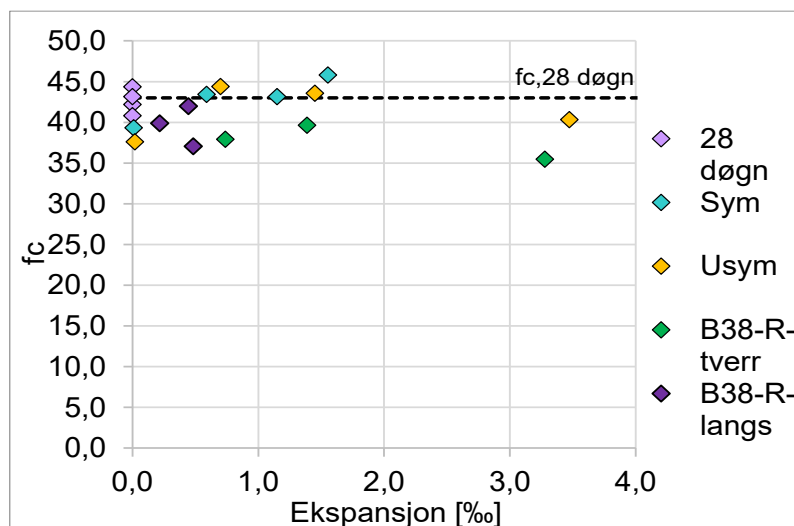


Figur 5-23: Gjenomsnittlige sylindrefastheter, $f_{cm,sylinder}$, for kjerner som ble boret fra bjelkene etter skjærforsøkene. Verdiene er sammenlignet med 28-døgn sylindrefasthetene til samme støp

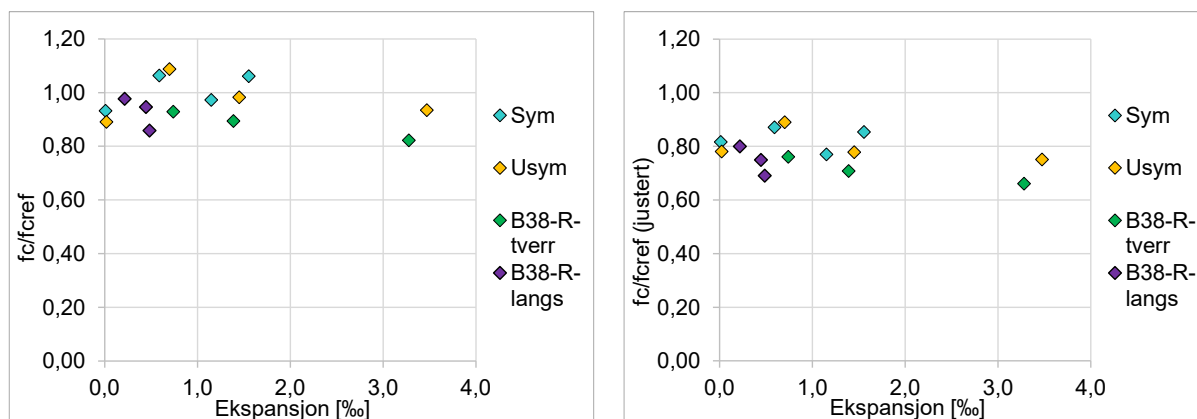
Prøvene fra referansebjelkene (B20-U og B20-S) har litt lavere fasthet enn referansesylindrene. Fuktforholdene er litt dårligere for disse bjelkene og det er derfor forventet at de skal ha litt lavere fasthet enn referanseprøvene. Bjelkene er likevel ca. 200 døgn eldre og er forventet å få en viss fasthetsøkning på grunn av det. Til sammenligning hadde terningene fra den samme støpen, som også var vannlagret og ble testet på samme tid, en fasthetsøkning på ca. 15 % fra 28-døgnns verdien. Ved 1. termin er imidlertid fastheten til bjelkene (som har vært ekspandert i 38 °C rommet) litt høyere enn fastheten til både referansesylindrene til referansebjelkene (fra Støp 1) og egne referansesylindre som ble testet ved 28-døgn. Dette skyldes antakelig både bedre fuktforhold og høyere temperatur under ekspansjonen for disse bjelkene. Fastheten til bjelkene holder seg også stort sett på det samme nivået ved de neste terminene. Ved 2. termin

er imidlertid ikke fastheten til bjelkene høyere enn referansefastheten, noe som kan tyde på en viss reduksjon av fastheten i bjelkene fra AR-ekspansjonen. Ved 3. termin har den symmetrisk armerte bjelken en høyere fasthet enn den usymmetrisk armerte bjelken (ca. 12 %) og fastheten til den usymmetrisk armerte bjelken enn 28-døgns referanseprøvene. Forklaringen på dette er sannsynligvis, som påpekt tidligere også i andre sammenhenger, at den usymmetrisk armerte bjelken har en betydelig større ekspansjon i tverretningen enn den symmetrisk armerte bjelken ved denne terminen. Dette bildet kan være noe forstyrret av at alle prøvene fra bjelkene ble prøvd på samme tidspunkt, selv om prøvene var pakket inn i plast og ble lagret ved 5 °C fra de ble boret ut til de ble prøvd. Det ser likevel ikke ut til å være en stor innvirkning av ekspansjonen på trykkfastheten til disse bjelkene.

I figur 5-24 er verdiene til prøvene fra bjelkene i figur 5-20 plottet mot ekspansjonen i fri retning (y-retningen) og vist sammen med fasthetene til referansebjelkene fra figur 5-17 (testet deformasjonsstyrt til brudd etter SDT). Prøvene fra de symmetriske og usymmetrisk armerte bjelkene er også her vist med turkise og gule merker. Verdiene til referanseprismene ligger som en ser noe lavere enn fra bjelkene, selv om både lagringsbetingelsene og ekspansjonsnivået er ganske likt. Årsaken til dette er prøvningsmåten, da det, som tidligere påpekt, er forventet at deformasjonsstyrt prøving gir 5-10 % lavere fasthet enn laststyrt prøving. AR-ekspansjonen ser likevel ut til å påvirke fastheten til prøvene lite uavhengig av prøvningsmåten. I figur 5-25a) og b) er disse verdiene også vist relativt til 28-døgnsfastheten til de ulike støpene og en justert fasthetsutvikling basert på terningene lagret ved 20 °C (tilsvarende som i figur 5-18). Som en ser, er reduksjonen i fasthet relativt liten hvis en benytter 28-døgns fastheten som referanse, mens den er noe større hvis en også tar hensyn til en viss fasthetsutvikling med tiden.



Figur 5-24: Midlere trykkfastheter, f_{cm} , for bjelkene plottet som funksjon av ekspansjonen. Verdiene er plottet sammen verdiene fra referanseprismene (arbeidsdiagram) ved de samme terminene og midlere 28-døgns sylindrefastheter for de samme betongene

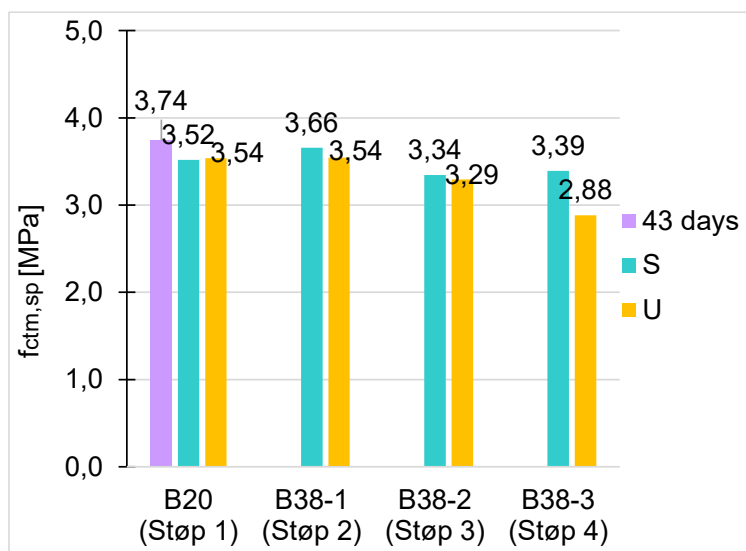
a) $f_{c,ref}$ lik 28-døgn sylindrefasthetb) $f_{c,ref}$ justert for fasthetsutvikling

Figur 5-25: Gjennomsnittlig relativ reduksjon av trykkfastheten, $f_{cn}/f_{c,ref}$, plottet mot ekspansjonen for prøvene fra bjelkene og referanseprismene.

Ut fra disse resultatene ser det derfor ut til at trykkfastheten til bjelkene ikke påvirkes noe særlig av ekspansjonen før den blir relativt stor (> 3 %). Selv ved en slik ekspansjon ser imidlertid reduksjonen ut til å være forholdsvis liten (< 10 %). Denne diskusjonen viser likevel at det er vanskelig å ta ut den rene AR-effekten på trykkfastheten da den under slike forsøk som dette påvirkes av rekke forhold som slår forskjellig ut, som lagringsbetingelser, temperatur, alder og prøvningsmåte. Tidligere undersøkelser [2, 21, 31-33] har også vist liten reduksjon av trykkfastheten på grunn av AR, sammenlignet med andre materialeegenskaper som for eksempel E-modulen. I [31] ble det diskutert at dette kan ha sammenheng med hvilket tilslag som er reaktivt. Hvis det er det grove tilslaget, som det er for betongen i denne undersøkelsen, vil det gi størst skade i og rundt tilslagene. Dette vil kunne gi en forholdsvis stor reduksjon av stivheten (E-modul), men nødvendigvis ikke så mye av trykkfastheten som i større grad styres av pastaen. Et mer fint reaktivt tilslag, som for eksempel sand, vil derimot kunne føre til mer opprissing i pastaen og dermed også en større reduksjon av trykkfastheten [33].

5.3.2 Spaltestrekkfasthet

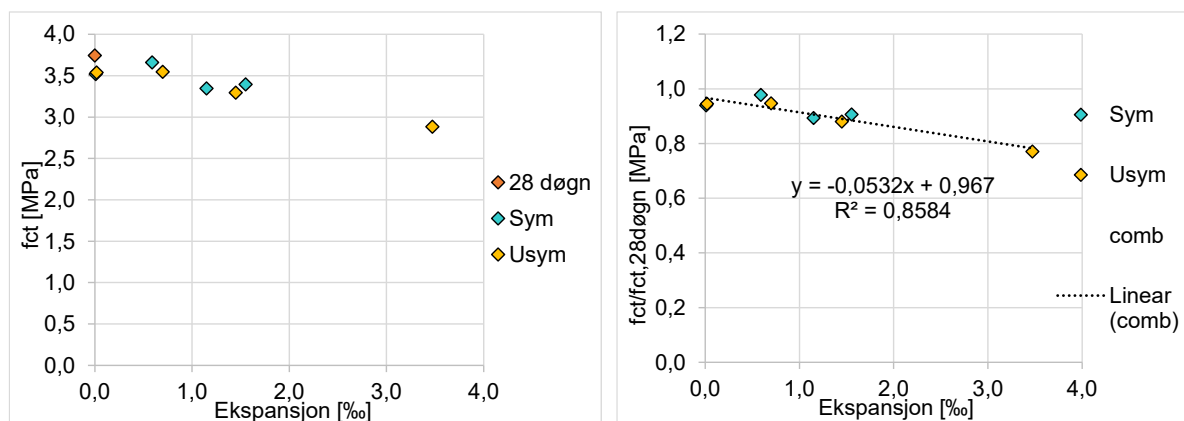
Det ble også testet spaltestrekk på noen referansesyndere som var 42 døgn gamle og på kjerner som ble boret fra bjelkene på tvers av armeringsretningen (x-retning), tilsvarende som for prøvene til trykkfasthet. Referansesyndere var vannlagret frem til de ble prøvd, mens prøvene fra bjelkene var pakket inn i plast fra de ble boret ut til de ble prøvd. Alle resultatene er vist i tabell C-2 i vedlegg C. Figur 5-26 viser de midlere verdiene, $f_{ctm,sp}$, fra referansesyndere og bjelkene. Verdien for referanseprøvene er plottet sammen med verdiene fra referansebjelkene (B20) da de er fra samme støp. Disse verdiene er gjennomsnittet av tre prøver, mens bjelkeverdiene er gjennomsnitt av to prøver. Verdiene fra de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene er vist hver for seg som henholdsvis turkise og gule kolonner, mens referansefastheten er vist som en lilla kolonne.



Figur 5-26: Midlere spaltestrekkfastheter, $f_{ctm,sp}$, fra kjerner som ble boret fra bjelkene etter at de var prøvd. Første kolonne for støp 1 viser spaltestrekkfastheten til tre referansesyndre ved 42 døgn.

Strekkfastheten til de prøvene som ble boret ut fra bjelkene ved 1. termin (bjelke B20-S, B20-U, B38-S-1 og B28-U-1) er litt lavere enn referanseverdien ved 42 døgn. Det kan, som tidligere påpekt, skyldes at betongen i referanseprøvene har litt bedre fuktbetingelser. Det kan også være enn viss effekt av ekspansjonen på dette nivået, men da burde det kanskje også vært en viss forskjell på referansebjelkene og de ekspanderte bjelkene, som det ikke ser ut til å være ut fra disse verdiene. Disse verdiene gir likevel bare en indikasjon på fastheten siden de bare er basert på to prøver. Ved de to neste terminene er spaltestrekkfastheten til prøvene fra bjelkene noe mer redusert, og spesielt, som også for andre forhold, for den usymmetrisk armerte bjelken fra 3. termin (B38-U-3) som har den høyeste ekspansjonen i tverr-retningen (3,47 ‰). Institution of Structural Engineers [2] anbefaler i sin veiledning en reduksjon av spaltestrekkfasthet på opp mot 50 % for prøver med ekspansjon > 2,5 ‰. Reduksjonen for disse prøvene er imidlertid langt mindre enn det. For den usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin er reduksjonen ca. 20 % hvis middel av de fire bjelkene ved 1. termin er benyttet som referanse.

I figur 5-27a) er spaltestrekkfastheten til de ulike bjelkene plottet mot tilhørende ekspansjon i y-retningen. Som figuren viser, er det en ganske lineær reduksjon av fastheten med ekspansjonen. Det samme kan også sees fra figur 5-27b) hvor verdiene er plottet relativt til verdien til referansesyndrene (antakelig konservativt). En lineær regresjonslinje gir en korrelasjonskoeffisient på 0,86. Denne reduksjonen av spaltestrekkfastheten som funksjon av ekspansjonen er, som sagt, likevel relativt liten og er bare på ca. 25 % ved en ekspansjon på ca. 3,5 ‰ basert på denne linjen. ρ

a) Spaltestrekkfasthet, $f_{ctm,sp}$ mot ekspansjonb) Relativ spaltestrekkfasthet $f_{ctm,sp}/f_{ctm,sp,ref}$ mot ekspansjon

Figur 5-27: Midlere spaltestrekkfasthet, $f_{ctm,sp}$, og relativ spaltestrekkfasthet, $f_{ctm,sp}/f_{ct,sp,ref}$, i forhold til 42-døgns fastheten til tre referansesylindre plottet mot ekspansjonen for prøver som ble boret ut fra bjelkene.

Generelt er strekkfastheten til betong en verdi som kan gi ulike resultat avhengig av hvordan den blir testet. Det opereres derfor ofte med både enaksiell strekkfasthet, spaltestrekkfasthet og bøyestrekkfasthet. Av disse er vanligvis bøyestrekkfastheten høyest (avhenger av høyden på prøven) og den aksielle strekkfastheten lavest. Resultatene påvirkes også av om prøven har et hakk (notch) eller ikke, spesielt for høyere fastheter. Aksielle strekkprøver er ganske vanskelige å utføre og det blir som oftest også større spredning på slike prøver enn på bøy- og spaltestrekk prøver. I mange tilfeller er det derfor spaltestrekk-fastheten til betongen som blir bestemt. Denne fastheten avhenger imidlertid også noe av både størrelsen og formen på prøvestykkene, selv om det som oftest er ganske standard sylindre (Ø100 mm) som blir brukt. Den er også antatt å være litt mindre sensitiv til fuktforholdene siden strekkspenningene først opptrer litt fra betongoverflaten [34].

Forholdet mellom midlere spaltestrekk og aksiell strekkfasthet er i [34] gitt som:

$$f_{ctm} = A f_{ct,sp} \quad (5-3)$$

Forslagene til A er ganske forskjellige. I tidligere NS 3473 [64] er A satt til 0,667. Denne faktoren er imidlertid avhengig av både herdebetingelser, test prosedyre og alder [34]. Det er også relativt sjeldent at det er testet både enaksiell strekkfasthet, spaltestrekkfasthet og trykkfasthet i samme undersøkelse [34]. Senere forsøk har også vist at denne faktoren kan være både større og mindre enn 1,0 avhengig av trykkfastheten [34]. I Model Code 2010 avsnitt 5.1.5.1 [26], er forholdet mellom den aksielle strekkfastheten og spaltestrekkfastheten til betong satt til 1,0 mens den i ligning 3.3 i NS-EN 1992-1-1 (EC2) [35] er satt til 0,9.

I en undersøkelse av Ujil [6] hvor det ble testet spaltestrekk på prøver fra eksisterende konstruksjoner med alkalireaksjoner fant de en reduksjon på 10-20 %. I en enaksiell strekktest ble det fra samme undersøkelse imidlertid funnet en reduksjon på ca. 70 %. Dette kan forklares ved at en enaksiell test i større grad styres av de svakeste områdene r med riss som gir eksentrisiteter i prøven, mens spaltestrekket mer fordeles over hele snittflaten. Det er heller ikke en direkte strekkraft som strekker i spaltestrekkprøven og det er da også en større mulighet

for omfordeling av spenningene i en slik prøve. Strekkraften i spaltestrekk prøvene er i likevekt med en like stor trykkraft oppe og nede rett under stripe lasten. Det er antakelig også noen geometriske forhold som påvirker disse prøvningsmetodene og som gjør at AR rissflatene har lettere for å bli kritiske i en ren strekkprøve enn i en spaltestrekkprøve.

Det er likevel hevdet i noen undersøkelser at spaltestrekkfastheten ikke bør benyttes som et uttrykk (eller er særlig relevant) for strekkfastheten til en AR-betong [11, 14], mens andre som Jones and Clark [24] hevder at det er den beste referansen siden den er mest relevant for skjær- og heftfastheten til betongen.

Det er også forventet at orienteringen til prøven i testen vil ha en viss innvirkning på spaltestrekkverdiene siden AR-ekspansjonen i armert betong er forskjellig i ulike retninger. Uijil [6] fant imidlertid mindre forskjeller på prøver som ble boret parallelt med og på tvers av armeringen for spaltestrekkprøver enn for enaksielle strekkprøver. I denne undersøkelsen vet vi ikke helt hvordan prøvene ble orientert da de ble testet. Siden ekspansjonen er større i y-retningen enn i z-retningen er det likevel forventet at strekkfastheten vil bli lavest hvis prøvene belastes normalt på y-retningen. Relasjonen mellom spaltestrekkfasthet og ekspansjonsnivå (i y-retning) vist i figur 5-27 er derfor noe usikker, selv om relasjonen er ganske god og ingen prøver stikker seg spesielt ut fra lineariteten. Det er gjort en vurdering av orienteringen til disse prøvene i vedlegg C. Ut ifra denne vurderingen er det ikke noe tydelig mønster mellom testretning og fasthet for disse prøvene. De største innbyrdes forskjellene for disse prøvene er for bjelke B20-S som har neglisjerbar ekspansjon ($< 0,07\%$) og for bjelke B38-U-1 og B38-U-3 som har kjerner som ser ut til å ha blitt testet i samme retning. Prøvene fra bjelke B38-S-1 ser imidlertid ut til å ha blitt testet i z- og y-retningen og de viser en litt lavere fasthet for kjernen som ble testet i z-retningen (3,46 mot 3,85 MPa). Det ser derfor ikke ut til å være noen spesiell effekt av orientering til disse prøvene på de observerte strekkfasthetene.

5.3.3 Forhold mellom strekk- og trykkfastheter

Strekk- og trykkfastheten til betong er ikke proporsjonale med hverandre, spesielt ikke for høyere fasthetsklasser. Det er derfor to uttrykk for midlere (aksiell) strekkfasthet avhengig av trykkfastheten i Model Code 2010 [26] og NS-EN 1992-1-1 (EC2) [35]:

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{2/3} \quad (5-4)$$

for betongklasser med karakteristisk sylindrefasthet ≤ 50 MPa

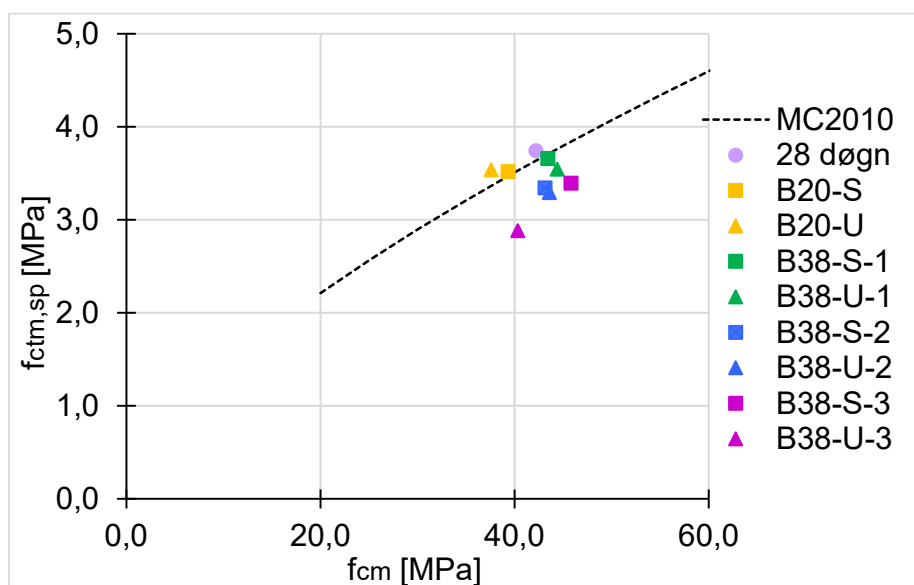
$$f_{ctm} = 2.12 \cdot \ln(1 + 0.1 \cdot f_{cm}) \quad (5-5)$$

for betongklasser med karakteristisk sylindrefasthet > 50 MPa, hvor $f_{cm} = f_{ck} + 8$ MPa

For disse bjelkene er det derfor det første uttrykket som er mest relevant. Det er likevel et spørsmål om hvilken trykkfasthet som skal settes inn i dette uttrykket for å gi det beste estimatet på strekkfastheten. Det er sannsynlig at dette uttrykket er utledet fra middelerverdiene, og at det da også er midlere trykkfasthet som bør innsatt i dette uttrykket for å gi det beste estimatet på midlere strekkfasthet.

I figur 5-28 er de mildere trykk- (f_{cm}) og spaltestrekkfasthet ($f_{cm,sp}$) fra bjelkene plottet mot hverandre. Referansebjelkene som ble lagret fuktig ved 20 °C og bjelke ved 1., 2. og 3. termin er vist med henholdsvis gule, grønne, blå og rosa markører. De symmetrisk armerte og

usymmetrisk armerte bjelkene er skilt fra hverandre med firkant og trekant-markører. Forholdet for referanseprøvene er også vist med en lilla sirkulær markør i samme figur. Relasjonen i MC2010 og EC2 (ligning 5-4) er også vist som en stiplet kurve. Som en ser passer referanseprøvene, referansebjelkene og bjelkene ved 1. termin ganske godt med denne kurven. Bjelkene ved 2. og 3. termin (blå og rosa markører) har imidlertid en noe lavere spaltestrekkfasthet i forhold til trykkfastheten. Det ser derfor ut til at spaltestrekkfastheten er noe mer påvirket av ekspansjonen enn trykkfastheten, men likevel i en relativt beskjeden grad basert på disse prøvene.



Figur 5-28: Relasjon mellom midlere trykk (f_{cm})- og spaltestrekkfasthet ($f_{ctm,sp}$) for prøvene fra disse bjelkene og for de referanseprøvene som ble prøvd ved 28 og 42 døgn (lilla sirkel). Stiplet kurve er antatt relasjon for uskadet betong i henhold til MC2010 og EC2.

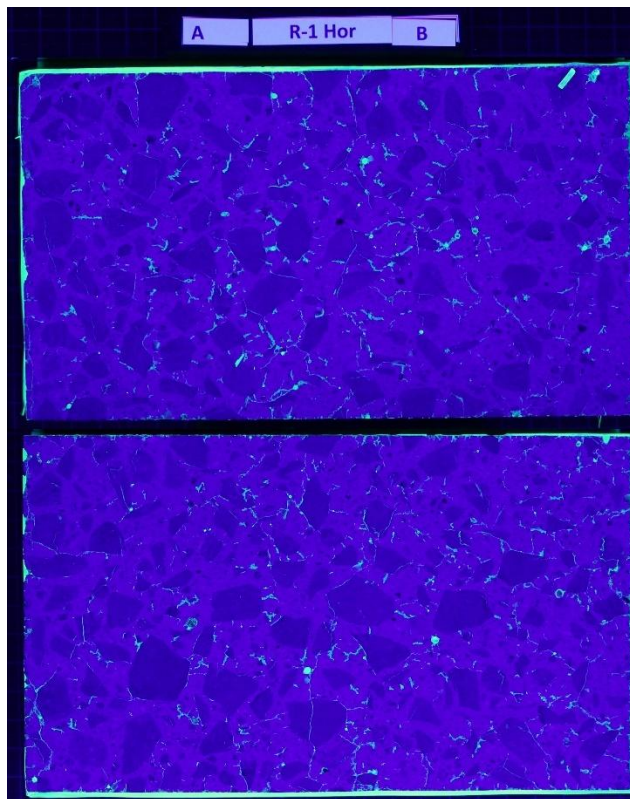
5.4 Fluorescensimpregnerte Planslip

Figur 5-29 a) til f) viser bilder av fluorescensimpregnerte planslip i UV-lys. Beskrivelser av hvor på referanseprismene disse skivene er tildannet fra er vist i figur 3-2. Den horisontale skiven er et lengdesnitt i x-z planet litt under (overkant) armeringen mellom midten og ca. 1/4-dels punktet til prismene, mens den vertikale skiven er et snitt av bjelken i x-y-planet i ca. 3/4-dels punktet til prismene, hvor z også i dette tilfellet er i armeringsretningen. Hver skive er også delt opp i to etterfølgende delflater. For de horisontale skivene til venstre i disse figurene, er den horisontale aksens bredden til prismet (200 mm) og den vertikale aksens en utstrekning i lengderetningen (ca. 250 mm), mens den horisontale aksens bredden til prismene (200 mm) og den vertikale aksens høyden til prismene (300 mm) for de vertikale skivene til høyre i disse figurene.

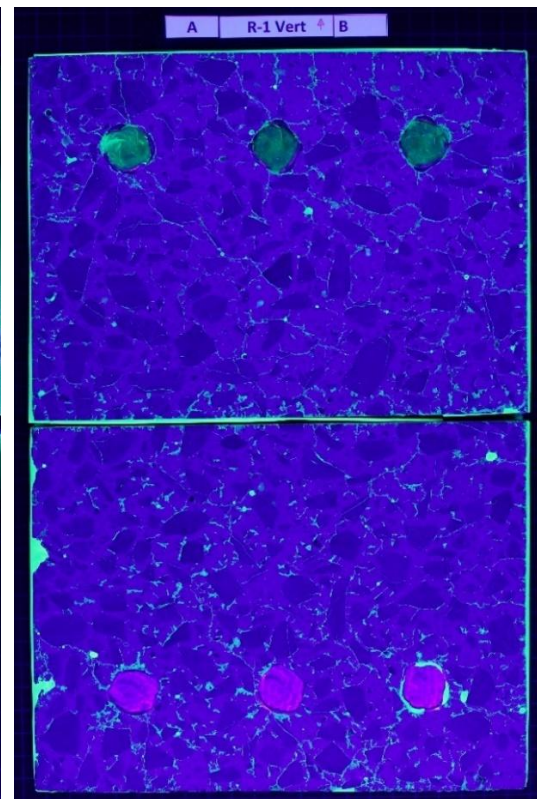
Som figurene viser, så øker opprissingen i armeringsretningen (i vertikal retning på figurene til venstre) i de horisontale skivene med økende ekspansjon (fra prisme B38 R 1 til prisme B38 R 3). Spesielt for referanseprismet ved 3. termin er dette tydelig. Dette stemmer også bra med tidligere resultater fra SDT-testene, og da spesielt for reduksjonen av E-modulen som var mye større på tvers enn i armeringsretningen til dette prismet.

For de vertikale skivene ser en at rissene dannes mer i vilkårlige retninger. Opprissingen øker også her med ekspansjonsnivået og prismet ved 3. termin (B38-R-3) har også i dette tilfellet spesielt mye riss. Preparering av denne typen planslip er utfordrende, spesielt når det gjelder nedslipingsgrad etter impregnering. Det viktig å slipe nok (for å unngå overskytende impregnering, som gir «støy» i bildet), men samtidig må en unngå å slipe for mye (slik at ikke epoksyen i de fineste rissene forsvinner). I figur 5-29 kan en se antydning til «støy» i nedre del av figur 5-29 d) og i øvre del av figur 5-29 f). Ved automatisert fotoanalyse av riss må slike feilindikatorer fjernes ved manuell retusjering før analyse.

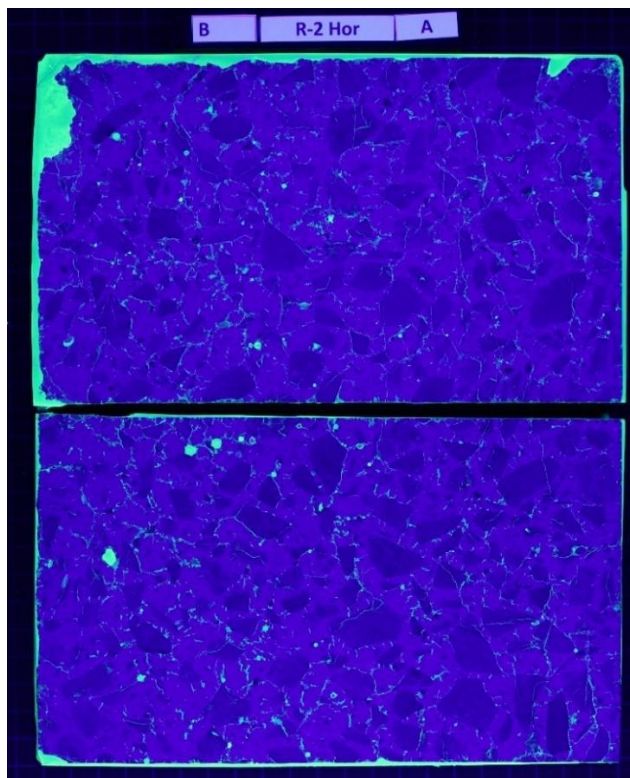
Det er kanskje her også verdt å være klar over at et riss er en flate og ikke en "ål". De vil derfor være synlige både langsetter (horisontal skive) og radielt (vertikal skive) i forhold til armeringen selv om de er orientert i lengderetningen.



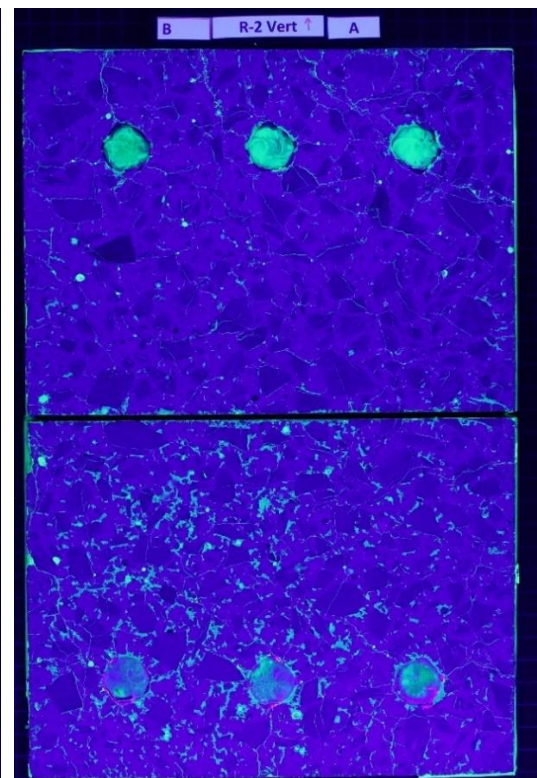
a) Horisontal skive fra prisme B38-R-1



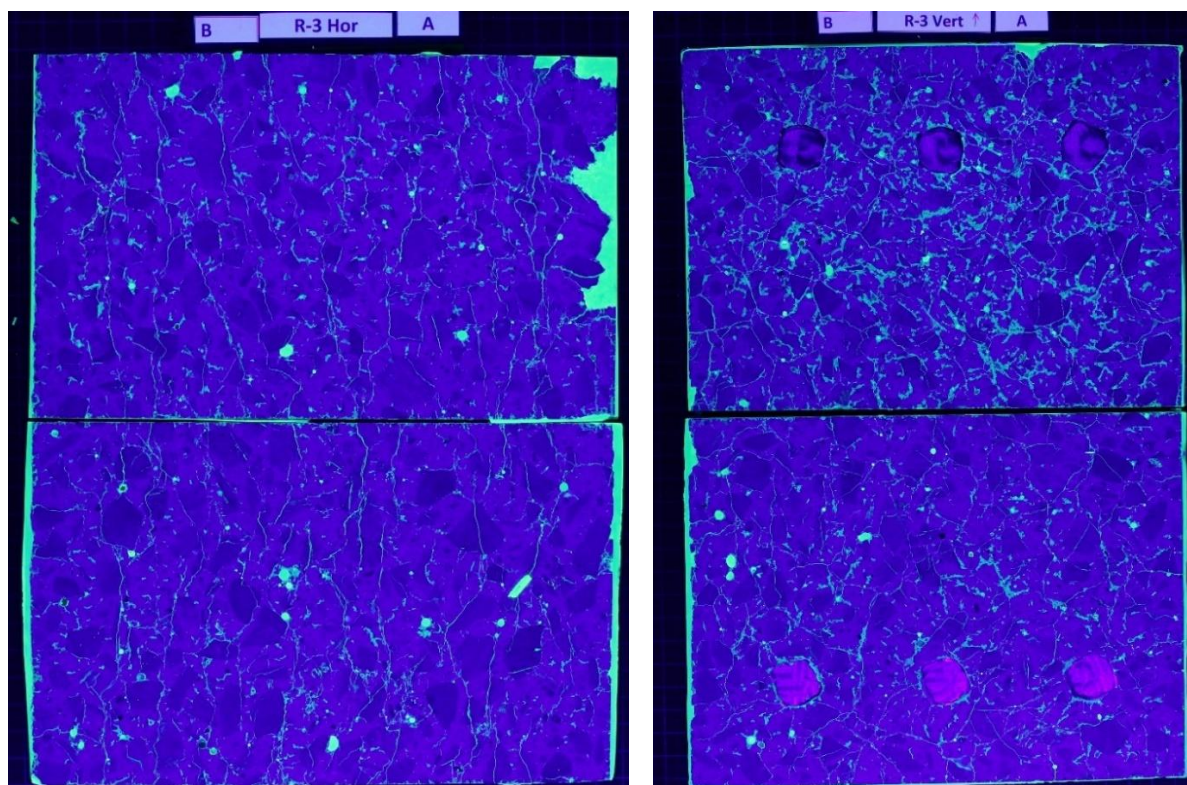
b) Vertikal skive fra prisme B38-R-1



c) Horisontal skive fra prisme B38-R-2



d) Vertikal skive fra prisme B38-R-2



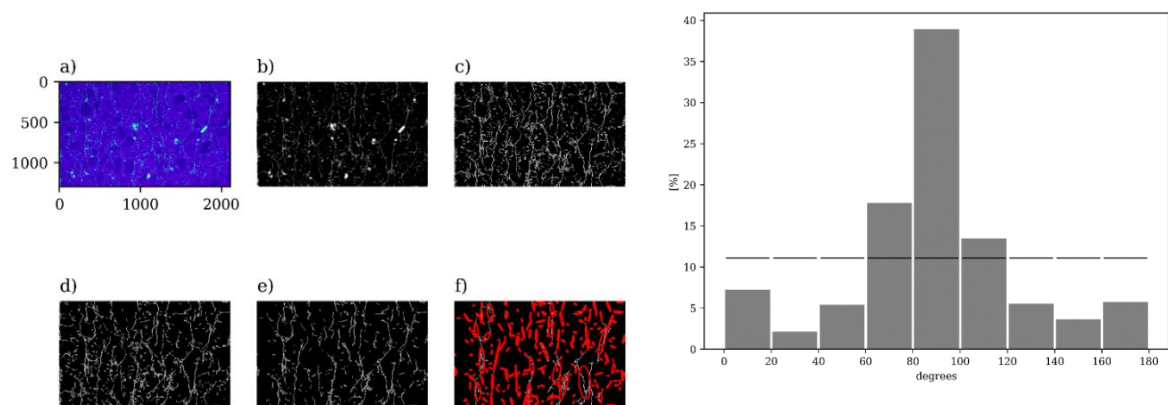
e) Horisontal skive fra prisme B38-R-3

f) Vertikal skive fra prisme B38-R-3

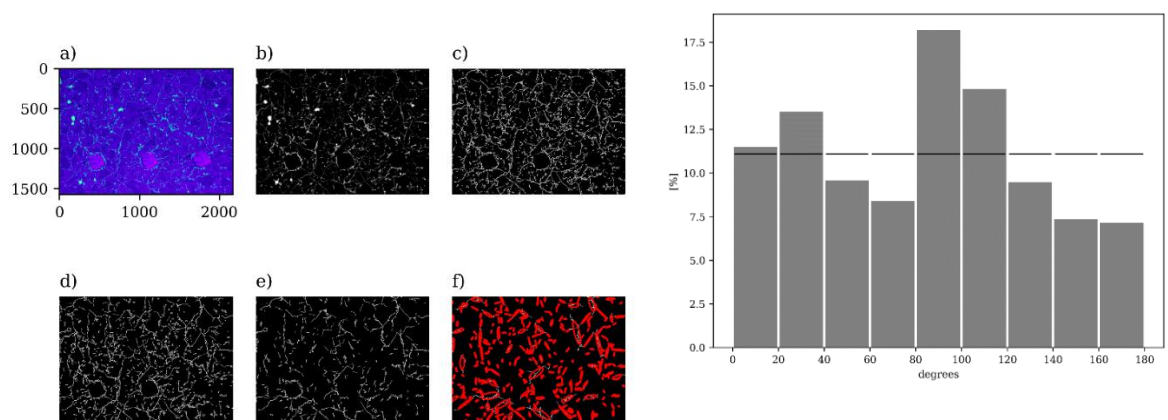
Figur 5-29: Fluorescensimpregnerte planslip av skiver fra referanseprisme B38-R1, B38-R-2 og B38-R-3 i horisontal (x-z planet) og vertikal (x-y-planet) retning, fotografert i UV-lys. Foto: DTI

Analyser utført av Simen Kongshaug

I figur 5-30 er det også tatt med noen bilder fra analyser som ble utført av Simen Kongshaug på referanseprismet ved 3. termin. Denne analysen viser fordelingen av rissene i forskjellige retninger i prosent i forhold til en horisontal akse på bildene som er normalt på armeringsretningen for begge skivene. Disse analysene er utført på tilsvarende måte som for planslip fra en belastet kube i [21]. Både en beskrivelse av metoden og de ulike stegene i analysen er beskrevet der. Det er brukt samme innstilling av disse slipene som i [21]. Figur 5-30a) viser en analyse av den nederste delen av den horisontale skiven fra bjelke B38-R-3, vist i figur 5-29e), mens figur 5-30b) viser den nederste delen av den vertikale skiven fra bjelke B38-R-3, vist i figur 5-29f). Som figurene viser har den horisontale skiven en overvekt av riss 90° på den horisontale akse, altså i armeringsretningen, mens den vertikale skiven har riss mer i vilkårlige retninger.



a) Analyse av den nederste delen av den horisontale skiven fra prisme B38-R-3 (vist i figur 5-26e))



b) Analyse av den nederste delen av den vertikale skiven fra prisme B38-R-3 (vist i figur 5-26f))

Figur 5-30: Analyse av fordeling av rissretning i prosent i forhold til den horisontale aksene på bildene, utført av Simen Kongshaug tilsvarende som i [21]

5.5 Oppsummering av endrede materialelegenskaper og skadegrad for AR-ekspandert betong

Typiske verdier for SDI og reduksjon av E-modul (E/E_{ref}), trykkfasthet ($f_c/f_{c,ref}$) og spaltestrekkfasthet ($f_{ct,sp}/f_{ct,sp,ref}$) i forhold til 28-døgns referanseverdier med økende ekspansjon fra denne undersøkelsen og foregående undersøkelser [16] (KMS) er oppsummert i Tabell 5-3, sammen med tilsvarende resultater fra tidligere undersøkelser oppsummert i veiledningen til «Institution of Structural Engineers» (ISE) [2] og fra Sanchez et al. (LS) [36]. Resultatene er vist for fire ulike tilnærmede ekspansjonsnivå; 0,5, 1,0, 1,5 og $> 3,0$ ‰, og de oppgitte verdiene angir en tilnærmet spredning ved disse nivåene. Til hvert nivå er det også angitt en skadegrad tilsvarende som definert i [36]. Denne graderingen av skade er ansett som fornuftige også i forhold til resultatene i denne undersøkelsen. Det er kun resultatene fra de frie retningene som er vist.

Tabell 5-3: Endrede materialelegenskaper og skadeparametere med økende ekspansjon i disse forsøkene (KMS) sammenlignet med tilsvarende resultater fra ISE [2] og Sanchez et al. (LS) [36]

Egenskap	Kilde	Ekspansjon [‰]			
		0,5 ⁽¹⁾	1,0 ⁽¹⁾	1,5 ⁽¹⁾	$> 3,0$ ⁽⁴⁾
Skadegrad		Lav	Moderat	Høy	Svært høy (ekstrem)
SDI (fri retning)	KMS	0,11 - 0,14	0,13 - 0,16	0,15 - 0,22	0,25 - 0,28
	LS	0,11 - 0,25	0,15 - 0,31	0,19 - 0,32	0,22 - 0,36
E/E_{ref} (fri retning)	KMS	0,90 - 0,86	0,81 - 0,79	0,74 - 0,70	0,55 - 0,45
	LS	0,95 - 0,63	0,80 - 0,50	0,65 - 0,40	0,60 - 0,33
	ISE	1,0	0,70		0,50
Trykkfasthet, $f_c/f_{c,ref}$	KMS ⁽²⁾	1,0 - 0,85	0,95 - 0,80	0,92 - 0,77	0,85 - 0,75
	LS	1,10 - 0,85	1,0 - 0,80	0,87 - 0,75	0,80 - 0,65
	ISE	0,95	0,80		0,60
Strekkfasthet (Spaltestrekkfasthet), $f_{ctp}/f_{ctp,ref}$	KMS	1,0 - 0,95	0,90	0,85	0,75
	LS ⁽³⁾	0,85 - 0,40	0,60 - 0,35	0,55 - 0,20	
	ISE	0,85	0,75		0,55

(1) Ekspansjon i området

(2) Lavere (mer redusert) for en justert fasthetsutvikling, se figur 5-18

(3) Basert på en «pressure tension test»

(4) I denne kolonnen inngår ISEs resultater fra ekspansjonsnivå 2,5 ‰

Verdiene fra ISE [2] er ment som nedre grenseverdier (størst reduksjon) i forhold til 28-døgns verdier for uskadet betong. Denne veiledningen benytter også ekspansjonsnivåer på 0,15, 1,0, 2,5, 5,0 og 10 ‰. De to siste nivåene er imidlertid ansett for å være utenfor det ekspansjonsnivået som en vanligvis har i virkelige konstruksjoner. Verdiene for nivået på 2,5 ‰ er vist i kolonnen for $> 3,0$ ‰ i denne tabellen. Resultatene fra Sanchez et al. [36] er gitt i intervaller da det var mange ulike betongsammensetninger som ble undersøkt. Dette er også gjort for resultatene i denne undersøkelsen der det er flere resultater, da de viser en viss spredning selv om regresjonslinjene for SDI og E_5/E_{ref} i figur 5-4 og 5-9 viser gode sammenhenger med R^2 -verdier på henholdsvis 0,91 og 0,95. Spredningen for hvert nivå er som tabellen viser, mye lavere i denne undersøkelsen enn i Sanchez et al [36]. Som vist i figur

5-4 og 5-15 i Rapport 853 [16] ligger resultatene i denne undersøkelsen i nedre og øvre grense for henholdsvis SDI og E/E_{ref} sammenlignet med resultatene fra [36].

Resultatene for trykkfasthet viser en mye større spredning enn for SDI og E/E_{ref} . Som diskutert i kapittel 5.2.1 og 5.3.1 er disse resultatene avhengig av lagringsforhold, alder og lasthastighet (vanlig trykkprøving eller arbeidsdiagram), noe som gjør det vanskelig å bestemme denne reduksjonen med økende ekspansjon helt eksakt. Både sammenhengen med 28-døgns referansefasthet og en justert referanse som tar hensyn til en fasthetsutvikling er derfor tidligere diskutert, og vist i figurene 5-18 og 5-25. I tabell 5-3 er det resultatene relatert til 28-døgns fastheten som er vist da de viser en tydelig reduksjon fra 1,0 og for å kunne sammenligne direkte med resultatene fra ISE [2]. I Sanchez et al. [36] er reduksjonene angitt i forhold til trykkfastheten til en ikke-reaktiv betong lagret under tilsvarende forhold og testet på samme tidspunkt. Som tabellen viser, ligger imidlertid resultatene i det samme området.

Som diskutert i kapittel 5.3.2 er strekkfastheten til betong en verdi som er svært avhengig av testmetoden. I denne undersøkelsen er disse verdiene også basert på færre prøver der formen på den lineære sammenhengen vist i figur 5-27 i stor grad er styrt av resultatet for den usymmetrisk armerte bjelken med en fri ekspansjon på 3,0 ‰. Reduksjonen fra disse resultatene er lavere enn det som er gitt i [2] ved samme ekspansjonsnivå. Resultatene fra Sanchez et al. [36] viser enda høyere reduksjoner med økende ekspansjon. De resultatene er basert på en såkalt «pressure tension test» der Ø100x200 mm sylindere blir utsatt for et gasstrykk på den krumme sideflaten (ikke endeflatene) til den får aksielt strekkbrudd. Disse resultatene viser ganske stor spredning. Forskjellen i strekkfasthet for ulike prøvemeter for en AR-ekspandert betong er videre diskutert i kapittel 6.3.3 i forhold til resultatene fra skjærforsøkene. Her er også bøyestrekfastheten ($f_{ct,fl}$) bestemt fra risslasten til bjelkene. De verdiene viser en noe større reduksjon også ved relativt lave ekspansjoner.

5.6 Prinsipper for å estimere fri ekspansjon og ekspansjon i armeringsretningen

Basert på resultatene i kapittel 4 og 5 kan det etableres en metode for å estimere ekspansjonen i fri retning og i armeringsretning basert på SDT-testing av kjerner fra konstruksjonen. En slik prosedyre er tidligere diskutert i Stemland et al. [37] basert på resultatene fra den første laboratorieserien i 2019 og kjerner boret fra Elgeseter bru. I dette avsnittet vil imidlertid denne metoden bli ytterligere utvidet til også å inkludere overgangen fra fri ekspansjon til ekspansjonen i armeringsretningen basert på resultatene i bjelkeforsøkene. Disse sammenhengene er imidlertid bare direkte anvendbare for tverrsnitt uten ytre lastpåvirkning (ren ekspansjon).

5.6.1 Fri ekspansjon

Basert på sammenhengen mellom SDI og E_5/E_{ref} og ekspansjonen for de frie laboratorieprøvene, kan den frie ekspansjonen til kjerner fra en konstruksjon estimeres hvis de prøves på tilsvarende måte. Kjernene må da være tatt på tvers av hovedarmeringen og den sammenhengen mellom SDI og E_5/E_{ref} og ekspansjonen som er vist på figurene 5-4 og 5-9 benyttes til å bestemme den frie ekspansjonen. Som tidligere diskutert er disse sammenhengene for de frie prøvene ganske gode med korrelasjonskoeffisienter for de ulike regresjonslinjene og kurvene over 0,9. Det må imidlertid forventes at disse relasjonene er annerledes for andre betonger, som vist i Sanchez et al. [36] og derfor nødvendigvis ikke er den samme for betongen i den betraktete konstruksjonen. Den betongen som er benyttet i disse laboratorieforsøkene er imidlertid antatt å være ganske representativ for norske konstruksjoner fra 1950- og 1960-tallet. Estimater av ekspansjonen kan basere seg på alle regresjonslinjene og kurvene, men kurvene basert på funksjonen fra Wen [29] er ansett som de beste siden de ikke flater ut på tilsvarende måte som den polynomiske kurvene. Disse kurvene er vist med oransje stiplede kurver i figurene 5-4 og 5-9. Den frie ekspansjonen kan da uttrykkes ved ligningene 5-5 og 5-6 for de to parameterne.

$$\varepsilon_{fri} = \frac{-2,78 \cdot SDI + 0,1946}{SDI - 0,39} \quad (5-5)$$

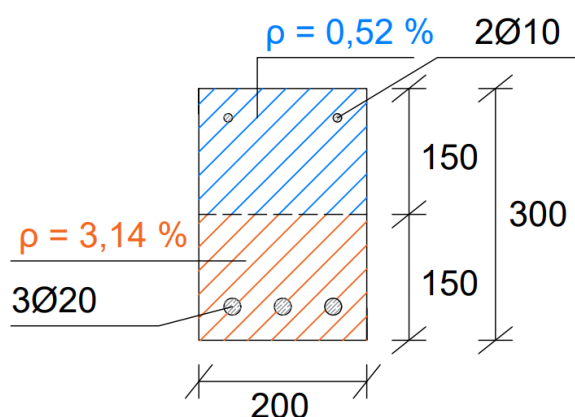
$$\varepsilon_{fri} = \frac{3,96 \cdot (1 - E_5/E_{ref})}{E_5/E_{ref}} \quad (5-6)$$

Er SDI og E_5/E_{ref} verdiene utenfor området til laboratoriekurvene ($SDI > 0,28$ eller $E_5/E_{ref} < 0,45$) må et estimat basert på denne metoden vurderes litt nærmere. Som diskutert i [37] kan slike verdier skyldes spesielle forhold som grove makro- og delamineringsriss og frostangrep. Estimater kan gjøres både ut fra SDI og E_5/E_{ref} , og hvis en har data for å bestemme begge kan endelig fri ekspansjon tas som middel av de to. Som diskutert i [37] er SDI-verdiene sett på som de mest pålitelige ved lave ekspansjonsnivå, mens E_5/E_{ref} verdiene muligens er bedre ved høye ekspansjonsnivå. I noen tilfeller kan det også være vanskelig å estimere en riktig referanse E-modul som gjør denne verdien noe mer usikker, selv om sammenhengen for laboratorieprøvene er best for denne parameteren.

5.6.2 Sammenheng mellom fri ekspansjon og ekspansjon i armeringsretningen ved ren ekspansjon (uten ytre last)

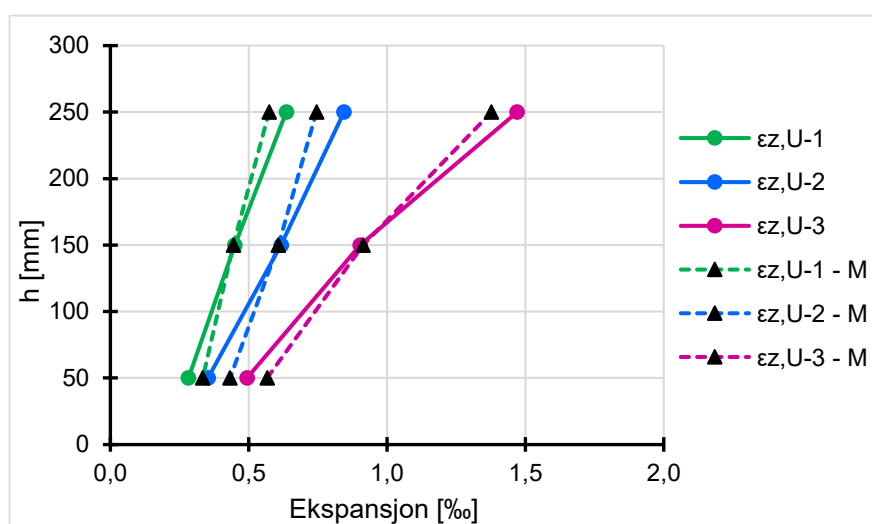
For å kunne estimere ekspansjonen i armeringsretningen basert på den frie ekspansjonen, kan resultatene for forholdet mellom fri og fastholdt ekspansjon i bjelke- og prismeforsøkene som funksjon av armeringsmengden benyttes. De målte ekspansjonene inkluderer da både effekten av økende trykkspenning og kryp i betongen under ekspansjonen. Figur 4-12 viser forholdet mellom ekspansjonene i armeringsretningen og i fri retning for de symmetrisk armerte bjelkene og for de symmetrisk armerte prismene med forskjellig armering sammen med resultater fra tidligere undersøkelser i [2] som funksjon av armeringsforholdet i prosent (ρ). Dette forholdet er en god del høyere for de tidligere prøvde prismene enn for bjelkene og prøvene i de tidligere undersøkelsene. Som diskutert i kapittel 4-2, antas årsaken til forskjellene mellom prismer og bjelker å være ulike eksponeringsbetingelser, ved at prismene ble lagret ved en høyere RF som kan gjøre ekspansjonstrykket høyere og derved effekten av trykkspenningen på ekspansjonen mindre. Resultatene for bjelkene, som ble lagret ved en litt lavere RF, er derfor antakelig mer representative for virkelige konstruksjoner. Resultatene fra de tidligere prismene viser også en ganske lineær reduksjon av forholdet mellom fri og fastholdt ekspansjon som funksjon av økende armeringsforhold. Tidligere undersøkelser har imidlertid vist at denne reduksjonen er størst i starten og at den så flater mer ut. Det må imidlertid også tas hensyn til at dette forholdet varierer med størrelsen på den frie ekspansjonen. For å ivareta alle disse forholdene, må det derfor legges inn flere punkt eller kurver for ulike nivå av den frie ekspansjon.

De symmetrisk armerte bjelkene har kun ett armeringsforhold ($\rho = 3,14 \%$). De usymmetrisk armerte bjelkene har som vist i figur 4-5 en lineær relasjon mellom ekspansjonen i topp og bunn. Hvis målingen i toppen (z_1), antas å være representativ for ekspansjonen til den øverste halvdel av bjelken, og målingen i bunn (z_3) for den nederste halvdel av bjelken, og som da har armeringsforhold på 0,52 og 3,14 %, det siste som for de symmetrisk armerte bjelkene, så får en imidlertid litt flere punkt å basere disse kurvene på. Inndelingen av den usymmetrisk armerte bjelken er vist i figur 5-31.



Figur 5-31: Inndeling av usymmetrisk armert bjelke i to deler med armeringsprosent lik 0,52 % i topp og 3,14 % i bunn

I tillegg til ulik armering oppe og nede har imidlertid de usymmetrisk armerte bjelkene også et moment som påvirker ekspansjonene. For å kunne plote forholdene mellom fri og fastholdt ekspansjon fra disse bjelkene sammen med de fra de symmetrisk armerte bjelkene må derfor de målte verdiene justeres for dette momentet. Momentet bestemmes som den fiktive kraften (N') ganger en eksentrisitet. Denne kraften må sammen med momentet virke på tverrsnittet for å føre spenningstilstanden til det armerte tverrsnittet tilbake til null. Eksentrisiteten til denne kraften er avstanden fra angrepspunktet til kraften til tyngdepunktet til det armerte tverrsnittet i Stadium I. Fremgangsmåten for å finne denne kraften er nærmere beskrevet i kapittel 6.2.1. For å finne tøyningens bidrag fra momentet benyttes det en langtids E-modul for betongen, som blir bestemt fra et kryptall som gir en tilsvarende kryptøyning som den som ble estimert for de symmetrisk armerte bjelkene ved hver termin i kapittel 4.3. Kryptallet blir da ca. 1,0 for alle bjelkene. Dette er ganske lavt, men skyldes i stor grad at beregningen baserer seg på slutt- og ikke middelspenningen. Basert på korttids E-modulene for bjelkene i tabell 6-1, blir da bidraget fra momentet til tøyningens verdiene ved de tre terminene som vist i figur 5-32. I denne figuren er de heltrukne linjene de målte tøyningene i figur 4-5, mens de stiplede linjene er de verdiene justert for momentet. Som figuren viser, blir ekspansjonen litt mindre i toppen og litt større i bunnen når en tar bort effekten av momentet. Forskjellen er imidlertid i alle tilfeller $\leq 0,1 \%$.



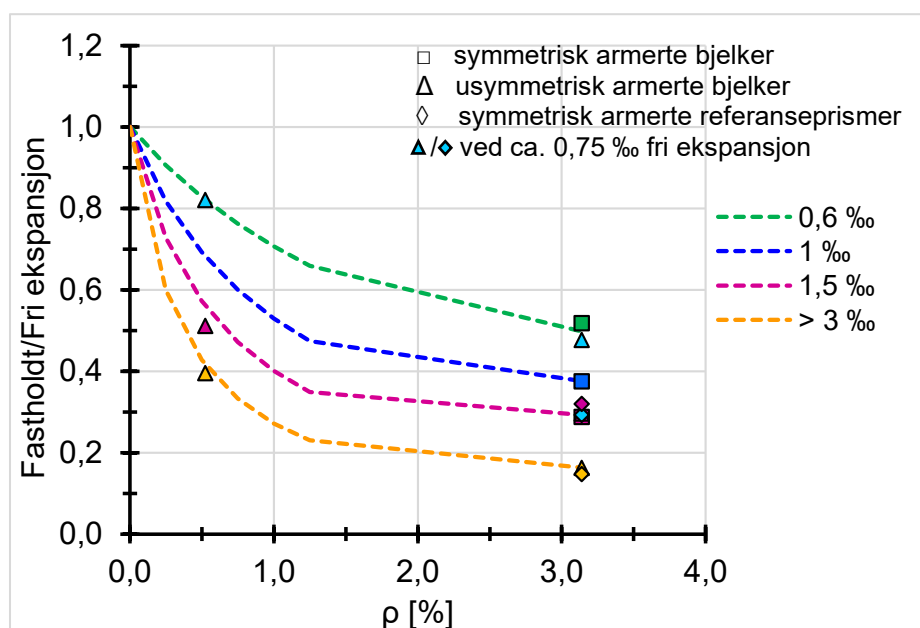
Figur 5-32: Målte tøyninger over høyden i armeringsretning (z-retning) for de usymmetrisk armerte bjelkene med og uten bidrag fra momentet

Tøyningene i armeringshøyde (± 10 mm) er videre antatt å være representative for ekspansjonen i z-retning i øvre og nedre del av tverrsnittet.

I figur 5-33 er forholdet mellom fri og fastholdt ekspansjon for de symmetrisk armerte bjelkene, de usymmetrisk armerte bjelkene (to deler) og de symmetrisk armerte referanseprismene ved de tre terminene plottet mot armeringsforholdet, med henholdsvis kvadratiske, trekantede og diamantformede symboler. Fri ekspansjon er her gjennomsnittsekspansjonen målt i y-retningen for hver enkel bjelke/prisme. For de symmetrisk armerte bjelkene er den fastholdte ekspansjonen den gjennomsnittlige ekspansjonen i z-retningen. For de symmetrisk armerte bjelkene er også verdiene bestemt fra de kontinuerlige målingene i klimarommet inkludert for å kunne bestemme forholdstallet ved mer eksakte nivå av den frie ekspansjonen. Disse verdiene avviker imidlertid noe fra gjennomsnittsverdiene til hele bjelken etter at de er tatt ut. Spesielt

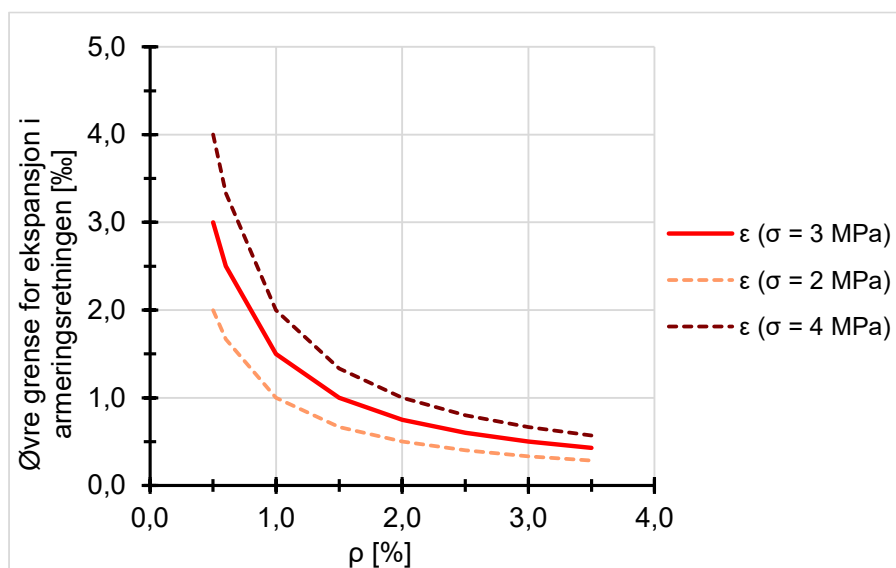
gjelder dette 1. termin, men her er også tøyningene så lave at små avvik gir ganske store utslag. De estimerte verdiene ved omtrent 0,5, 1,0, 1,5 og > 3 ‰ fri ekspansjon er vist ved henholdsvis grønne, blå, rosa og gule markører. Den frie ekspansjonen varierer likevel noe i forhold til de angitte verdiene for de ulike punktene. Spesielt gjelder dette for den usymmetrisk armerte bjelken og referanseprismet ved 1. termin som har en fri ekspansjon på ca. 0,75 og 0,70 ‰ (markert med turkise symboler). Med unntak av dette referanseprismet, som avviker også ganske mye i forhold til de andre prøvene, så er forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon ganske likt for de symmetriske armerte bjelkene, referanseprismene og nedre del av de usymmetrisk armerte bjelkene for de angitte frie ekspansjonsnivåene (punkter med samme farge) ved $\rho = 3,14$ ‰. Denne sammenhengen er imidlertid ikke knyttet til bjelkene og referanseprismene ved samme termin, siden de frie ekspansjonene til prøvene er forskjellige.

Basert på disse forholdstallene er det også lagt inn kurver for de fire frie ekspansjonsnivåene basert på verdiene ved de to armeringsforholdene på 0,52 og 3,14 ‰. Disse kurvene er antatt å være krumme frem til et armeringsforhold på 1,25 ‰, og så lineære derfra og ut til punktene for armeringsforholdet på 3,14 ‰. Den krumme formen er basert på en regresjonsanalyse for de ekspansjonsnivåene som har to punkt ved bruk av samme funksjon som for reduksjonen av E-modulen med ekspansjonen, gitt i ligning 5-2. Ved regresjonsanalysene er det i tillegg lagt inn et ekstra punkt med et forhold lik middelverdien til de to punktene ved $\rho = 1,25$ ‰. Kurven for 1 ‰ fri ekspansjon (blå kurve), som ikke har noe punkt ved $\rho = 0,52$ ‰, er lagt inn som en middelkurve mellom kurvene for 0,5 og 1,5 ‰ ekspansjon. Den valgte formen på disse kurvene er også basert på de tidligere undersøkelsene fra ISE [2], vist i figur 4-12, som viser at forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon synker ganske raskt når armeringsforholdet øker opp mot ca. 1 ‰, før det flater mer ut for høyere armeringsforhold. De kurvene som er vist i figur 5-33 kan derfor antas å være ganske representative for forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon for ulike ekspansjonsnivåer og armeringsforhold. For en mer sikker angivelse er det imidlertid behov for flere punkt for lavere armeringsforhold.



Figur 5-33: Forhold mellom fastholdt (armeringsretning) og fri ekspansjon plottet mot armeringsforholdet for frie ekspansjoner på 0,6, 1,0, 1,5 og > 3,0 ‰.

For svært høye frie ekspansjoner kan imidlertid sammenhengen i figur 5-33 bli feil da det i bjelkeforsøkene ble observert at ekspansjonen i armeringsretningen stopper opp når trykkspenningen i betongen ble ca. 3 MPa. Hvilken ekspansjon dette tilsvarer i armeringsretningen for ulike armeringsforhold er vist ved den røde linjen i figur 5-34. Disse verdiene kan derfor settes inn som en øvre grense for ekspansjonen i armeringsretningen. Ved hvilken trykkspenning ekspansjonen stopper opp, vil imidlertid antakelig variere fra betong til betong. Tidligere undersøkelser har vist at denne trykkspenningen kan være fra 2 til 20 MPa (lave ekspansjoner ved ytre trykk) [2, 12, 21, 24, 38-45]. Denne trykkspenningen er derfor ganske usikker, men det er lite sannsynlig at den er så høy som 20 MPa i en virkelig konstruksjon. I figur 5-34 er det også vist grenseverdier for ekspansjonen for trykkspenninger på 4 og 2 MPa som stiplete kurver. En virkelig konstruksjon vil også ha trykk- eller strekkrefter fra permanente laster som også vil påvirke ekspansjonen i armeringsretningen. Hvilken grenseverdi som skal benyttes for ekspansjonen må derfor vurderes for hvert enkelt område av konstruksjonen. Forholdene i figur 5-33 er også kun gyldig for et snitt med ren ekspansjon (uten lastvirkninger) og i tilfeller der ekspansjonen bygger opp tilhørende trykkspenninger i tverrsnittet fra armeringen. Hvis en tverrsnittsdelt står i strekk fra permanente laster må det antas at ekspansjonen er tilnærmet fri i det området til det eventuelt bygger seg opp trykkspenninger fra ekspansjonen. Ved en ren ekspansjon kan også deler av tverrsnittet etter hvert komme i strekk på grunn av en stor krumning. Ekspansjonstilstanden må derfor vurderes i hvert enkelt tilfelle, og det blir gitt noen føringer for hvordan det kan gjøres i kapittel 5.6.5.



Figur 5-34: Øvre grense for ekspansjonen i armeringsretningen som funksjon av ρ i armeringsforholdet for trykkspenninger fra armeringen på 2, 3 og 4 MPa

Det er viktig å være klar over at denne overgangen gir forholdet mellom den endelige eller totale ekspansjonen i armeringsretningen og den frie ekspansjonen i de frie retningene. Den frie ekspansjonen må i dette tilfellet derfor ikke forveksles med den som må settes på tverrsnittet i armeringsretningen for å bestemme lastvirkningen fra ekspansjonen og gi den endelige ekspansjonen, som beskrevet i Statens vegvesens Rapport 601 «ASR - Veiledning til konstruktiv analyse» [46], Rapport 855 «Bæreevneklassifisering av bruer med ASR» [47] og Stemland et al. [48]. I [48] kalles den tøyningen en må sette på tverrsnittet for å finne den

endelige tøyningen den *initielle tøyningen/ekspansjonen*. Den initielle tøyningen kan bestemmes fra den endelige tøyningen fra ligning 5-7 (tøyningsverdier i ‰). Dette uttrykket er kun gyldig for symmetrisk armerte tverrsnitt.

$$\varepsilon_{ini} = \varepsilon_{ASR} \left(1 + \frac{\rho \cdot E_s \cdot (1 + \varphi)}{E_c \cdot 100} \right) \quad (5-7)$$

hvor:

ε_{ASR} er den endelige ekspansjonen i armeringsretningen, ρ er armeringsforholdet i ‰, φ er det antatte kryptallet, E_s er E-modulen til armeringen og E_c er korttids E-modulen til betongen.

En punktvis fremgangsmåte for å estimere ekspansjonen i armeringsretningen er videre beskrevet for symmetrisk og usymmetrisk armerte tverrsnitt og eksemplifisert gjennom bjelkene i denne undersøkelsen i avsnitt 5.6.3 og 5.6.4.

5.6.3 Estimering av ekspansjon i armeringsretningen for symmetrisk armerte tverrsnitt

For symmetrisk armerte tverrsnitt kan denne metoden brukes direkte for å estimere den endelige AR tøyningen i armeringsretningen (ε_{ASR}) ved ren ekspansjon. Fremgangsmåten blir dermed:

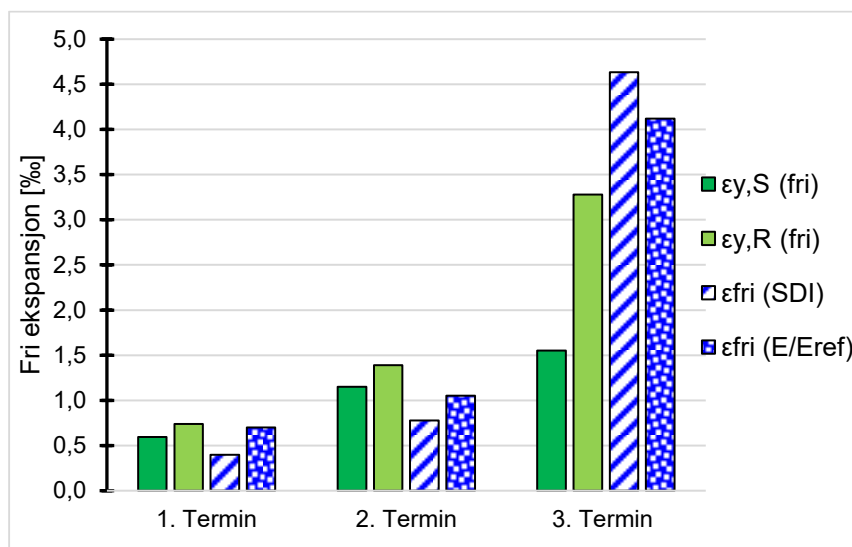
1. Estimere fri ekspansjon ut fra SDI og E_s/E_{ref} -verdier fra SDT av kjerner som er boret i frie retninger av konstruksjonen innsatt i ligningene 5-5 og 5-6.
2. Estimere ekspansjonen i armeringsretningen (ε_{ASR}) til tverrsnittet, ved å gange den frie ekspansjonen med en faktor som finnes i figur 5-33 for det aktuelle armeringsforholdet og ekspansjonsnivået.

De prøvene som ble benyttet til SDT ble boret fra referanseprismene i denne undersøkelsen. Siden de har samme armering som de symmetrisk armerte bjelkene er imidlertid de resultatene også antatt å være gjeldende for bjelkene, selv om de gjennomsnittlige ekspansjonene er litt høyere i referanseprismene.

Gjennomsnittlige SDI og E_s/E_{ref} verdier for prøvene fra referanseprismene i fri retning (boret i x-retningen) er henholdsvis 0,11 og 0,85, 0,14 og 0,70 og 0,27 og 0,49 for prøvene fra 1., 2. og 3. termin. Innsatt i ligning 5-5 gir dette frie ekspansjoner på henholdsvis 0,40, 0,78 og 4,63 ‰ og innsatt i ligning 5-6 på 0,70, 1,04 og 4,12 ‰. Disse ekspansjonene er plottet sammen med de gjennomsnittlige målte ekspansjonene i y-retningen for referanseprismene og de symmetrisk armerte bjelkene i figur 5-35. De målte ekspansjonene er her vist ved grønne kolonner (mørk grønn for prismene og lys grønn for bjelkene), mens de estimerte ekspansjonene fra SDI og E_s/E_{ref} verdiene er vist ved henholdsvis striped og prikkede blå kolonner. De estimerte verdiene for 1. og 2. termin ligger begge i det samme området som de målte ekspansjonene. Ekspansjonen estimert fra SDI-verdiene er imidlertid en god del lavere enn de målte verdiene. Dette kan forklares ved at spesielt SDI verdiene til referanseprismene ved disse terminene er lavere sammenlignet med de andre resultatene (prøvene) med samme ekspansjon, som tidligere vist i figur 5.4 (ligger under regresjonskurven). Ved 3. termin er det motsatt, her er SDI og E_s/E_{ref} verdiene en del høyere og lavere enn middelkurven og da er det også forventet at de

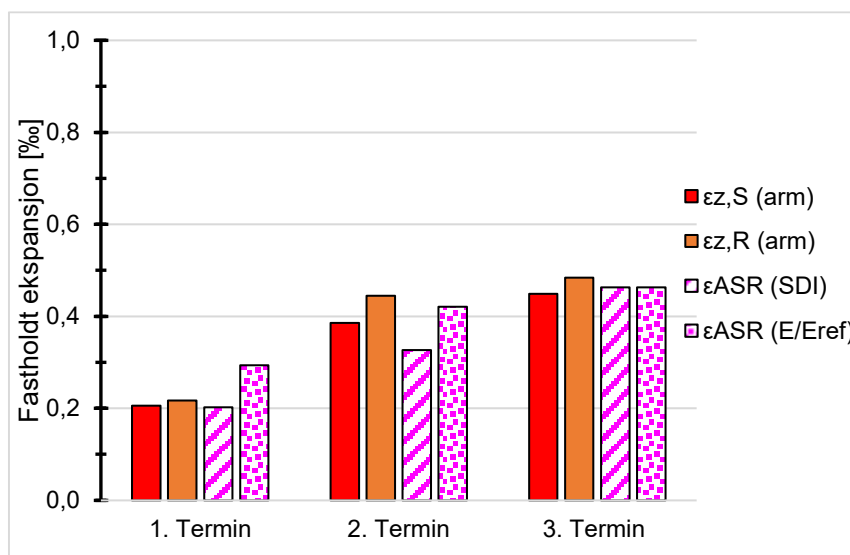
estimerte tøyningene blir en del høyere enn de målte. Ved denne terminen er det også stor forskjell på de målte tøyningene til bjelkene og prismene.

Forskjellen på de estimerte tøyningene fra SDI og E_5/E_{ref} er forholdsvis liten og et middel av de to verdiene kan brukes som et endelig estimat for den frie ekspansjonen.



Figur 5-35: Målte frie ekspansjoner i y-retningen for de symmetrisk armerte bjelkene (S) og referanseprismene (R) ved 1., 2. og 3. termin sammenlignet med de estimerte frie ekspansjonene basert på de gjennomsnittlige SDI og E_5/E_{ref} verdiene til referanseprismene ved de samme terminene.

For å finne den endelige ekspansjonen i armeringsretningen (ϵ_{ASR}), multipliseres de estimerte frie tøyningene med en faktor fra figur 5-33. De estimerte ekspansjonene i armeringsretningen blir da 0,20, 0,31 og 0,46 ‰ ved 1., 2. og 3. termin basert på SDI og 0,29, 0,40, og 0,46 ‰ basert på E_5/E_{ref} . Disse verdiene er vist i figur 5-36 med tilsvarende kolonner som i figur 5-35 i rosa. De målte tøyningene i armeringsretningen for bjelkene og prismene er her vist som henholdsvis røde og oransje kolonner. Her ser en at de estimerte ekspansjonene er i det samme området som de målte for alle terminene. Ved 3. termin styres tøyningen av spenningskriteriet på 3 MPa, se figur 3-34, slik at ekspansjonene blir like (0,46 ‰ for $p = 3,14$ %).



Figur 5-36: Målte ekspansjoner i armeringsretningen (z-retningen) for de symmetrisk armerte bjelkene (S) og referanseprismene (R) ved 1., 2. og 3. termin sammenlignet med de estimerte ekspansjonene i denne retningen (ϵ_{ASR}) fra de gjennomsnittlige SDI og E_5/E_{ref} verdiene til referanseprismene ved de samme terminene.

5.6.4 Estimert ekspansjon i armeringsretningen for usymmetrisk armerte tverrsnitt

For usymmetrisk armerte tverrsnitt kan imidlertid denne fremgangsmåten ikke benyttes direkte, da ekspansjonen vil variere over høyden til tverrsnittet på grunn av ulik trykkspenning fra armeringen som i dette tilfellet både vil gi en aksialkraft og et moment på tverrsnittet. For et slikt tverrsnitt er det derfor foreslått følgende fremgangsmåte, som en senere vil se, stemmer bra med de målte tøyningene for de usymmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen. Dette er likevel bare en måte å bestemme denne ekspansjonen på da en må anta at den virkelige ekspansjonen i en bjelke følger trykkspenningen og er ganske lineær over tverrsnittet.

1. Estimere fri ekspansjon ut fra SDI og E_5/E_{ref} -verdier fra SDT av kjerner som er boret i frie retninger av konstruksjonen innsatt i ligningene 5-5 og 5-6.
2. Dele tverrsnittet i to deler om midten og bestemme tilhørende armeringsforhold, ρ .
3. Estimere ekspansjonen i armeringsretningen (ϵ_{arm}) for hver del ved hjelp av kurvene i figur 5-33 som om delene var uavhengige av hverandre.
4. Bestemme den initielle ekspansjonen (ϵ_{ini}) til hver del fra ligning 5-7.
5. Det trekkes så en lineær fordeling mellom disse verdiene gjennom senter av hver halvdel.
6. For høyere bjelker kan det også her være aktuelt å ta hensyn til en viss tilleggsekspansjon i midtområdet av tverrsnittet.
7. Den endelige ASR tøyningen (ϵ_{ASR}) finnes så ved å sette aksialkraften og momentet fra kreftene i armeringen fra den initielle tøyningfordelingen på det armerte tverrsnittet etter metoden beskrevet i [48].
8. De opptredende trykkspenningene i tverrsnittet fra denne tøyningfordelingen må videre vurderes i forhold til en eventuell grensespenning som stopper ekspansjonen.

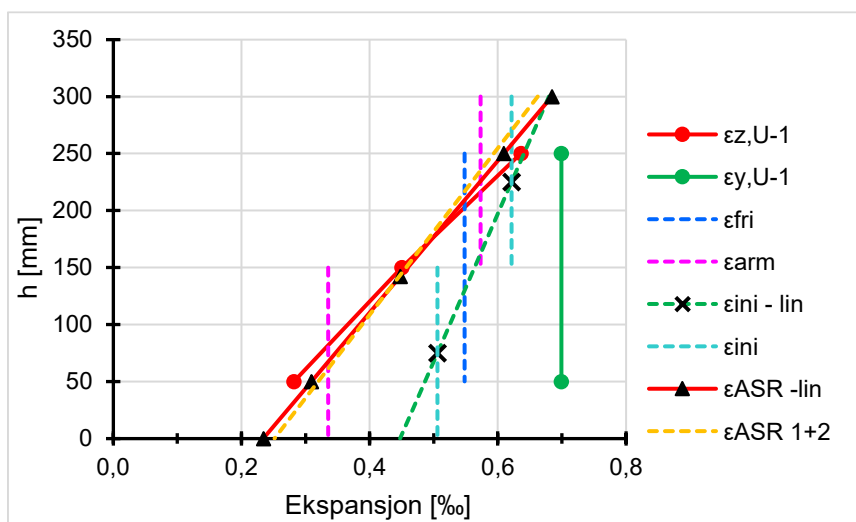
Tøyningene fra de ulike stegene er vist for de usymmetrisk armerte bjelkene ved 1., 2. og 3. termin i figur 5-37 a), b) og c). Også for disse bjelkene er SDI og E_5/E_{ref} verdiene basert på de

symmetrisk armerte referanseprismene, og det er da usikkert hvor representative de estimerte ekspansjonene fra disse verdiene er for de usymmetrisk armerte bjelkene selv om de målte tøyningene i y-retningen (fri retning) er ganske like. De estimerte frie ekspansjonene ut fra disse verdiene blir da også de samme som for de symmetrisk armerte bjelkene i figur 5-35. I figur 5-37 er middelveiden av de estimerte ekspansjonene fra SDI og E_5/E_{ref} vist som en blå stiplet linje. De gjennomsnittlige målte tøyningene i y-retningen og i armeringsretningen (z-retningen) over høyden til tverrsnittet er vist ved henholdsvis grønne og røde heltrukne linjer.

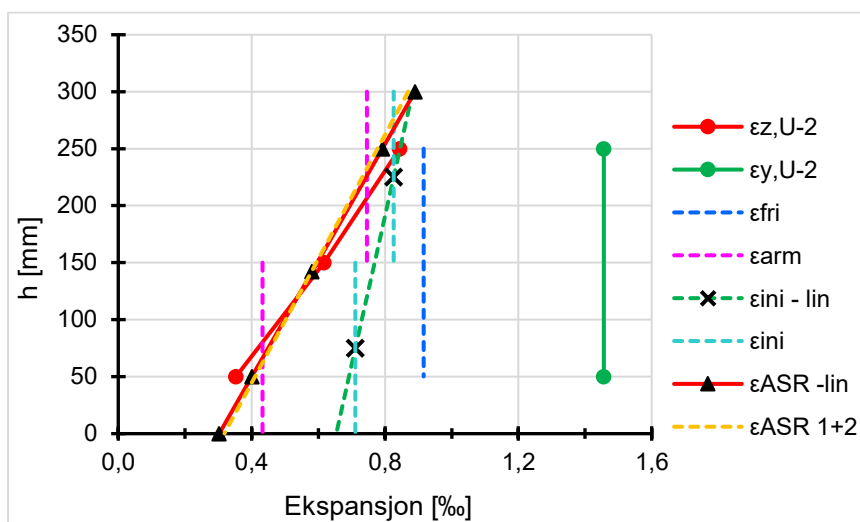
Tverrsnittet betraktes videre som to halvdelar som illustrert i figur 5-31 med $\rho = 0,52 \%$ i øverste del og $\rho = 3,14 \%$ i nederste del. For disse armeringsforholdene, går en så inn på kurven i figur 5-33 for den aktuelle observerte frie ekspansjonen og bestemmer reduksjonsfaktoren for ekspansjonen i armeringsretningen. Det interpoleres da mellom de oppgitte kurvene for den aktuelle frie ekspansjonen. Da det til dels er ganske stor forskjell på den målte og den estimerte frie ekspansjonen, benyttes de målte verdiene i disse beregningene. For frie ekspansjoner ved 1., 2. og 3. termin på 0,67, 1,46 og 3,48 ‰, blir da tilhørende reduksjonsfaktorer 0,82, 0,51 og 0,40 i overkant og 0,48 og 0,30 for 1. og 2. termin i underkant, mens spenningskriteriet på 3 MPa, vist i figur 5-34, blir gjeldende for 3. termin i underkant. De estimerte ekspansjonene i armeringsretningen (ϵ_{arm}) for hver halvdel (topp og bunn) blir da 0,57 og 0,34 ‰ ved 1. termin, 0,75 og 0,43 ‰ ved 2. termin og 1,38 og 0,46 ‰ ved 3. termin, vist med rosa stiplede linjer.

Den initielle ekspansjonen til hver blokk bestemmes så fra ligning 5-7 og er markert med en turkis stiplet linje og et svart kryss midt i hver blokk i figur 5-37. Hvis en videre antar at den virkelige tøyningfordelingen er lineær og at de svarte kryssene er verdiene midt i hver blokk, kan en initiell tøyningfordeling som vist ved den grønne stiplede linjen gjennom disse kryssene. Denne tøyningfordelingen settes så på det armerte tverrsnittet og en bestemmer tilhørende aksialkraft og moment fra kreftene i armeringen, som beskrevet i [48] ved bruk av Modell 1. Den endelige ASR tøyningen er da vist ved den røde linjen med trekantede svarte markører på disse figurene. Hvis en i stedet regner med en blokkfordeling av den initielle tøyningen, blir slutt-tøyningen som vist ved den gule stiplede linjen i figur 5-37. Ved en slik betraktning benyttes en kombinasjon av Modell 1 og 2 slik det tidligere er beskrevet i [48]. En ser da at det er liten forskjell på den endelige tøyningstilstanden i de to tilfellene og at det derfor ikke betyr så mye hvordan en betrakter den initielle tøyningfordelingen. Blokkfordelingen gir imidlertid konstante trykkspenninger i hver blokk og et sprang i spenningen mellom blokkene som ikke er sannsynlig for disse bjelkene. Det er benyttet de samme langtid E-modulene for betongen i disse beregningene som i tidligere betraktninger av disse bjelkene.

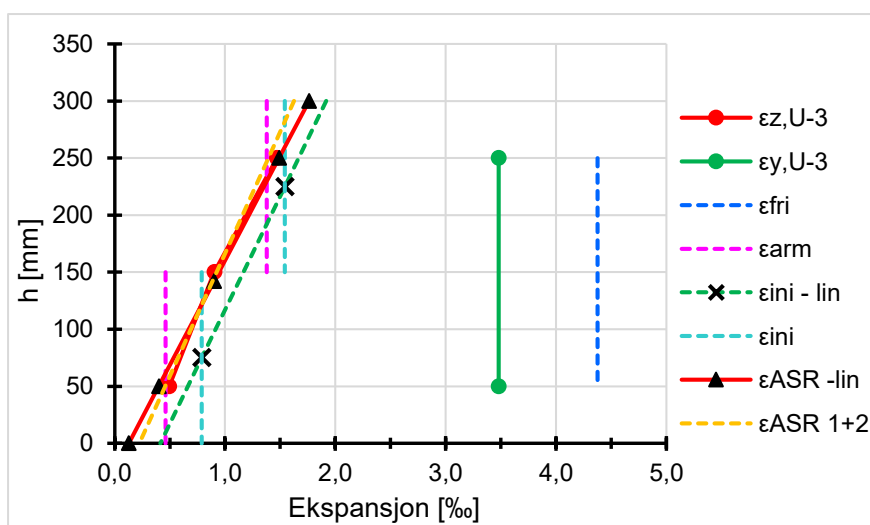
Som figur 5-37 viser, så stemmer den estimerte tøyningfordelingen fra denne beregningen ganske godt med de målte tøyningene for disse bjelkene. Krumningen blir likevel litt mindre enn den målte ved 1. og 2. termin. Dette ser derfor ut til å være en fremgangsmåte som kan benyttes til å estimere ekspansjonen ved ren ekspansjon av usymmetrisk armerte tverrsnitt. Disse metodene (både for symmetrisk og usymmetrisk armerte tverrsnitt) er likevel av relativt liten betydning for en konstruksjon siden det bare er forholdsvis korte områder som ekspanderer uten innvirkning fra en samtidig last (moment). Det vil derfor i neste kapittel bli gitt noen overordnede betraktninger rundt det å estimere den initielle ekspansjonen i virkelige konstruksjoner.



a) Bjelke ved 1. termin (B38-U-1)



b) Bjelke ved 2. termin (B38-U-2)



c) Bjelke ved 3. termin (B38-U-3)

Figur 5-37: Estimerte ekspansjoner i fri retning og i armeringsertningen for de usymmetrisk armerte bjelkene ved 1., 2. og 3. termin etter beskrevet fremgangsmåte (punkt 1-8)

5.6.5 Initiell ekspansjon i armeringsretningen i bærende konstruksjoner

Utgangspunktet for å bestemme ekspansjonen i armeringsretningen i en konstruksjon er ekspansjonen i frie retninger. Kjerner bores vanligvis vertikalt gjennom en plate og horisontalt gjennom et bjelkesteget og den frie ekspansjonen estimeres ut fra SDI- og E_5/E_{ref} -verdier fra SDT testen som tidligere beskrevet i kapittel 5.6.1. Ekspansjonen kan forventes å variere ganske mye og det må derfor både tas flere prøver (2-3) på hvert sted og prøver fra flere steder langs konstruksjonen. Som en ser fra figur 5-37, er likevel det å estimere ekspansjonen ut fra SDI- og E_5/E_{ref} - verdiene en ganske usikker øvelse da det er til dels stor forskjell mellom estimert (blå stiplet linje) og målt (grønn stiplet linje) fri ekspansjon, sevl med kontrollerte laboratorieforsøk. Det er likevel det beste estimatet en kan gjøre om en ikke vet noe mer om forlengelsen av konstruksjonen i ulike retninger. Selv da må en imidlertid begynne med en antakelse, og så eventuelt justere den for å få det til å stemme med tilleggsopplysningene.

Et tverrsnitt som er påkjent av et moment vil ha strekk- og trykksoner. For betong kan da tverrsnittet være enten urisset eller risset i strekksone. Det betyr likevel ikke så mye for ekspansjonen i en strekksone som må antas å være tilnærmet lik fri ekspansjon også i armeringsretningen i begge tilfeller. Det kan likevel være aktuelt å benytte en reduksjonsfaktor på ekspansjonen i strekksone i et risset område når en regner på de indre kreftene i armeringen fra ekspansjonen for å ta hensyn til at armeringen ikke blir helt tilsvarende forlenget fra ekspansjonen på grunn av at rissene lukker seg. Denne effekten vil være større ved liten enn ved stor rissavstand. Denne effekten er likevel bare nevnt her, da det ikke finnes noe grunnlag for å angi denne faktoren noe nærmere. En strekksone i et fritt opplagt konstruksjon vil også ha muligheten til å komme i trykk for den permanente lasten hvis ekspansjonen blir stor nok. I et kontinuerlig system, vil imidlertid endringen av støttemomentene fra krumningen fra ekspansjonen stort sett motvirke dette til strekkarmeringen eventuelt flyter i et snitt.

Spenningen i trykksone til et tverrsnitt kan normalt antas å øke lineært fra nøytralaksen og opp eller ned til randen av tverrsnittet for bare den permanente lasten. Det normale er også at denne trykkspenningen er der under hele ekspansjonen selv om den vil bli påvirket av kreftene fra ekspansjonen som bygger seg opp gradvis. En må derfor vite spenningene både fra den permanente lasten og fra ekspansjonen når en skal vurdere ekspansjonen i armerings- eller lastretningen i trykksone.

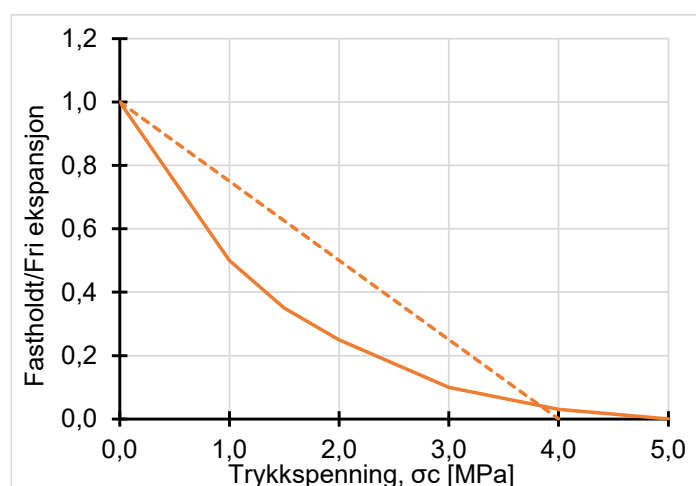
Det er tidligere i figur 5-33 vist at forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon er avhengig av både ekspansjonsnivået og armeringsforholdet. I denne sammenhengen er imidlertid armeringsforholdet bare et uttrykk for trykkspenningen og det er den og ikke selve armeringen som er viktig for ekspansjonen. Det er derfor forventet at også effekten av trykkspenningen på dette forholdet er avhengig av ekspansjonsnivået. Dette er også vist for punktene fra de belastede kubene med en trykkspenning på 3 MPa for frie ekspansjoner på ca. 1,0 og ca. 3,6 ‰ på figur 4-25 i Rapport 853 [16]. Det som gir forskjellen på disse punktene er at ekspansjonen til prøvene i lastretningen mer eller mindre stopper opp, mens den fortsetter å øke i fri retning, slik at forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon blir mindre.

Som for armeringsforholdet, må en da også ha forskjellige kurver for effekten av trykkspenningen avhengig av ekspansjonsnivået. Det er imidlertid forventet at alle disse

kurvene vil gå mot null ved en gitt trykkspenning og at trykksonen da ikke ekspanderer i de områdene hvor trykkspenningen er høyere enn dette. Disse bjelkeforsøkene tyder på at denne grensen er rundt 3,0 MPa. Kubene med en konstant trykkspenning på 3 MPa fikk imidlertid en ekspansjon på ca. 1 ‰. Som tidligere diskutert er imidlertid også disse prøvene antageligvis lagret under litt for gunstige forhold (for ekspansjonsutviklingen) slik at effekten av trykkspenningen derfor er lavere enn det som er forventet i en virkelig konstruksjon. Det er først og fremst spenningen fra den permanente lasten som er viktig i forhold til dette kriteriet. En permanent trykkspenning er også mer effektiv i forhold til å begrense ekspansjonen enn en trykkspenning som bygger seg opp gradvis med ekspansjonen fra armeringen, som vist fra forsøkene på prismene og kubene i Rapport 853 [16] og i figur 4-16. En kan derfor heller ikke bare etablere disse kurvene fra figur 5-33. For å få etablert disse kurvene, må det derfor gjøres flere nye forsøk på flere spenningsnivå.

Det er forventet at disse kurvene har en konveks form og at de derfor ligger mellom en rett linje og en mer krum kurve dess større den frie ekspansjonen er, som vist på figur 5-38. Den krumme kurven på denne figuren stemmer bra med resultater fra tidligere undersøkelser, som er vist i figur 4-25 i Rapport 853 [16]. Det er imidlertid ikke sagt noe om de tilhørende frie ekspansjonene i disse undersøkelsene. Sannsynligvis er de mindre for de høye enn for de lave forholdstallene til denne kurven.

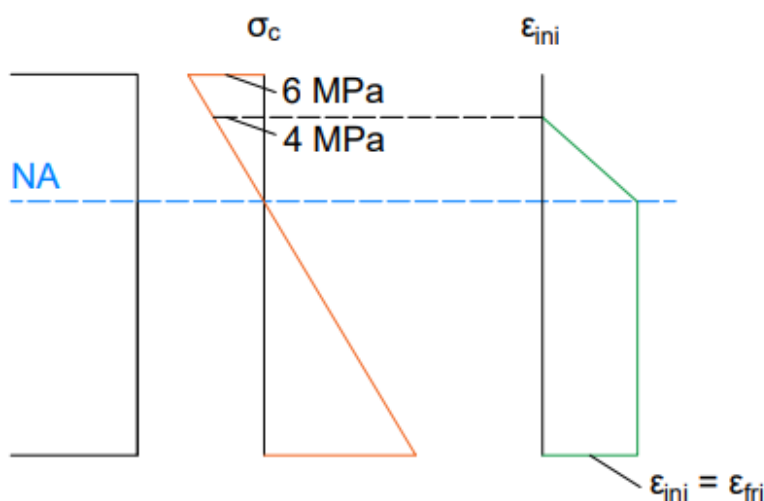
Hvis en beskriver denne effekten av trykkspenningen med flere kurver som er avhengig av det frie ekspansjonsnivået til konstruksjonen, så skal alle disse kurvene gå mot null for en noenlunde lik trykkspenning. En gjør derfor nødvendigvis ikke så stor feil ved bare å anta en lineær relasjon for denne effekten av trykkspenningen. For håndberegning vil det også være det eneste anvendbare. Det blir da bare et spørsmål til hvilken spenning en skal trekke denne linjen. I figur 5-38 er det valgt å trekke linjen til 4,0 MPa som da ikke underestimerer ekspansjonen ved 3,0 MPa hvor ekspansjonen i disse bjelkeforsøkene så ut til å stoppe opp. Sannsynligvis er det da også slik at denne linjen generelt gir litt for store ekspansjoner i trykksonen.



Figur 5-38: Forhold mellom fastholdt (trykkspenningsretning) og fri ekspansjon plottet mot trykkspenningen

For å illustrere disse effektene er det vist en initiell ekspansjonsfordeling (ϵ_{ini}) for en bjelke med en strekk- og trykksone i figur 5-39. Nøytralaksen kan da bestemmes ut fra en Stadium II betraktning, og trykkspenningen er i dette tilfellet bare satt til 6,0 MPa. Denne bjelken kan da antas å ha tilnærmet fri ekspansjon i strekksonen og en lineært avtakende ekspansjon i trykksonen fra nøytralaksen og opp til spenningsnivået på 4,0 MPa, og så null ekspansjon derfra og opp til trykkranden. Hvis den frie ekspansjonen er større i deler av tverrsnittet, for eksempel pga ulik fukteksposering, vil det bli sprang i denne fordelingen.

Denne vurderingen gir et grunnlag for å estimere den initielle, som til dels også er det samme som den frie, ekspansjonen i en konstruksjon. En kan da bruke de mer detaljerte metodene i kapittel 5.6.3 og 5.6.4 i null-moment områdene, og de mer forenklede som tar direkte utgangspunkt i den frie ekspansjonen i områdene med moment. Det må likevel bestandig gjøres en overordnet vurdering av hvor riktige disse antakelsene er for den aktuelle konstruksjonen.



Figur 5-39: Eksempel på initiell tøyingsfordeling for en bjelke med strekk- og trykksone

6. SKJÆRFORSØK

6.1 Skjærteori

Betong i Stadium I oppfører seg tilnærmet lineært elastisk. I denne tilstanden kan derfor Mohrs sirkel benyttes til å finne hovedspenningene i et vilkårlig punkt i en konstruksjon/bjelke ut fra de opptredende skjær- og moment-spenningene i punktet. Ved en slik betraktning, antar en normalt også at det blir riss i betongen når hovedtrekkspenningen blir lik betongens strekkfasthet. For at en konstruksjon skal ha en kapasitet i Stadium II, etter at det er blitt riss, må armeringen på strekksiden ta strekk-kraften fra momentet og bøyler må også ta en del av skjærkraften hvis den er større enn det betongen og lengdearmeringen kan ta alene. Konstruksjonen begynner da gradvis å oppføre seg mer og mer som et fagverk hvor betongen tar trykk-krefter og armeringen strekk-krefter. Betongen tar da trykk-kreftene horisontalt og diagonalt og armeringen strekk-kreftene horisontalt og vertikalt eller diagonalt, avhengig av om bøylerne er vertikale eller diagonale (vanligvis i 45° til lengdeaksen). Det blir da også en omfordeling av lastvirkningen på tverrsnittet og kraften i gurtene blir også påvirket av skjærkraften avhengig av hvor mye bøyler det er og om bøylerne er vertikale eller skråstilte.

Skjærkrefter kan gi både trykk- og strekkbrudd. Spesielt strekkbrudd forekommer i flere ulike former som har navn etter hvordan de utvikler seg. Den mest vanlige formen er skrårissbrudd (shear flexural failure) som utvikler seg fra et momentriss (som er normalt på bjelken i underkant) og som bøyer av etter hvert som det beveger seg oppover i tverrsnittet. Ved nøytralaksen er vinkelen til risset ofte rundt 45° (i forhold til bjelkeaksen) for så å bli flatere og flatere videre oppover. I en siste fase (like før brudd) vil det også kunne utvikle seg et nytt riss fra dette risset som går fra omtrent midt i steget og ut mot opplegget. Selve bruddet kommer imidlertid ofte ved at risset søker opp mot og ofte litt forbi lasten og at det da til slutt blir brudd ved at trykksonen blir så liten at betongen knuses i det området fra kombinasjonen av moment og skjær.

Et skrårissbrudd kan også utvikle seg fra steget ved at hovedtrekkspenningen i det området overskrider betongens strekkfasthet. Et slikt brudd kalles ofte et stegrissbrudd (shear tension failure) selv om det i sin endelige form er ganske likt et skråriss som utvikler seg fra et bøyeriss. Dette risset utvikler seg imidlertid som oftest mer direkte skrått fra initieringspunktet i nedre del av bjelken. Denne skjærbrudd-formen er mest vanlig i bjelker med tynne steg. Bruddet vil også her som oftest komme ved at risset utvikler seg opp mot lastpunktet og ved at trykksonen etter hvert blir så liten at den knuses av den kombinerte moment og skjærpåkjenningen.

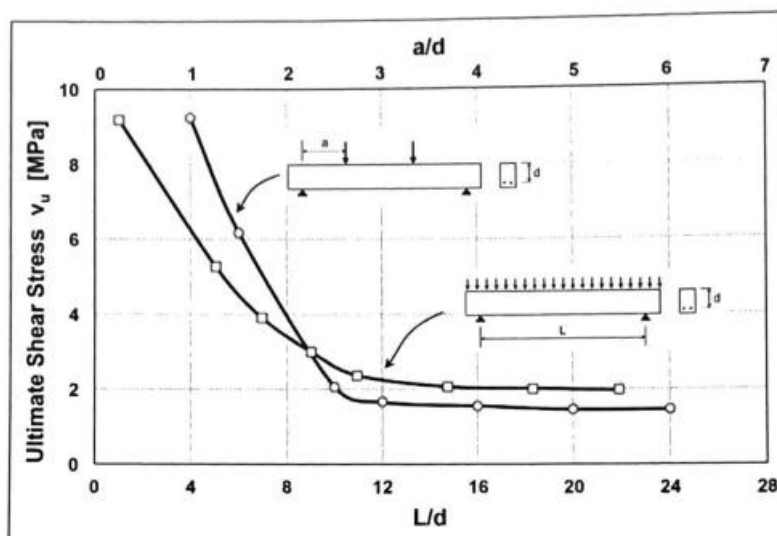
Skjær kan også være en direkte årsak til forankringsbrudd ved at strekk-kraften for det maksimale moment flytter seg mot og til slutt kanskje helt ut til opplegget etter hvert som skrårisset utvikler seg. Det siste er aktuelt hvis hele skjærkraften blir forsøkt tatt av en skrå trykkdiagonal som innstiller seg mellom lasten og opplegget.

Bjelker kan også få skjærtrykkbrudd som er en bruddform som kan utvikle seg i tynne steg hvis trykkspenningen i trykkdiagonalene mellom skrårissene blir så store at betongen knuses. Det er bjelker med vertikale bøyler som er mest utsatt for denne bruddformen og hvis hele skjærkraften da antas å virke i steget vil den gjennomsnittlige trykkspenningen i steget da bli

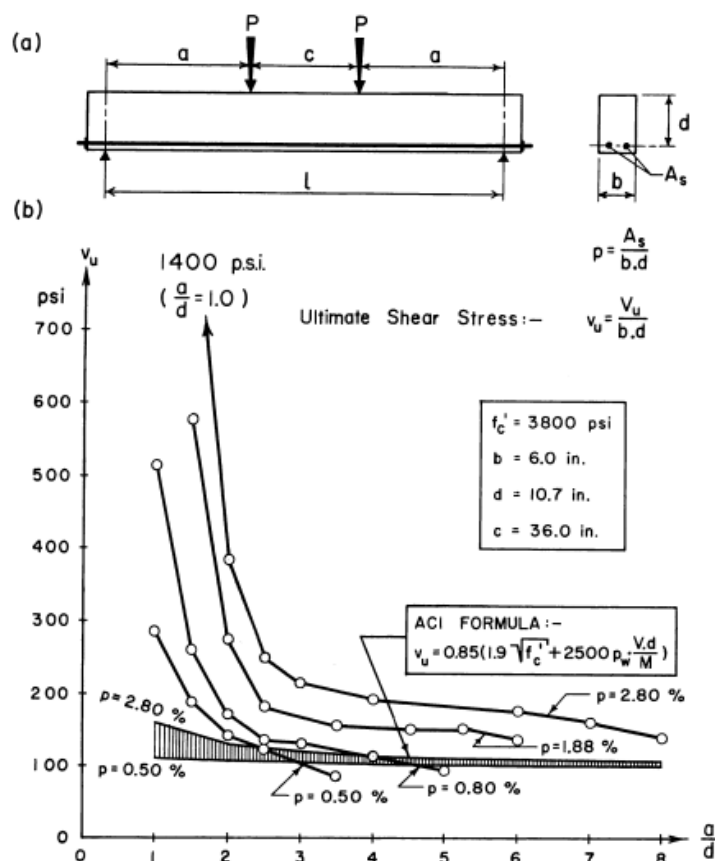
det dobbelte av skjærspenningen ($V/b \cdot d$) hvis vinkelen til trykkdiagonalene er 45 grader. Dette forholdet blir enda større for flatere trykkdiagonaler. For $\cot \theta = 2$, blir trykkspenningen i trykkdiagonalen $\sqrt{5} = 2,5$ ganger skjærspenningen. Trykkfastheten til betongen i et slikt opprisset område er også normalt lavere enn den "rene" trykkfastheten til betongen (60-80 %).

6.1.1 Parametere som påvirker skjærkapasiteten

Skjærkapasiteten til en bjelke uten skjærarmering påvirkes av en rekke forhold som lasttype (fordelt last eller punktlast), lengde/høyde forholdet (l/d eller a/d for punktlaster), armeringsmengden og høyden til bjelken. Betydningen av lasttype er forsøkt illustrert i figur 6-1. Her er l/d for bjelkene med fordelt last antatt å være 4 ganger a/d for bjelkene med punktlast. En bjelke med fordelt last skifter da fra å ha lavere til å ha høyere skjærkapasitet enn en bjelke med punktlast ved et l/d forhold på ca. 8. For lavere l/d forhold vil en bjelke med punktlast ha høyere kapasitet fordi den da delvis vil kunne ta skjærkraften ved hjelp av en skrå trykkdiagonal mellom lasten og opplegget, mens den for høyere l/d forhold vil ha lavere kapasitet fordi det kritiske snittet da flytter seg ut mot lasten og får et samtidig større moment enn det som er tilfelle for kritiske snittet til en bjelke med fordelt last (som er nærmere opplegget). For l/d og $a/d > ca. 12$ og $ca. 3$, må lengdearmeringen gradvis økes for at det skal bli skjærbrudd og ikke momentbrudd i så store spenn. Skjærkapasiteten som funksjon av armeringsmengden og a/d forholdet er vist for en bjelke med punktlaster på Figur 6-2 [49]. En ser da at kapasiteten øker ganske betydelig med armeringsmengden, spesielt for a/d forhold < 3 . På denne figuren er også resultatene sammenlignet med et tidligere uttrykk for skjærkapasiteten til slike bjelker i ACI (American Concrete Institute) sin standard som vi ikke går noe nærmere inn på her.

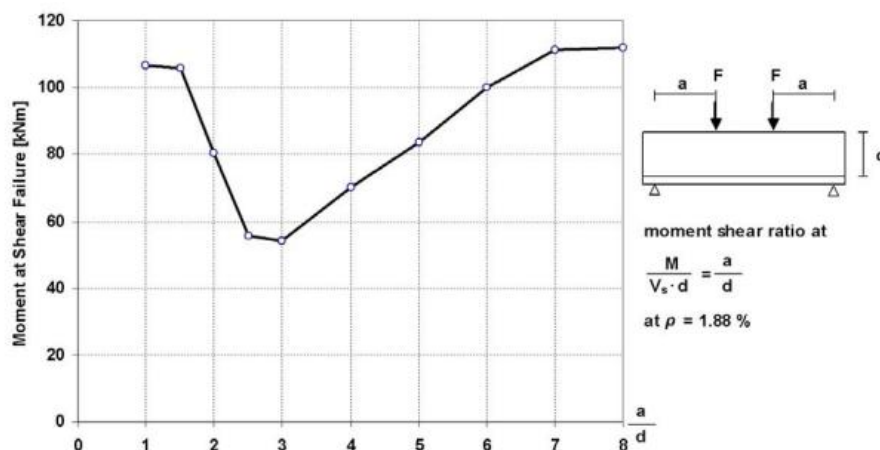


Figur 6-1: Skjærkapasitet som funksjon av l/d og a/d for punktlast og jevnt fordelt last ($\rho_L = 1,88$, $f_{cc} = 30 \text{ MPa}$) [50]

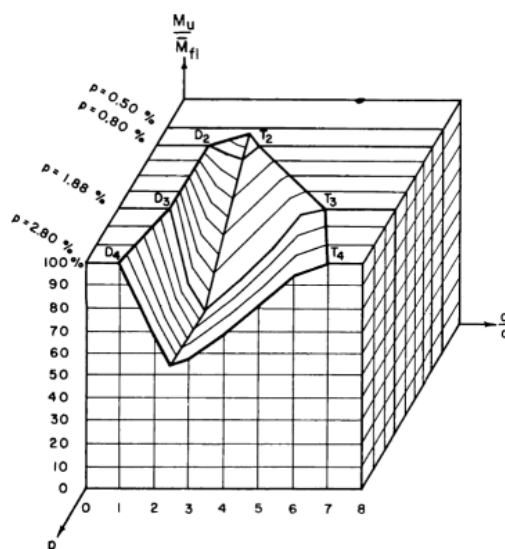


Figur 6-2: Skjærkapasitet (1 psi = 6,89 kPa) som funksjon av armeringsmengde og a/d forholdet for bjelker med punktlaster [49]

Figur 6-3a) viser momentet ved skjærbrudd som funksjon av a/d forholdet for en bjelke som er belastet med to punktlaster for et bestemt armeringsforhold ($\rho_1 = 1,88\%$). Det viste "søkket" på denne kurven er de lastplasseringene som gir skjærbrudd og ikke momentbrudd, og er i dette tilfellet for $1,5 < a/d < 7$. Tilsvarende forløp for andre armeringsforhold er vist på figur 6-3b). Disse figurene ble utarbeidet av Kani [49] og kalles den såkalte "shear valley", men må betraktes mer som en prinsipiell enn som en absolutt riktig beskrivelse av denne relasjonen da den avhenger av en rekke andre forhold som blant annet trykkfastheten til betongen og flytespenningen til armeringen. Den viste undersøkelsen er basert på bjelker med en effektiv høyde på 270 mm og en sylinderfasthet for betongen på ca. 25 MPa. Det trengs også ganske mye armering i bjelken for at det skal bli skjærbrudd og ikke momentbrudd for $a/d > 4$. Ut fra disse figurene er skjær en sannsynlig bruddform for armeringsmengder $> 0,6\%$ som tilsvarer omtrent 3 ganger $A_{s,min}$ for en B35 betong for et visst område av lasten (angitt som a/d forhold).



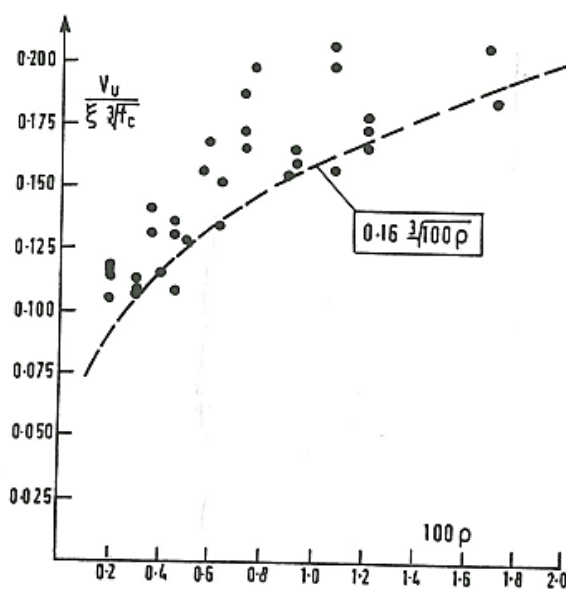
a) Momentkapasitet som funksjon av a/d forholdet for en bjelke med $p_L = 1,88 \%$ og $f_c = 30 \text{ MPa}$ fra [49] vist i [51]



b) Shear valley fra same undersøkelse [49] for bjelker med $d = 270 \text{ mm}$, $b = 150 \text{ mm}$, $f_c = 26 \text{ MPa}$

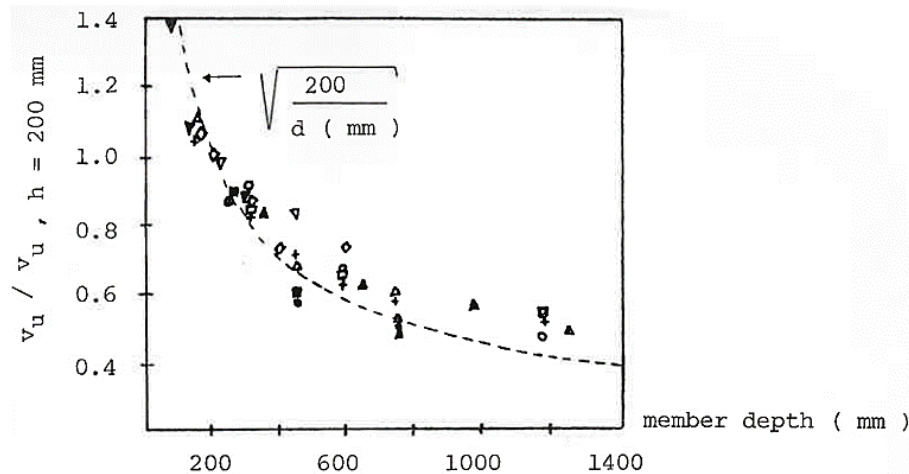
Figur 6-3: Momentet ved skjærbrudd som funksjon av lastplassering og armeringsmengde vist henholdsvis absolutt og relativt til momentkapasiteten

Tester på bjelker og plater har også vist at skjærkapasiteten øker med armeringsmengden på grunn av den positive effekten (mindre tøyninger) dette har på skjæroverføringsmekanismer som dybeeffekten og "aggregate interlock". Hvor dybeeffekten er direkte skjæroverføring fra lengdearmeringen og "aggregate interlock" er skjæroverføring på grunn av den ruheten og fortanningen som tilslaget gir langs skjærrissene. I figur 6-4 er effekten av lengdearmeringen (gitt i %) på skjærkapasiteten vist. Den innlagte kurven på denne figuren viser hvordan effekten av lengdearmeringen inngår i uttrykket for skjærkapasitet i Model Code 1990 (MC1990).



Figur 6-4: Effekt av lengdearmeringen på skjærkapasiteten til en bjelke [52]

Skjærkapasiteten er også mindre for høye enn for lave tverrsnitt. For samme armeringsforhold (ρ_l), er det funnet at kapasiteten til en 600 mm høy bjelke bare er ca. 60 % av kapasiteten til en 200 mm høy bjelke, som vist på figur 6-5. Dette forholdet er ivarettatt i beregningsreglene for skjærkapasiteten til tverrsnitt uten skjærarmering i Eurocode 2 (EC2) [35] gjennom faktoren $k = 1 + \sqrt{200/d}$, som skal være $\leq 2,0$ og hvor d settes inn i mm. Uttrykket $\sqrt{200/d}$ er vist sammen med de eksperimentelle resultatene i figur 6-5. Uttrykket for k gir imidlertid en effekt av høyden som bare er halvparten av dette. Hvis vi ser på reduksjonen av skjærkapasiteten med høyden og setter $\sqrt{200/d} = x$, så blir forholdet mellom kurven på figur 6-5 og uttrykket i EC2 $(1-x)/(1-((1+x)/2))$ som er lik 2 for høyder > 200 mm. Welraven [52] testet både lettbetong og normalbetong bjelker med samme høyde og fikk omtrent samme effekt av høyden i begge tilfeller. Det ble derfor konkludert med at det først og fremst er tøyingsgradienten, som avtar med høyden og som gjør at en større del av tverrsnittet får et større strekk både ved initieringen av skrårisset og i den endelige bruddfasen, som er årsaken til denne effekten. Det er imidlertid litt usikkert om resultatene i denne figuren er risslaster eller bruddlaster, eller en kombinasjon av de to.

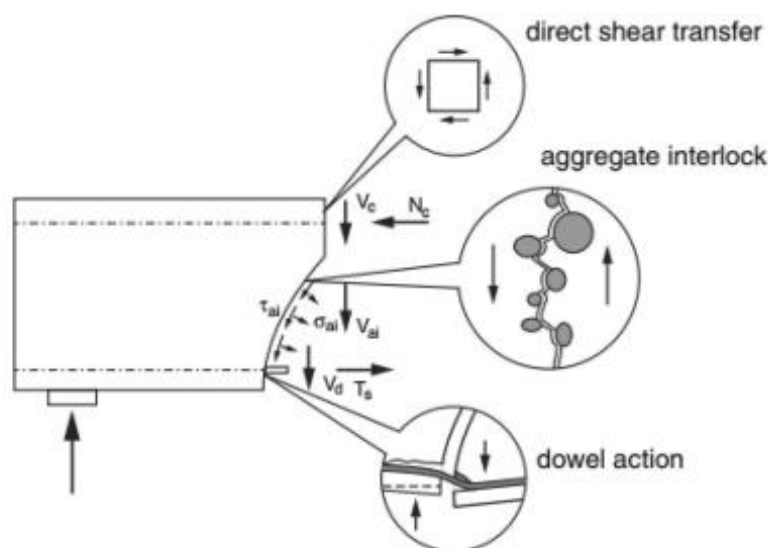


Figur 6-5: Innvirkning av høyden på skjærspenningen ved brudd for bjelker med samme armeringsforhold [52]

6.1.2 Skjæroverføringsmekanismer

Det er flere effekter som bidrar til skjærkapasiteten etter at skrårisset har oppstått og som utgjør det såkalte betongbidraget i tidligere beregningsregler for skjærkapasiteten til skjærarmerte tverrsnitt. Denne diskusjonen er derfor først og fremst relevant for bjelker med bøyler som har muligheten til å utvikle skrårisset til en endelig bruddtilstand hvor kapasiteten er høyere enn risslasten. For bjelker eller plater uten bøyler (krav til minimum bøylearmering i bjelker) kan bruddet komme samtidig med skrårisset og da får ikke denne tilstanden anledning til å innstille seg. De forskjellige bidragene gjelder imidlertid også for tverrsnitt uten bøyler hvis de ikke går til brudd med en gang og klarer å omfordele lasten etter at skrårisset har oppstått.

Kraft- eller spenningstilstanden blir ganske komplisert etter at skrårisset har oppstått og det er også vanskelig å skille de forskjellige bidragene fra hverandre. Ulike studier vekter også de forskjellige bidragene ulikt. Det er likevel stort sett enighet om at hovedeffektene for et armert tverrsnitt er de som er vist på figur 6-6 og som kort kan oppsummeres som:



Figur 6-6: Skjæroverføringsmekanismer over skjærriss [53]

- Krefter i trykksonen som består av en horisontal og en vertikal komponent fra momentet og skjærkraften (N_c , og V_c)
- Bidrag fra aggregate interlock (V_{ai})
- Dybelvirkning fra lengdearmeringen, (V_d)
- Strekk i lengdearmeringen fra momentet og skjærkraften, (T_s)

Hvis det i tillegg er skjærbøyler som krysser risset vil også de bidra til kreftene langs risset, enten bare til å ta skjærkraften hvis det er vertikale bøyler eller til både å ta skjærkraft og også påvirke og trykk- og strekk-kreftene i gurtene hvis det er skrå bøyler.

Skjærkraften tas derfor av et bidrag fra betongtrykksonen, et bidrag fra "aggregate interlock", et bidrag fra dybelvirkningen og et bidrag fra bøylerne, hvor de tre første utgjør betongbidraget.

Uttrykket for skjærkapasiteten til et tverrsnitt uten skjærarmering i ny Eurocode 2 (Fpr 1992-1-1 [54]) er en modell foreslått av Muttoni [55], kaldt "Critical Shear crack theory (CSCT)". Denne modellen baserer seg på de såkalte "beam shear transfer actions" som består av "aggregate interlock", en dybelvirkning, en utkrager-effekt og en reststrekkfasthet effekt fra betongen som sammen med forskjellig grad av buevirkning utgjør skjærkapasiteten til et tverrsnitt [56].

Ved buevirkning danner bjelken en trykkbue som er høyt oppe i tverrsnittet på midten og som går mot oppleggene på hver side. Buen har en vinkel ved oppleggene, og for at det skal bli likevekt i de punktene må enten horisontalkomponenten av denne kraften tas av armeringen (som et strekkstag) eller av en ytre fastholding. En slik buevirkning er først og fremst aktuelt for relativt korte bjelker ($l/h < 8$) med hovedsakelig jevnt fordelt last. Buens evne til å ta last er avhengig av stivheten til både buen og motholdet eller strekkstaget. En T-bjelke vil derfor kunne virke over et litt større spenn enn en rektangulær bjelke dersom den er stivt holdt ved oppleggene. Hvis motholdet derimot er mykt (for eksempel ved relativt lite armering) vil buen knekke ned på midten og bidraget til kapasiteten vil avta ganske fort. For punktlast er opptrer denne virkningen mer som rene trykkdiagonaler som går fra lasten til oppleggene. I de tilfellene er den også mest effektiv for relativt korte skjærspenn ($a/d < 2$). Denne effekten er imidlertid da ikke lenger så avhengig av stivheten til strekkgurten, da den vil kunne bygge seg opp helt til armeringen flyter hvis armeringen er tilstrekkelig forankret. For større spenn ($l/h > 8$ og $a/d > 2$) vil buevirkningen og virkningen av den rene trykkdiagonalen være relativt liten. I de tilfellene må derfor lasten i stor grad bare tas av de bidragene som er vist på figur 6-6.

"Aggregate interlock" er en effekt som skyldes rissflatens ruhet. For normal-styrke betong ($f_{cm} < \text{ca. } 60 \text{ MPa}$) er vanligvis både trykk- og strekkstyrken til matriksen/pastaen lavere enn styrken til tilslaget. Når et riss utvikler seg, vil det derfor få en ru og litt bølget overflate både fordi det går rundt tilslagskornene og fordi det skifter litt retning helt lokalt når det forplanter seg. Rissflaten har derfor både en "micro" og en "macro"-ruhet. Etter at det er blitt skråriss og såkalte "risstenner" (betongen mellom rissene) vil det også bli en forskyvning langs rissene hvor den ytterste av to tenner glir i forhold til den innenforliggende tannen. Årsaken til dette er spesielt to forhold, kraftforskjellen i lengdearmeringen over tannens bredde (størst kraft i det risset som har størst moment) og skjærkraften som søker ned i tennene. Denne glidningen gjør at det blir en kraftoverføring mellom rissene som er avhengig av kontaktarealet og trykket mellom rissflatene. Trykket etableres vanligvis av armeringen som krysser risset og i en bjelke

kan det være bare lengdearmeringen. Årsaken til at armeringen gir et slikt trykk på flaten er at risset åpner seg når de to flatene glir i forhold til hverandre. Forsøk har også vist at det trengs en liten glidning før flatene kommer i kontakt med hverandre [57] og at stivheten til lastforskyvnings forløpet er avhengig av rissvidden. Tilslagets størrelse ser derimot ut til å bety relativt lite. For at denne effekten skal beholde bidraget sitt til bæreevnen er det derfor viktig at risset holdes godt sammen av armeringen og at armeringen ikke begynner å flyte. I en bjelke med bare lengdearmering er det som oftest bare en begrenset mulighet for dette, siden den armeringen også skal ta momentet. Rissviddene vil derfor øke med lasten i et slikt skjærfelt, og den andelen av lasten som tas på denne måten vil derfor avta med økende last (spesielt hvis armeringen begynner å flyte). Det antas likevel ofte at 30 til 40 % av skjærkraften bæres av "aggregate interlock". Det er også vist i [58] at dette er den effekten som bidrar mest til skjærkapasiteten. Denne andelen er imidlertid også avhengig av tverrsnittets form, høyde og hvor mye skjærarmering det er som krysser risset.

Dybelvirkningen er en direkte skjæroverføring i lengdearmeringen over skjærrisset. Denne effekten er avhengig av stangdiameteren, antall stenger i forhold til bredden på tverrsnittet, strekkfastheten til betongen og hvor langt det er til nærmeste bøyلة fra risset. Den kan forekomme både som bøyning, skjær og "kinking" (flyteledd med vinkelendring av stangen), men vanligvis er det bøyningseffekten som er dominerende inntil strekkspenningen i snittet ved armeringen blir så stor at det eventuelt begynner å utvikle seg et delamineringsriss fra skjærrisset og bortover langs armeringen. Når det skjer, vil dybeleffekten avta kraftig hvis det ikke er bøyler som kan kontrollere denne rissutviklingen. I denne tilstanden er denne effekten også svært avhengig av hvor langt det er fra skjærrisset til den første bøylen. For bjelker uten bøyler, er denne effekten derfor først og fremst til stede ved relativt lave lastnivå, og den forsvinner stort sett når delamineringsrisset begynner å utvikle seg. Dybeleffekten antas derfor normalt å ta bare 5-10 % av skjærkraften. Det vil imidlertid kunne være ganske store forskjeller avhengig av hvor en er i lastbildet og om det er bøyler eller ikke. Det er også litt vanskelig å påvise denne effekten både i forsøk og ved modellering [51].

Det er litt uklart hva som er ment med utkragereffekten i [56]. Den er tidligere blitt knyttet til Kani [59] som beskriver en såkalt «tooth model», der betongen mellom to skråriss ble sett på som tenner i en kam. Betongen mellom disse rissene kan betraktes som en utkrager som er innspent i trykksonen og som er belastet langs rissene av "aggregate interlock" og horisontalt av armeringen på strekksiden. Av disse er det normalt strekk-kraften i armeringen som gir det største bidraget til dette momentet, og som gir en resulterende kraftvirkning utover i spennet, mot økende moment, på hver tann. Dette gir spenninger i toppen av tannen som bidra til at skrårissene flater mer og mer ut i trykksonen. Det er likevel litt vanskelig å se at dette bidrar så mye til skjærkapasiteten selv om det også kan være en viss slik effekt. Denne effekten vil imidlertid også svekkes etter hvert som lasten øker og etter hvert som skrårisset trenger lenger og lenger opp i bjelken og blir mer og mer horisontalt.

Det er derfor mer nærliggende et det er tenkt på den utkragereffekten som oppstår i trykksonen til bjelken på grunn av at skjærkraften i det kritiske snittet i trykksonen etter hvert vil virke på en utkrager i forhold til den innenfor liggende delen av bjelken som må ta denne kraften. Så der hvor skrårissene trenger høyt opp i tverrsnittet og blir ganske horisontale inn mot lasten, vil denne effekten kunne flytte den skjærkraften som virker på trykksonen helt ute ved lasten

et lite stykke innover mot opplegget. I første omgang kan en tenke seg at denne effekten styres av en mulig avlastning av trykkspenningene fra momentet i toppen av trykksonen i innspenningen til denne utkrageren, men hvis bjelken er trykkarmert vil det også kunne bli en viss innspenning i dette området etter at det er blitt riss i toppen av bjelken (100-300 mm fra det kritiske snittet til skjærrisset). Når dette risset i toppen av bjelken eventuelt oppstår, er det imidlertid forventet at deformasjonen av denne utkrageren blir så stor at det blir brudd fordi resten av tverrsnittet ikke klarer å ta den omfordelingen av krefter som det medfører.

Det er derfor mest sannsynlig at denne utkragereffekten er ment som et annet uttrykk for skjæroverføringen i trykksonen (V_c) som ofte også vurderes ut fra største opptredende strekkspenning fra kombinasjonen av trykk- og skjærspenninger i dette området (Mohrs sirkel), se figur 4.15 i Sørensen [60].

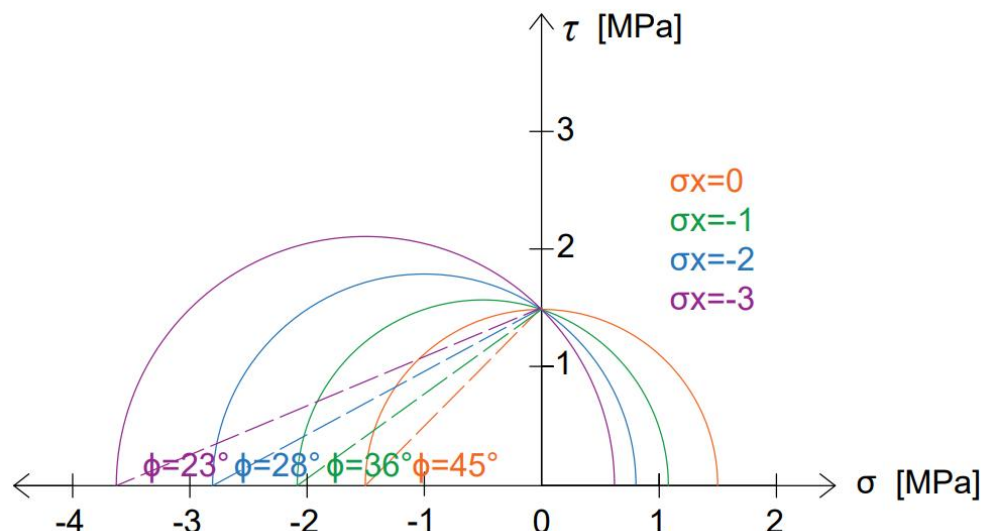
Det er også trukket frem at reststrekkfastheten til betongen helt i fronten av et riss kan bidra noe til skjærkapasiteten. Et slikt område kan bestå av flere mikroriss som kan forventes å ha en viss strekk-kapasitet opp til en rissvidde på ca. 0,05 mm. Disse mikrorissene utvikler seg etter hvert til makroriss, som ved en rissvidde på ca. 0,1 mm ikke lenger vil ha noen strekkkapasitet. Ifølge [58] er denne effekten størst i det området hvor skrårissene er blitt ganske horisontale.

Cavangis [58] mener også at rissets plassering i skjærspennet påvirker hvor mye de ulike effektene bidrar til kapasiteten. Det hevdes imidlertid at skjærkapasiteten er tilnærmet uavhengig av rissplasseringen siden tøyningene i armeringen og i betongen i snittet også vil endre seg med plasseringen. Dette virker likevel ikke helt logisk hvis betongen er den samme i hele spennet. Da er det egentlig forventet at skjærkapasiteten er størst i det snittet som har minst moment. For bjelker uten bøyler som er belastet med punktlaster er det mest vanlige at bruddet kommer i et skjærriss helt ute ved en av lastene, og hvis det i stedet kommer litt lenger inne i spennet så skyldes det vanligvis litt tilfeldig svakhet og da blir kapasiteten heller ikke noe høyere enn for skjærrisset ute ved lasten som er det svakeste snittet.

I denne diskusjonen av de forskjellige bidragene til skjærkapasiteten, så er det skjæroverføring i trykksonen, "aggregate interlock" og dybeleffekten foruten bue- og trykkdiagonal virkningen i litt korte spenn som er de viktigste.

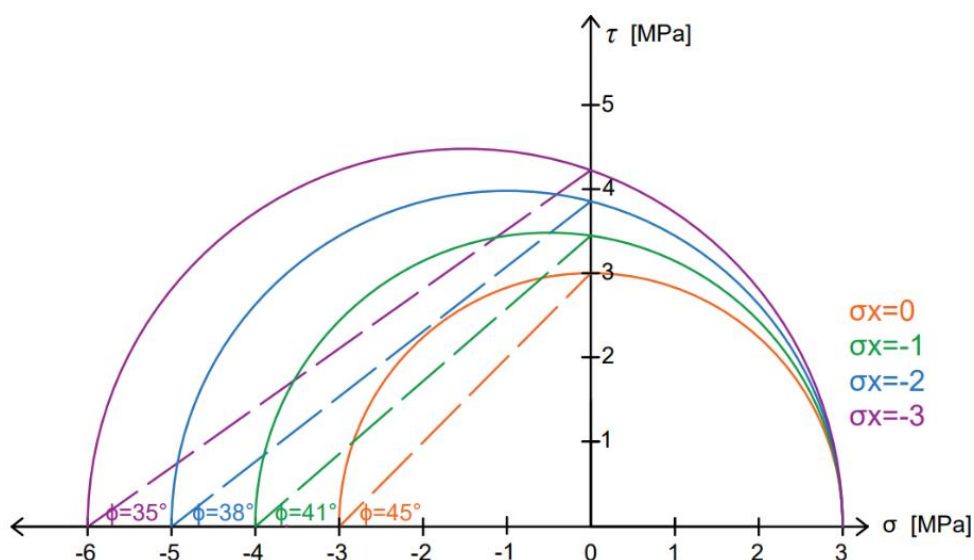
6.1.3 Bidrag fra aksialkraften

En aksiell trykkraft, fra for eksempel en oppspenning, reduserer hovedstrekkspenningen for en gitt skjærkraft som vist på figur 6-7. Her er betongen antatt å være lineært elastisk og det er tegnet Mohr's sirkler for fire trykkspenningsnivå på henholdsvis 0, -1, -2, og -3 MPa for en konstant skjærspenning på 1,5 MPa. Hovedtrykket øker med trykkspenningen samtidig som retningen til dette trykket også blir flatere og flatere. Det siste betyr også at hovedstrekke retningen blir mer vertikal med økende trykk.



Figur 6-7: Effekt av økende trykkspenning på hovedspenninger og rissvinkel for en konstant skjærspenning på 1,5 MPa med Mohrs sirkel

For at det skal bli riss i steget på for eksempel en I-bjelke (stegstrekkbrudd), antar en vanligvis at skjærkraften kan økes til hovedtrekkspenningen blir lik strekkfastheten til betongen. I figur 6-8 er dette illustrert for de samme trykkspenningsnivåene og for en antatt strekkfasthet for betongen på 3 MPa. Både skjærspenningen og hovedtrykket øker da når trykkspenningen øker og hovedtrykket blir også gradvis flatere med økende trykkspenning. Det er derfor ganske vanlig at slike stegriss har en vinkel på 25-30° til bjelkeaksen. I området nær punktlast og ved støtteopplegg vil det imidlertid være riss med mindre helning også i spennbetongbjelker (initiert fra bøyeriss).



Figur 6-8: Effekt av økende trykkspenning på skjærspenning og rissvinkel for en konstant hovedtrekk på 3 MPa med Mohrs sirkel

For skjærriss som utvikler seg fra bøyeriss, øker skjærkapasiteten indirekte ved at lasten eller momentet som kan påføres en bjelke før den risser i et bestemt snitt øker når bjelken i utgangspunktet er i trykk. Det momentet som skal til for å oppheve trykkspenningen i underkant av bjelken (hvis positivt momentet) kalles dekompresjonsmomentet. I EC2 punkt 6.2.2(1) [35], som uttrykker skjærkapasiteten til momentinitierte skjærriss, så er denne lastandelen hele bidraget til økt skjærkapasitet for tverrsnitt i trykk. Dette er vist nærmere i avsnitt 6.1.4.

En trykkraft er også gunstig for skjærkapasiteten ved at trykksonen blir noe høyere og at det da også ligger til rette for noe mer skjæroverføring i selve trykksonen. Ved økende last utvikler imidlertid skjærrisset seg vanligvis mer og mer opp mot lasten også i dette tilfellet, noe som reduserer høyden og øker trykkspenningen i trykksonen. Tøyningsfordelingen over høyden får da en knekk i trykksonen og Navier's hypotese gjelder ikke lenger. Trykksonens trykkkapasitet blir også noe mindre under kombinasjonen av skjær- og trykkspenninger, men det er først hvis det opptrer et samtidig tverrstrekk, fra f.eks. bøyer, at denne reduksjonen blir betydelig (40 – 50 %).

Rissbildet til en bjelke påvirkes også av om den har aksialkraft eller ikke. Den største forskjellen er likevel at lasten ved initiering av rissene er høyere i en bjelke med aksialkraft. Etter at det er blitt riss, vil armeringsmengden på strekksiden påvirke den videre rissutviklingen til en viss grad. Hvis armeringsmengden er ganske lik (med og uten aksialkraft), vil også rissutviklingen etter at det er blitt riss bli ganske lik i starten for så å utvikle seg noe saktere i bjelken med trykkraft på grunn av at den har en høyere trykksone. Det trengs derfor normalt også en høyere last på bjelken med aksialkraft for at skjærrissene skal utvikle seg like langt i de to tilfellene. Hvis denne forskjellen i last settes lik den ved initieringen av rissene, er det også forventet at rissviddene er noe mindre og derved også "aggregate interlock" effekt noe større i bjelker med aksialkraft inntil skjærrisstilstanden er blitt den samme i de to tilfellene (som også kan være bruddtilstanden). Denne forsinkede rissutviklingen er derfor også et uttrykk for den økte kapasiteten til bjelker med aksialkraft. Hvis det derimot er mindre armering på strekksiden til bjelken med aksialkraft, vil rissutviklingen gå raskere i starten i denne bjelken når de først initieres enn i en bjelke uten aksialkraft. Når rissene kommer opp til trykksonen, vil imidlertid den videre utviklingen for bjelker med aksialkraft være ganske lik og ganske uavhengig av fordelingen mellom slakk- og spennarmering.

Bjelker med aksielt strekk oppfører seg ganske tilsvarende som bjelker uten aksialkraft. Forskjellen er stort sett at rissene kommer noe tidligere og går raskere og høyere opp i trykksonen (avhengig av forholdet mellom strekk-kraften og momentet). Det er derfor også en større tendens til at bruddet kommer samtidig med skjærrisset i slike forsøk.

6.1.4 Beregningsregler etter EC2, NS-EN 1992-1-1, og utkast til ny EC2, Fpr 1992-1-1

NS-EN 1992-1-1 (EC2)

I gjeldende Eurokode 2, NS-EN 1992-1-1 (EC2) [35] er skjærkapasiteten til bjelker eller plater uten skjærarmering gitt i punkt 6.2.2(1), som er gjengitt i ligning 6-1. Dette uttrykket er empirisk og basert på data fra mange ulike forsøk. De material- og tverrsnittsparemetere som inngår i dette uttrykket er betongens trykkfasthet, armeringsforholdet og tverrsnittets bredde og effektive høyde og aksialspenning.

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (6-1)$$

hvor:

$C_{Rd,c}$ er en koeffisient $\frac{k_2}{\gamma_c}$

I det nasjonale tilleggget er $k_2 = 0,18$ for $D_{\max} \geq 16$ mm, og der det grove tilslaget (> 4 mm) utgjør 50 % eller mer av den samlede tilslagsmengden og der det ikke er benyttet grovt tilslag av kalkstein eller stein med tilsvarende lav fasthet. Der disse betingelsene ikke er oppfylt settes k_2 til 0,15. Hvis $k_2 = 0,18$ blir $C_{Rd,c} = 0,12$ for $\gamma_c = 1,5$.

k er en høydefaktor, $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$,

ρ_l er armeringsforholdet til lengdarmeringen, $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$

f_{ck} er karakteristisk trykkfasthet for betongen

σ_{cp} er spenningen fra aksialkraften, $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0,2f_{cd}$

k_1 er en koeffisient med anbefalt verdi 0,15. I det nasjonale tilleggget er den satt til 0,15 ved trykk og til 0,3 ved strekk (σ_{cp} negativ som strekk)

Bidraget til skjærkapasiteten fra aksialkraften, $k_1 \cdot \sigma_{cp} \cdot b d$, kan utledes fra Hedman og Losberg [61] som vist i [51], som hevdet at effekten av aksialtrykket (forspenningen) på skjærkapasiteten kan uttrykkes ved at den forspente bjelken betraktes som en tilsvarende slakkarmert bjelke etter at dekompresjonsmomentet er oppnådd, slik at skjærkapasiteten kan uttrykkes som:

$$V_{Rd,c} = V_c + V_0$$

Der V_0 er bidraget til skjærkapasiteten fra aksialkraften som kan uttrykkes som $V_0 = M_0/a$, der M_0 er dekompresjonsmomentet og a er avstanden fra punktlasten til opplegget. For et rektangulært tverrsnitt der aksialkraften virker i en avstand e_p fra nøytralaksen og $y = h/2$ til bjelkens underkant får en da:

$$\begin{aligned} \frac{M_0}{I} y &= \frac{M_p}{I} y + \frac{N_p}{A} \\ \rightarrow \frac{V_0 \cdot a}{\frac{1}{6} b h^2} &= \frac{F_p \cdot e_p}{\frac{1}{6} b h^2} + \frac{F_p}{b h} \\ \rightarrow V_0 &= \frac{F_p \left(\frac{e_p}{h} + \frac{1}{6} \right)}{a/h} \end{aligned}$$

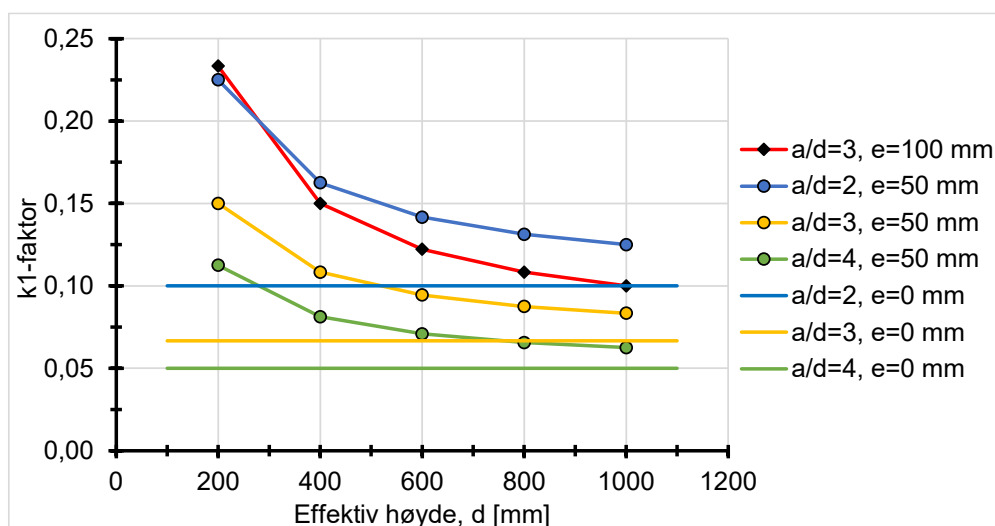
Hvis d settes lik $0,85h$, kan dette uttrykket skrives som:

$$\rightarrow V_0 = \frac{1,18F_p \left(\frac{e_p}{h} + \frac{1}{6} \right)}{a/d} = k_1 F_p = k_1 \sigma_{cp} b d$$

k_1 kan dermed uttrykkes som:

$$k_1 = \frac{1,18 \left(\frac{e_p}{h} + \frac{1}{6} \right)}{a/d} \quad \text{eller } \approx \text{som: } k_1 = \frac{1}{a} \left(e_p + \frac{d}{5} \right) \quad (6-2)$$

Denne faktoren påvirkes derfor i ganske stor grad av høyden til tverrsnittet (d), skjærspennet (a/d) og eksentrisiteten til trykkraften (e). Dette er vist i figur 6-9 for $a/d = 2, 3$ og 4 og for eksentrisiteter på $0, 50$ og 100 mm. Det første tilfellet tilsvarer en sentrisk last, og hvor k_1 da bare er avhengig av a/d -forholdet. For eksentriske trykkrefter avtar k_1 -faktoren både med økende høyde og økende a/d -forhold. Den øker imidlertid da også ved økende eksentrisitet, som vist ved den røde og gule kurven på denne figuren. Når eksentrisiteten uttrykkes absolutt på denne måten, så går disse kurvene mot linjene for sentrisk last når høyden øker. Dette betyr også at den k_1 -faktoren som det er forventet å finne i skjærforsøk er sterkt avhengig av prøvebetingelsene.



Figur 6-9: Fremstilling av hvordan k_1 -faktoren utledet fra dekompresjonsmomentet (ligning 6-2) påvirkes av den effektive høyden, skjærspennet og eksentrisiteten til trykkraften

Hvis en setter $a/d = 4$ og $e_p/h = 0,35$, som ifølge [51] er en typisk verdi, så blir $k_1 = 0,15$ som er den verdien som er anbefalt i EC2 og som også er oppgitt i det norske tillegget til EC2. Dette er en ganske realistisk verdi for en bjelke med spennkabler i underkant. For en bjelke med en sentrisk spennkraft, vil imidlertid denne k_1 -faktoren overestimere bidraget fra aksialkraften ganske mye.

Nåværende EC2 har også et uttrykk for en minste skjærfasthet:

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (6-3)$$

hvor k og f_{ck} er de samme som tidligere definert.

Dette uttrykket er innført fordi ligning 6-1 gir for lave verdier for små armeringsforhold og fordi kapasiteten da etter hvert også går over til å bli bestemt av momentkapasiteten i stedet for skjærkapasiteten.

I utledningen av dette uttrykket fra [62] er det lagt til grunn en bjelke som er belastet med en punktlast i avstand $2,5d$ fra opplegget. Skjær- og momentkapasiteten er videre satt lik $V_u = 0,15k(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} b \cdot d$ og $M_u = 0,9d \cdot (\rho_l \cdot b d) \cdot f_{yk}$, hvor f_{yk} er armeringens karakteristiske flytespenning og faktoren $0,15$ er midt mellom karakteristisk og dimensjonerende verdi $((0,18 + 0,18/1,5)/2 = 0,15)$. Ved å sette $M_u = 2,5d \cdot V_u$, kan armeringsforholdet som tilfredsstiller denne relasjonen bestemmes som $\rho_l = (2,68k^{3/2} f_{ck}^{1/2})/f_{yk}^{3/2}$. Ved videre å sette dette armeringsforholdet inn i ligning 6-1 for $C_{Rd,c} = 0,12$, kan v_{min} uttrykkes som $0,78k^{3/2} f_{ck}^{1/2}/f_{yk}^{1/2}$, og hvis en setter $f_{yk} = 500$ MPa får en da det uttrykket for v_{min} som står i EC2. For f.eks. $d = 300$ mm og $f_{ck} = 30$ MPa, blir det tilhørende armeringsforholdet for overgangen mellom disse skjæruttrykkene $\rho_l = 0,32$ %.

Fpr 1992-1-1 (Utkast til ny EC2)

I den nye utgaven av Eurokode 2, Fpr 1992-1-1 (Nov. 2022) [54] kontrolleres skjærkapasiteten i forhold til en tillatt skjærspenning. For tverrsnitt uten skjærarmering er den $\tau_{Rd,c}$, som skal være større enn den opptredende skjærspenningen $\tau_{Ed} = V_{Ed}/b_w z$, hvor z er indre momentarm som er satt til $0,9d$. Utrykket for $\tau_{Rd,c}$ gitt i punkt 8.2.2(2) er vist i ligning 6-4. Dette uttrykket er i utgangspunktet utarbeidet av Muttoni et al. [55] og baserer seg på de ulike skjæroverføringsmekanismene som er beskrevet tidligere.

$$\tau_{Rd,c} = \frac{0,66}{\gamma_v} \left(100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{\frac{1}{3}} \geq \tau_{Rd,c,min} \quad (6-4)$$

hvor:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}, \text{ ingen øvre grense (nåværende } \leq 0,02)$$

$d_{dg} = 16 \text{ mm} + D_{lower} \leq 40 \text{ mm}$ for betong med $f_{ck} \leq 60$ MPa, der D_{lower} er minste målet på det største tilslaget (D_{max})

$d = a_v$ for snitt med effektivt skjærspenn, $a_{cs} < 4d$.

$$a_v = \sqrt{\frac{a_{cs}}{4}} \cdot d$$

$$a_{cs} = \left| \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \right| \geq d$$

γ_v er en partialfaktor for skjær som settes lik 1,4

Utrykket vist i ligning 6-4 er endret ganske mye i forhold til uttrykket i dagens standard (ligning 6-1). $C_{Rd,c}$ som er 0,12 i nåværende uttrykk er blitt en ny faktor $0,66/1,4 = 0,47$ og effekten av høyden (k) er nå tatt inn i leddet $(d_{dg}/d)^{1/3}$. Her er d_{dg} en verdi som avhenger av størrelsen på tilslaget og som derfor også tar hensyn til en "aggregate interlock" effekt. Hvis en setter $d_{dg}/d = 32/200$, så er de to uttrykkene for skjærkapasiteten i nåværende EC2 og i forslaget til ny EC2 tilnærmet like, $0,66 \cdot (32/200)^{1/3} = 0,358$ og $0,18 \cdot k = 0,36$ for $k = 2,0$. Dette uttrykket (i forslaget til ny EC2) tar også hensyn til utnyttelsen av strekkarmeringen i det aktuelle snittet gjennom en justering av den effektive høyden d til en verdi a_v ved hjelp av en såkalt effektiv skjærspennsverdi, a_{cs} , for a_{cs} verdier < 4 . Her er $a_{cs} = M_{Ed}/V_{Ed}$, hvor M_{Ed} og V_{Ed} er

opptredende moment og skjærkraft i snittet. For en punktlast vil dette forholdet være lik a/d . En verdi a_v erstatter da d i det opprinnelige uttrykket.

Hvis det i tillegg virker en aksialkraft, kan enten a_v justeres videre ved at den multipliseres med en faktor k_{vp} etter punkt 8.2.2(4) som vist i ligning 6-5 eller ved at det benyttes en faktor k_1 på aksialspenningen som i nåværende EC2. Denne faktoren er imidlertid ikke lenger en konstant, men er en funksjon av blant annet eksentrisiteten til aksialkraften. Dette uttrykket er vist i ligning 6-7.

$$k_{vp} = 1 + \frac{N_{Ed}}{|V_{Ed}|} \frac{d}{3a_{cs}} \geq 0,1, \text{ hvor } N_{Ed} \text{ er positiv som strekk} \quad (6-5)$$

Hvis det settes inn for a_{cs} i dette uttrykket, kan k_{vp} skrives som: $1 + (N_{Ed} \cdot d/3)/M_{Ed}$

Alternativt kan skjærkapasiteten til et tverrsnitt med aksialkraft beregnes etter punkt 8.2.2(5) som:

$$\tau_{Rd,c} = \tau_{Rd,c,0} - k_1 \cdot \sigma_{cp} \leq \tau_{Rd,max} \quad (6-6)$$

der:

$$\tau_{Rd,c,0} = \tau_{Rd,c} \text{ etter ligning 6-4 uten å ta hensyn til } k_{vp}$$

$$k_1 = \frac{0,5}{a_{cs,0}} \left(e_p + \frac{d}{3} \right) \frac{A_c}{b_w \cdot z} \leq 0,18 \cdot \frac{A_c}{b_w \cdot z} \quad (6-7)$$

der e_p er eksentrisiteten til aksialkraften og $a_{cs,0}$ er tallverdien av M_{Ed}/V_{Ed} uten at det tas hensyn til aksialkraften. Eksentrisiteten e_p er positiv når kraftsenteret til trykkraften er på strekksiden til tverrsnittet. Hvis en setter $a_{cs,0} = 3d$, $e_p = 0$ og $A_c/b_w \cdot z = 1,25$, så blir $k_1 = 0,07$. For økende positive e_p verdier, så øker k_1 lineært fra denne verdien og opp til ca. 0,15 for $e_p = 0,4d$. Hvis z settes lik $0,72h$ ($d = 0,85h$ og $z = 0,85d$) får en $0,5/(0,85)^2 \approx 0,7$, og k_1 kan da alternativt skrives som: $k_1 = (0,7/a) \cdot (e_p + d/3)$. Øvre grense for k_1 er i dette tilfellet $0,18 \cdot 1,25 = 0,22$, som ikke er mulig uten at kraften angriper ut forbi tverrsnittet. For tverrsnitt med både spennkabler og slakkarmering justeres både d og armeringsforholdet i henhold til punkt 8.2.2(6).

Uttrykket for minste skjærfasthet er endret til:

$$\tau_{Rd,min} = \frac{11}{\gamma_v} \cdot \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (6-8)$$

Det er ikke funnet noen utledning av dette uttrykket, men hvis en følger de samme prinsippene som for $\tau_{Rd,min}$ i nåværende EC2 og setter skjærkapasiteten $V_u = 0,66 \cdot (100\rho_l \cdot f_{ck} \cdot d_{dg}/d)^{1/3} \cdot bd$ og momentkapasiteten $M_u = 0,9d(\rho_l \cdot bd) \cdot f_{yk}$, og $M_u = 4,0 \cdot d \cdot V_u$, så kan det armeringsforholdet som tilfredsstiller denne relasjonen bestemmes som: $\rho_l = (50,2 \cdot f_{ck}^{1/2} \cdot (d_{dg}/d)^{1/2}) / f_{yk}^{3/2}$. Ved å sette denne verdien for ρ_l inn i ligning 6-5 får en da $\tau_{Rd,min} = 11,3/\gamma_v \cdot ((f_{ck} \cdot d_{dg}/d)/f_{yk})^{1/2}$.

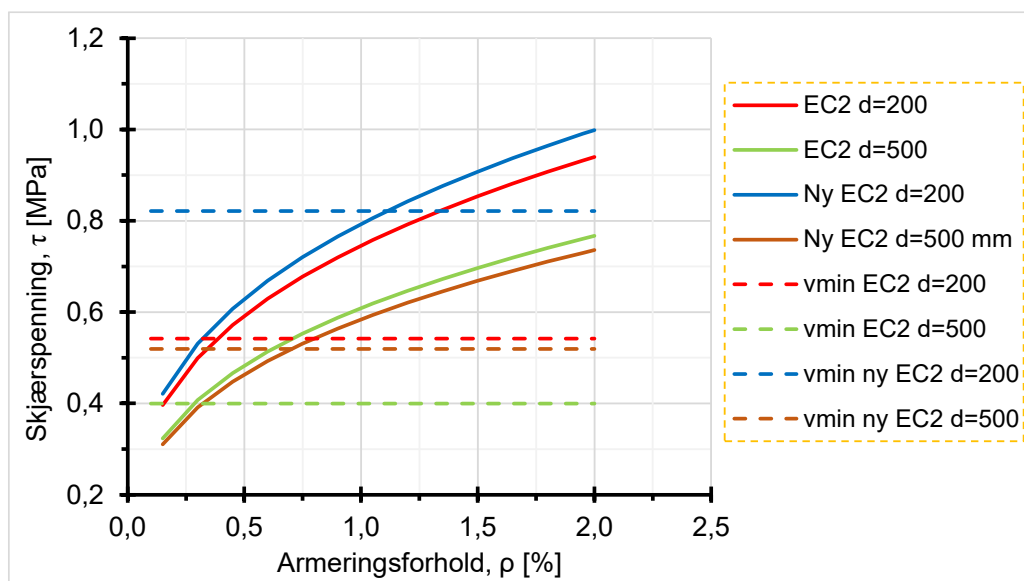
I ligning 6-8 er det benyttet f_{yd} i stedet for f_{yk} , og hvis en tar hensyn til det så reduseres konstanten i dette uttrykket fra 11,3 til $11,3/(1,15)^{1/2}$ som er 10,6, og som er ganske nær verdien 11 som er benyttet i ligning 6-8. For $d_{dg} = 32$ mm, $d = 300$ mm og $f_{ck} = 30$ MPa, blir det tilhørende armeringsforhold for denne overgangen $\rho_l = 0,80$ %. Det betyr at den armeringsmengden som er forventet å gi skjærbrudd er økt med ca. 250 % ($0,80/0,32$) samtidig

som den skjærkraften som gir dette momentet er redusert med en faktor på 0,63 ($2,5d/4,0d$), slik at den faktiske økningen av minimum skjærkapasitet i henhold til dette uttrykket i forhold til det i nåværende EC2 er ca. $2,5 \cdot 0,63 = 1,58$ eller ca. 60 % for denne antatte betongen og effektive høyden. Denne forskjellen blir imidlertid noe mindre for de dimensjonerende verdiene siden sikkerheten er inkludert noe forskjellig i de to tilfellene. I nåværende EC2 er den ivaretatt gjennom forholdet mellom C_{Re} -verdiene som er $0,12/0,15 = 0,8$, mens den i forslaget til ny EC2 er en materialfaktor på 1,4. Forholdet mellom de dimensjonerende minimumsverdiene blir da $(1,58/1,4)/(1 \cdot 0,8) = 1,41$, som betyr at denne verdien etter forslaget til ny EC2 er økt med ca. 40 % i dette tilfellet (for denne betongen og effektive høyden). Hvis en inkluderer γ_v og trekker ut roten av f_{yd} , kan dette uttrykket for minimum dimensjonerende skjærfasthet også skrives som: $\tau_{Rdc,min} = 0,375 \cdot (f_{ck} \cdot d_{dg}/d)^{1/2}$.

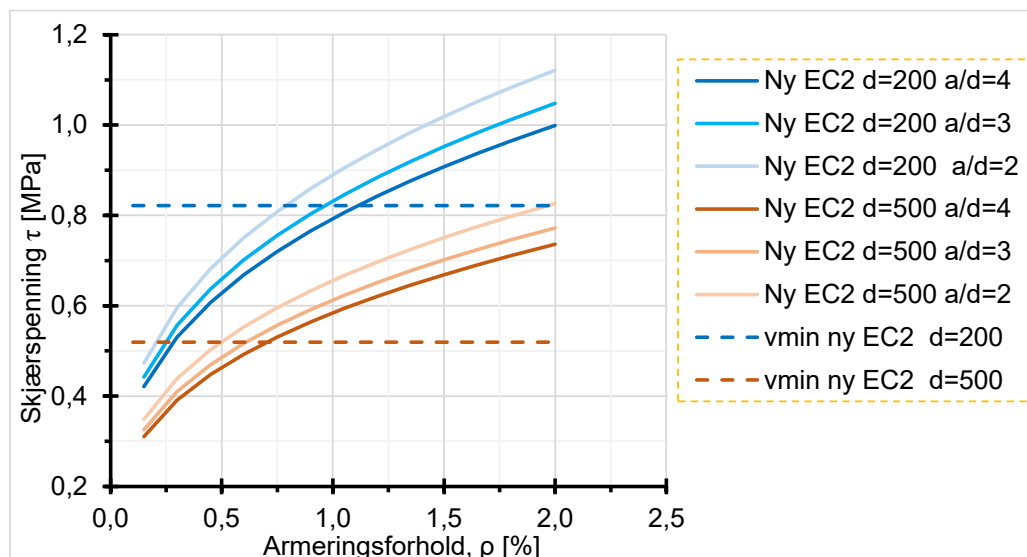
Uttrykkene for dimensjonerende skjærfasthet til et tverrsnitt uten skjærarmering i nåværende og ny EC2 er sammenlignet i figur 6-10 som en funksjon av armeringsforholdet for d lik 200 og 500 mm. Trykkfastheten er her satt til 30 MPa og d_{dg} til 32 mm og a/d er antatt ≥ 4 . Som figuren viser, så gir basisuttrykket i forslaget til ny EC2 en litt høyere fasthet for $d = 200$ mm, mens det er motsatt for $d = 500$ mm. Hvis en setter $\gamma_v = 1,5$, så blir de to kurvene for $d = 200$ mm nærmest helt like. For v_{min} , som også er vist i den samme figuren, er fastheten størst for uttrykket i forslaget til ny EC2 i begge tilfeller. Denne økningen er ca. 55 % for $d = 200$ mm og ca. 30 % for $d = 500$ mm. Økningen av v_{min} i forslaget til ny EC2 i forhold til nåværende EC2 øker derfor med avtagende d for tverrsnittet og er ca. 55, ca. 40 og ca. 30 % for d lik 200, 300 og 500 mm for denne betongen.

Virkningen av a/d -forholdet på skjærfastheten etter forslaget til ny EC2 er også vist for $a/d = 3$ og 2 for de samme d -verdiene som i figur 6-11. Fastheten øker da som forventet med avtagende a/d - eller M/V -forhold og denne effekten er også noe større for $d = 200$ mm enn for $d = 500$ mm.

For tverrsnitt med skjærarmering benyttes det en fagverksmodell som ikke tar hensyn til betongbidrag i både nåværende og ny EC2.



Figur 6-10: Sammenligning av tillatte skjærspenninger etter nåværende og forslaget til ny EC2 (for $a/d \geq 4$)



Figur 6-11: Innvirkning av a/d -forholdet på tillatt skjærspenning ved økende armeringsforhold etter forslaget til ny EC2 for $d = 200$ mm og $d = 500$ mm

6.1.5 Tidligere undersøkelser av effekten av AR på skjærkapasiteten

Effekten av AR-ekspansjon på skjærkapasiteten er blitt undersøkt i flere studier som går helt tilbake til 1980-tallet. Mye av årsaken til dette er at eldre konstruksjoner ikke har så mye skjærarmering og at kapasiteten derfor i stor grad er avhengig av betongbidraget. Som tidligere diskutert er skjærkapasiteten avhengig av flere forhold som virker ganske forskjellig før og etter at skjærrisset har utviklet seg. Disse forholdene vil alle bli påvirket av AR i ulik grad. Et skjærbrudd kan også komme uten forvarsel i motsetning til et momentbrudd der konstruksjonen som oftest får store deformasjoner før bruddet eventuelt oppstår.

De tidligere undersøkelsene viser sprikende resultater og det er funnet både økt og redusert skjærkapasitet. Aksialkraften som oppstår på grunn av at armeringen blir tøyd under ekspansjonen, også kalt kjemisk forspenning (chemical prestressing), er beskrevet som

hovedårsaken til at kapasiteten øker. I hvor stor grad denne gunstige effekten av aksialkraften klarer å kompensere for den ugunstige effekten av reduserte materialegenskaper (strekkfasthet) og opprissing på grunn av AR, er derfor antagelig hovedforklaringen på spredningen i disse skjærforsøkene. Resultatene vil også være avhengige av armeringsmengde, forankring av armeringen, tverrsnittsdimensjoner, a/d forholdet, hvilken type reaktive tilslag som er benyttet og hvor mye prøvestykkene er ekspandert.

Institute of Structural Engineers (ISE) [2] oppsummerer flere undersøkelser frem til 1992. De skriver at det ikke er observert noen reduksjon i skjærkapasiteten for prøvestykker som har 0,2 % bøyler og at det er funnet en økning i kapasiteten på opp til 47 % i noen tester. Dette inkluderer også forsøk med små forankringslengder (3,4-Ø for hovedarmeringen). For prøvestykker uten bøyler er det vist til både økt kapasitet og redusert kapasitet på opptil 20 %. Den kjemiske forspenningen er beskrevet som årsaken til den økte kapasiteten. Det diskuteres imidlertid hvorvidt denne effekten holder seg, men at tester i [63] viser at minst 40 % av forspenningen er igjen etter 2 års lagring under tørre forhold. Det er derfor foreslått at skjærkapasiteten til en AR ekspandert betong kan bli estimert ved å ta hensyn til trykkspenningen fra forspenningen, men at materialegenskaper for den ekspanderte betongen bør benyttes. ISE beskriver også at undersøkelser som er gjort på gjennomlokking "punching shear" ikke viser noen reduksjon av kapasiteten for frie ekspansjoner < 6 %. Hvis ekspansjonen er større enn dette kan imidlertid dekket være delaminert og reduksjoner opp til 30 % kan forekomme. De skriver også at AR øker duktiliteten til "punching shear" brudd.

I senere tid er det også gjort undersøkelser av laboratorieekspanderte prøvestykker i både Danmark [5], Canada [9] og USA [15]. Både Bach et al. [5] og Bilodeau et al. [9] skriver at de får økt kapasitet. Felles for disse undersøkelsene var at prøvestykkene var usymmetrisk armerte med mer armering i under- enn i overkant og at de ikke hadde bøyler i skjærspennet. De får dermed antakelig en større ekspansjon i toppen enn i bunnen i lengderetningen, og mindre ekspansjon i lengderetningen enn i tverretningene. Ekspansjonsnivåene i lengderetningen for prøvene med AR var henholdsvis 0,4-0,8 og 0,7-2,5 %. I begge tilfellene fikk prøvene med AR ekspansjon økt skjærkapasitet, selv om materialegenskapene var redusert og det var høy skadegrad både i form av riss og fra DRI undersøkelser av bjelkene. Bilodeau et al. [9] fant liten forskjell på skjærkapasiteten til bjelker som var ekspandert 1,5 og 2,5 % selv om bjelken som hadde 2,5 % ekspansjon var støpt med en dårligere betongkvalitet. Kapasiteten ble likevel litt høyere for bjelken som var ekspandert 0,8 %. Reduksjonen av både spaltestrekk og trykkfasthet for denne bjelken var også noe mindre enn for en bjelke som hadde 1,5 % ekspansjon og som var støpt med samme betongkvalitet. Bach et al. [5] viser også at de AR ekspanderte bjelkene har større duktilitet og får mer opprissing før budd. Dette forklarer de ved at mikro/makro-opprissingen av bjelkene fra AR ekspansjonen gir en mer duktil betong som klarer å fordele spenningene i spesielt trykksonen bedre og derved også legge til rette for en mer effektiv buevirkning som sammen med forspenningseffekten bidrar til økt kapasitet. Aryan og Genturk [15] undersøkte også usymmetrisk armerte bjelker med lite skjærarmering (0,13 %). To av disse bjelkene ble lagret utendørs (i California) med kontinuerlig tilførsel av vann. Den ene bjelken fikk også ekstra tilførsel av alkalier og fikk på grunn av det også en høyere ekspansjon enn den andre (4 vs. 2 %). Bjelken med 2 % ekspansjon fikk ca. 6 % høyere kapasitet enn bjelken med 4 % ekspansjon. Bjelken med 4 % ekspansjon hadde også en noe

lavere trykkfasthet og stivhet. En ekspansjon på 4 ‰ gir imidlertid flytning i armeringen, og forspenningen når derfor etter hvert et "tak". En annen bjelke som ble lagret innendørs hadde en slutteksjon på ca. 2 ‰ og den fikk ca. samme skjærkapasitet som bjelken med 4 ‰ ekspansjon. Dette forklares ved at denne bjelken ikke fikk samme vanntilførsel og derfor en dårligere hydratasjon som førte til lavere trykkfasthet og stivhet. Virkningene av en høyere AR og dårligere betong kompenserte derfor for hverandre i disse forsøkene. Forskjellene er likevel så små mellom disse bjelkene at de ikke kan betraktes som signifikante.

Det er også gjort flere undersøkelser av elementer fra eksisterende konstruksjoner i Danmark [8, 10, 13], Nederland [6] og USA [7]. Slike forsøk gjøres ofte på konstruksjoner som skal rives. En hensikt ved slike undersøker er å se om de resultatene en finner i akselererte undersøkelser i laboratoriet også gjelder for konstruksjoner som har ekspandert ute over lang tid. Det er imidlertid flere utfordringer med slike undersøkelser. Blant annet er det vanskelig å bestemme ekspansjonen til prøvestykkene og dermed også størrelsen på den kjemiske forspenningen. Det er også vanskelig å ha direkte sammenlignbare referanser uten AR til prøvene, og en vurdering av kapasiteten må derfor som oftest basere seg på beregnede verdier. Betongen kan også være utsatt for andre typer skader som kan påvirke resultatene.

I undersøkelsen til Barbosa et al. [13] fikk de en indikasjon på ekspansjonsnivået ved at tøyningen i strekkarmeringen ble målt ved at det ble festet strekkklapper på armeringen i et åpent område før den ble kappet. Materialeegenskapene til betongen ble også testet fra utborede kjernepøver i ulike retninger. Undersøkelsen viste imidlertid at det ikke var noen direkte sammenheng mellom tøyningene i armeringen og mengden synlige AR riss og trykkfastheten til betongen fra det samme området. Trykkfastheten er imidlertid, som vist tidligere (i ulik litteratur og kapittel 5.2 og 5.3.1.), et dårlig mål på AR ekspansjonen. Prøvestykkene fikk en betydelig grad av opprissing, spesielt i retningen parallelt med strekkarmeringen (store makro-riss), og trykkfastheten til kjernene normalt på denne retningen (i fri retning) var reedusert med opp til 64 ‰. Resultatene fra skjærforsøkene tydet likevel på at forspenningseffekten fra armeringen delvis kompenserte for den store reduksjonen av trykkfastheten til de utborede prøvene i en fri retning og at skjærkapasiteten derfor ikke ble så lav som en kunne forvente ut fra dette og beregnet kapasitet fra EC2. Det ble også observert at skjærrissene åpnet seg saktere og at bruddene var mer duktile for bjelkene med AR. Disse skjærrissene kunne imidlertid være både konvekse (bue nedover) og konkave (bue oppover) ved at de fulgte momentrissene i starten og delvis de horisontale AR-rissene høyere oppe i steget. Det var også typisk for disse bjelkene at rissene etter hvert fulgte de horisontale rissene langs strekkarmeringen. Det ble også funnet en del armeringskorrosjon som bidro til økte rissvidder i bjelkene. De ulike bjelkene hadde også ulike a/d-forhold som påvirket resultatene ganske mye. Forskjellen mellom resultatene og beregnet kapasitet ble også mindre ved økende a/d. Forsøkene til både Deschenes [7] og Schmidt et al. [8] viser også økt kapasitet. Schmidt et al. [8] fikk en økning på ca. 30 ‰ sammenlignet med en uskadet bjelke med samme trykkfasthet som prøvene fra et uskadet område av den undersøkte brua. Hansen [14] bruker undersøkelsene i [8] i sin PhD-avhandling der formen på skjærrisset og betydningen av den anisotrope materialoppførselen til betongen er diskutert for AR ekspanderte plater. På bakgrunn av det ble det også utviklet en modell for å beregne skjærkapasiteten til platene.

Effekten av trykkraften fra ekspansjonen og nedbrytningen av materialegenskapene i ulike retninger på skjærkapasiteten og rissutviklingen ble også undersøkt av Uijil et al. [6], som testet bjelker uten skjærarmering som var saget fra to forskjellige flatdekke-bruer. Den gjennomsnittlige kapasiteten ble vurdert til å være ca. 75 % av beregnet skjærkapasitet for en tilsvarende uskadet betong. For å forsikre seg om at bjelkene skulle få skjærbrudd ble de forsterket med stålstrips ved strekkarmeringen langs hele bjelken. Denne forsterkningen gir imidlertid ikke noen forspenningseffekt av tverrsnittet. Alle bjelkene fikk stegskjærbrudd. Som tidligere nevnt i avsnitt 5.3 ble det også gjort en omfattende undersøkelse av trykk- og strekkfastheten både langsetter og på tvers av armeringen i denne undersøkelsen. De fikk her reduksjon i spaltestrekkfasthet på 10-20 %, mens en enaksiell strekktest ga reduksjoner på ca. 70 %. Siden armeringen ble antatt å ha en relativt liten initialtøyning, ble den lave og til dels retningsavhengige strekkfastheten til betongen antatt å være årsaken til den reduserte skjærkapasiteten.

6.2 Forsøksresultater

Hovedformålet med disse forsøkene var å undersøke effekten av AR-ekspansjon på skjærekapasiteten til tverrsnitt uten skjærarmering. Undersøkelsen ble gjort på bjelker og forsøksopplegget er tidligere beskrevet i avsnitt 3.3.

6.2.1 Material- og stivhetsverdier for bjelkene

Tabell 6-1 gir en oversikt over ekspansjonstilstand og antatte material- og stivhetsverdier som er benyttet for bjelkene videre i dette avsnittet. Armeringen i over- og underkant av bjelkene er vist i kolonne 3. Armeringen i underkant er den samme i alle bjelkene (3Ø20 mm). Armeringsforholdet, $\rho_L = A_s/b \cdot d$ blir da også det samme og lik $943/200 \cdot 260 = 0,0181$ eller 1,81 %. Ekspansjonen til bjelkene i lengderetningen (z-retningen) da de ble prøvd er vist i kolonne 4. Verdiene som er oppgitt er middel av alle målingene for de symmetrisk armerte bjelkene og middel, topp- og bunnverdiene, basert på regresjonslinjene i figur 4-7, for de usymmetrisk armerte bjelkene. Kolonne 5 viser tilhørende initiale trykkspenninger i betongen, σ_c , som tidligere er vist i tabell 4-2. Dette er middelspenningen (N/A_c) både for de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene. I tillegg er også spenningene i underkant av bjelkene vist for de usymmetrisk armerte bjelkene. Kolonne 6 og 7 viser midlere trykk- og strekkfasthet (spaltestrekk) for bjelkene. Disse verdiene er basert på kjernene som ble boret fra bjelkene etter at de var prøvd, se figur 5-23 og 5-26 og tabell C-1 og C-2 i Vedlegg C. Det er her valgt å benytte middelverdien til begge bjelkene ved samme termin da verdiene er ganske like unntatt for den usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin som har ca. 20 % lavere både trykk- og spaltestrekkfasthet på venstre, enn på høyre side, sett fra side B. Det er likevel valgt å benytte middelverdiene til begge bjelkene også i dette tilfellet. Disse kjernene ble boret i bjelkenes tverretning. I fortsettelsen er de imidlertid også antatt å gjelde for bjelkenes lengderetning hvor ekspansjonen er lavere, og reduksjonen av fastheten derfor også er forventet å være noe lavere. De siste kolonnene viser valgte E-moduler og tilhørende treghetsmoment for bjelkene i Stadium I og Stadium II.

I tillegg til de beregnede treghetsmomentene i Stadium I og Stadium II for ren bøyning er også tverrsnittsdataene bestemt for en tilstand med samtidig virkende aksialkraft i Stadium II. Denne tilstanden kan bestemmes ved først å sette på en fiktiv kraft (N') som fører spenningstilstanden til det armerte tverrsnittet tilbake til null, og så ved å uttrykke det samtidig virkende ytre momentet som en eksentrisitet ganger denne aksialkraften. Denne kraften kan beregnes ut fra ligning 6-9.

$$N' = N_c + (\sigma_{c,s1} \cdot A_{s,1} + \sigma_{c,s2} \cdot A_{s,2}) \cdot \eta \quad (6-9)$$

Hvor N_c er summen av kreftene i armeringen ved den initiale tøyningstilstanden til tverrsnittet fra ekspansjonen (som vist i Figur 4-9), og $\sigma_{c,s1}$ og $\sigma_{c,s2}$ er spenningen i betongen ved armeringen fra spenningsfordelingen til det rene betongtverrsnittet (uten armering) på grunn av ekspansjonen (vist i avsnitt 4.2 og Figur 4-9). A_{s1} og A_{s2} er armeringen i over- og underkant og $\eta = E_s/E_c$.

Denne kraften er derfor også lik den aksialkraften som må virke på det armerte tverrsnittet for at spenningstilstanden i betongen skal bli den samme som i det rene betongtverrsnittet på grunn

av ekspansjonen. Tverrsnittet forutsettes så videre å være risset slik at momentet til tverrsnittsspenningene om dette resultantpunktet for aksialkraften skal være null samtidig som summen av trykk- og strekkrefter skal være lik aksialkraften. Ved å anta en lineær elastisk materialoppførsel kan spenningen til betongen, σ_c , da uttrykkes. Dette gir to ligninger og to ukjente som kan løses med tanke på trykksonehøyden h_c for en valgt σ_c . Forskjellige tilstander hvor nøytralaksen flytter seg gradvis oppover i tverrsnittet etter hvert som det ytre momentet øker kan da beregnes. Fra denne tilstanden kan også tyngdepunktsaksen til det nye tverrsnittet (også kalt systemaksen) og stivheten bestemmes. Dette er gjort for alle bjelkene ved hvert lasttrinn, og resultatet fra disse beregningene er vist i Vedlegg E. Ut ifra randspenningen i betongen kan da også spenningen i strekkarmeringen bestemmes.

Tabell 6-1: Beskrivelse av ekspansjonsnivå, initiell trykkspenning og andre materialparametere og tverrsnittsdata benyttet i vurderingen av forsøksresultatene

Bjelke	Støp	Arm.	ϵ_{ASR} [%]	σ_c [MPa]	f_{cm} [MPa]	$f_{ct,sp}$ [MPa]	E-modul [MPa]	I_c (Std. I) [mm ⁴]	I_c (Std. II) [mm ⁴]
B20-S	1	3ø20 ok.	$\epsilon_m=0,04$	$\sigma_m=-0,26$	38,5	3,53	28000	$5,9 \cdot 10^8$	$2,58 \cdot 10^8$
		3ø20 uk.							
B20-U	1	2ø10 ok.	$\epsilon_t=0,175$	$\sigma_m=-0,08$	38,5	3,53	28000	$5,29 \cdot 10^8$	$2,44 \cdot 10^8$
			$\epsilon_m=0,074$						
		3ø20 uk.	$\epsilon_b=-0,027$						
B38-S-1	2	3ø20 ok.	$\epsilon_m=0,206$	$\sigma_m=1,34$	43,9	3,60	25000	$6,1 \cdot 10^8$	$2,82 \cdot 10^8$
		3ø20 uk.							
B38-U-1	2	2ø10 ok.	$\epsilon_t=0,722$	$\sigma_m=-1,19$	43,9	3,60	24000	$5,43 \cdot 10^8$	$2,71 \cdot 10^8$
			$\epsilon_m=0,456$						
		3ø20 uk.	$\epsilon_b=0,190$						
B38-S-2	3	3ø20 ok.	$\epsilon_m=0,386$	$\sigma_m=-2,5$	43,4	3,32	22000	$6,35 \cdot 10^8$	$3,13 \cdot 10^8$
		3ø20 uk.							
B38-U-2	3	2ø10 ok.	$\epsilon_t=0,974$	$\sigma_m=-1,54$	43,4	3,32	20000	$5,63 \cdot 10^8$	$3,08 \cdot 10^8$
			$\epsilon_m=0,605$						
		3ø20 uk.	$\epsilon_b=0,236$						
B38-S-3	4	3ø20 ok.	$\epsilon_m=0,449$	$\sigma_m=-2,91$	43,0	3,14	20000	$6,55 \cdot 10^8$	$3,39 \cdot 10^8$
		3ø20 uk.							
B38-U-3	4	2ø10 ok.	$\epsilon_t=1,694$	$\sigma_m=-2,14$	43,0	3,14	18000	$5,76 \cdot 10^8$	$3,32 \cdot 10^8$
			$\epsilon_m=0,956$						
		3ø20 uk.	$\epsilon_b=0,217$						

E-modulene i denne tabellen er basert på SDT testingen av kjernene fra referanseprismene ved hver termin og de målte tøyningene i det konstante moment området ved første lasttrinn ($P = 20$ kN) for bjelkene ved samme termin. Moment-krumnings relasjonen til bjelkene fra de målte tøyningene i midtsnittet er vist i Vedlegg F. Krumningsverdiene er bestemt fra tøyningsverdiene i høyde 250 (z_1) og 50 mm (z_3) fra bunnen av tverrsnittet. Det ble også forsøkt å bestemme krumningen ut fra nedbøyningsmålingene under hver punktlast og på midten, men de var ikke nøyaktige nok til at det gav fornuftige verdier ($\Delta_{ned} = \theta \cdot l^2/8$). På disse figurene er det også lagt inn referanselinjer for $E = 15$ -, 20 - og 30000 MPa, som gir en indikasjon på hva som er riktig E-modul. De fleste bjelkene er i Stadium I ved første lasttrinn. Unntaket er

referansebjelkene som får riss i løpet av første lasttrinn og derfor har en noe høyere stivhet enn det moment-krumnings relasjonen ved denne lasten (første lasttrinn) indikerer.

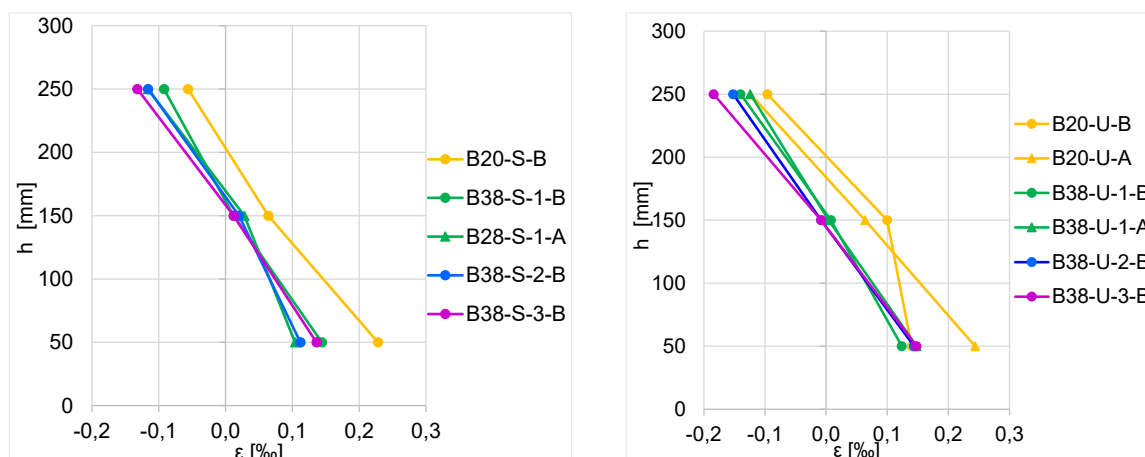
Det er derfor litt vanskeligere å bestemme E-modulen til referansebjelkene siden det heller ikke er noen referanseprismer til SDT testing knyttet til disse bjelkene. Denne verdien er likevel vurdert til å være ca. 28 000 MPa basert på følgende forhold. Prøvene testet for SDT fra referansestøtene K20-1 og K20-2 i Rapport 853 [16] viste en E-modul på ca. 30 000 MPa ved første pålasting. En beregning basert på trykkfastheten i henhold til tidligere NS 3473 [64], som er tilpasset norsk tilslag, gir en E-modul på $9500 \cdot (38,5)^{0,3} = 28\,000$ MPa, for $f_{cm} = 38,5$ MPa. Målingene på den ene siden til bjelke B20-U (Side B) gir også en krumning som tyder på en E-modul på ca. 28 000 MPa for 1. lasttrinn. Det området fikk derfor sannsynligvis ikke riss på dette trinnet. Det er også generelt valgt en litt lavere E-moduler for disse bjelkene enn det prøvene fra referanseprismene ved samme termin viser.

De gjennomsnittlige sekant E-modulene ved første pålasting ($E_{opp,1}$) fra SDT av prøvene i lengderetningen til referanseprismene er 26 300, 24 800 og 21 650 MPa ved 1., 2. og 3. termin. De valgte verdiene for bjelkene er 25 000, 22 000 og 20 000 ved 1., 2. og 3. termin for de symmetrisk armerte bjelkene og 24 000, 20 000 og 18 000 MPa for de usymmetrisk armerte bjelkene ved disse terminene. Dette er generelt noe lavere enn det prøvene fra referanseprismene viste og noe høyere enn de målingene på bjelkene ved 1. lasttrinn tydet på. Disse bjelkene fikk ikke riss og var i Stadium I under denne pålastingen. Argumentene for dette valget for de symmetrisk armerte bjelkene er en noe lavere belastningshastighet under bjelkeforsøkene enn for SDT prøvene og at de AR-ekspanderte bjelkene også kan ha en noe lavere E-modul på strekksiden enn på trykksiden under bøyning.

Det siste forholdet er blitt undersøkt litt nærmere ved å se på plasseringen av nøytralaksen på 1. lasttrinn (20 kN). For samme E-modul over hele tverrsnittet skal den være i midten for de symmetrisk armerte bjelkene og 9-12 mm under midten for E-moduler fra 24–18 000 MPa for de usymmetrisk armerte bjelkene. De målte tøyingsfordelingene over høyden for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene på dette lasttrinnet er vist på figur 6-12. Som en ser er tøyingsfordelingen ganske lineær over høyden, og ut fra disse verdiene er det også en tendens til at nøytralaksene ligger litt høyere enn de teoretiske for samme betongstivhet over hele tverrsnittet for begge bjelketypene. Denne effekten er litt tydeligere for de symmetrisk armerte enn for de usymmetrisk armerte bjelkene. Disse målingene er likevel ikke nøyaktige nok til at en kan si noe sikkert om plasseringen til nøytralaksen ved dette lasttrinnet, og det er også litt spesielt at målingene ved 3. termin gir den laveste plasseringen for begge bjelketypene. Mest tydelig er dette for de usymmetrisk armerte bjelkene, hvor både 2. og 3. termin ligger lavest. Det kan imidlertid tenkes at E-modulen på trykksiden etter hvert også er blitt så lav at nøytralaksen begynner å trekke seg nedover igjen.

Det er likevel ganske sannsynlig at E-modulen på trykk- og strekksiden til AR-ekspandert betong er noe forskjellig, og da den da også er noe lavere på strekk- enn på trykksiden til en bjelke som er utsatt for bøyning i første del av ekspansjonsforløpet. Det skal likevel noe til før dette merkes. Hvis en antar at E-modulen på trykksiden er 22 000 MPa og at E-modulen på strekksiden er 25 % lavere (16500 MPa), så vil det flytte nøytralaksen til ca. 9 mm over midten for de symmetrisk armerte bjelkene og til ca. midten (midt i bjelken) for de usymmetrisk

armerte bjelkene. Ut fra disse målingene er det også helt tydelig at referansebjelkene har fått riss på første lasttrinn.



a) Symmetrisk armerte bjelker

b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 6-12: Tøyningsfordeling ved 1. lasttrinn (20 kN) for bjelkene

6.2.2 Skjærriss- og bruddlast i skjærforsøkene

Tabell 6-2 viser skjærriss- og bruddlast for bjelkene. Risslastene ble observert under forsøkene og analysene fra DIC bekrefter også disse verdiene, selv om det kan være litt forskjell på de to sideflatene, se Vedlegg H. Side A på bjelkene ble benyttet til DIC, mens side B ble benyttet til tøyningsmålinger, bilder og registrering av riss. Det trenger ikke å være så lett å angi skrårisslasten, men i disse forsøkene utviklet skjærrissene seg ganske plutselig over en større lengde. I tillegg til riss- og bruddlastene er også de tilhørende skjærspenningene oppgitt i denne tabellen. De er bestemt som $\tau = V/b \cdot d$, hvor V er lasten, b er bredden (200 mm) og d er den effektive høyden (260 mm) til bjelkene. Disse verdiene er oppgitt for både venstre og høyre skjærspenn (sett fra side B). Det var bare bjelke B20-U som ikke fikk skjærriss på begge sider. Skjærrisslasten for den bjelken og for bjelke B20-S, der skjærrissene kom omtrent samtidig i begge spennene, er derfor satt like for begge spennene til disse bjelkene. V og H i disse kolonnene står for venstre og høyre skjærspenn sett fra side B til bjelken. Forholdet a/d er lik 3 for alle bjelkene.

Tabell 6-2: Skjærriss- (V_r) og skjærbruddlast (V_b) og tilhørende skjærspenninger fra skjærforsøkene til de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene

Bjelke	Skrårisslast, V_r [kN]		Bruddlast, V_b [kN]		$\tau_r = V_r/bd$ [MPa]		$\tau_b = V_b/bd$ [MPa]	
	V	H	V	H	V	H	V	H
B20-S	70	70	70	-	1,35	1,35	1,35	-
B20-U	65	65	65	-	1,25	1,25	1,25	-
B38-S-1	82,5	86	95	-	1,59	1,65	1,83	-
B38-U-1	79	77,5	87	-	1,52	1,49	1,67	-
B38-S-2	87	89,5	142,5	-	1,67	1,72	2,74	-
B38-U-2	80	69	-	100	1,54	1,33	-	1,92
B38-S-3	93	92	-	120	1,79	1,77	-	2,31
B38-U-3	89	85	-	140	1,71	1,63	-	2,69

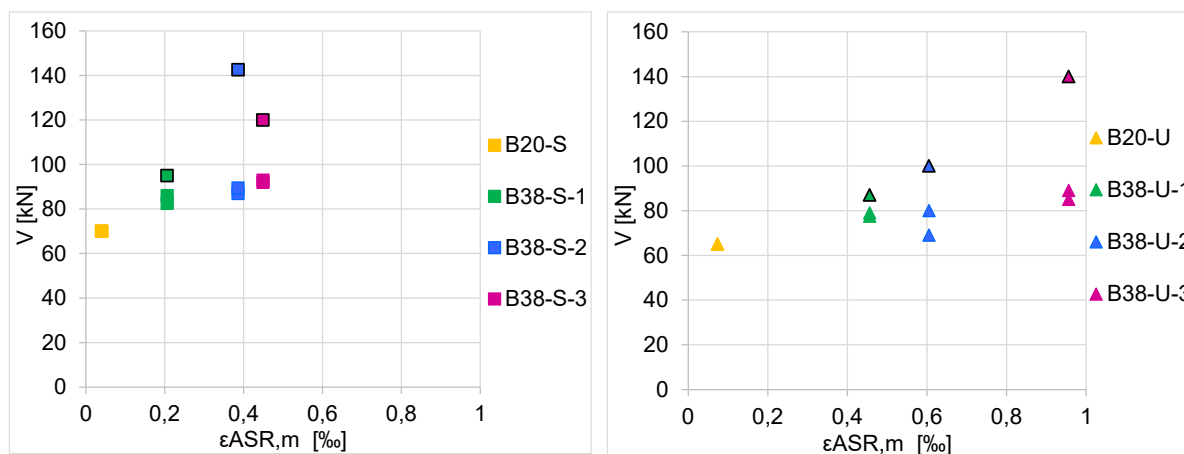
Tidligere ble skjærkapasiteten til et tverrsnitt med skjærarmering regnet som summen av et betong- og et bøylebidrag. I EC2 regnes denne kapasiteten nå som en ren armeringskapasitet med til dels valgfrie helninger på skjærrisset, selv om kapasiteten i virkeligheten består av et betong- og et armeringsbidrag helt til eventuelt i siste bruddfase. Uttrykket for skjærkapasiteten til tverrsnitt uten skjærarmering, som tidligere er diskutert i avsnitt 6.1.4, er likevel beholdt og benyttes for plater og bjelker med bare minimum bøylearmering og for kontroll av skjærkapasiteten til plater.

Betongbidraget i de tidligere uttrykkene for skjærkapasiteten er knyttet til skjærrisslasten i slike skjærforsøk som dette. Dette skyldes delvis at skjærrisslasten kan være lik bruddlasten i slike forsøk av bjelker uten bøyler, men også at en ikke kan regne med noe større bidrag fra betongen enn skjærrisslasten når en også skal regne med et bidrag fra armeringen. Når det tidligere ble regnet med et betongbidrag i kapasiteten til skjærarmerte tverrsnitt, så ble som oftest dette bidraget også redusert noe i forhold til den faktiske skjærrisslasten. Bruddlasten i slike forsøk som dette kan være en god del høyere. Skjærrisset får imidlertid som oftest en uakseptabel rissvidde under den videre belastningen fra skjærrisset til brudd. Selve bruddlasten avhenger også av en rekke andre forhold som om kreftene klarer å omfordele seg eller ikke, forankringen til lengdearmeringen og andre forhold som påvirker skjærkapasiteten og som tidligere er blitt diskutert i avsnitt 6.1

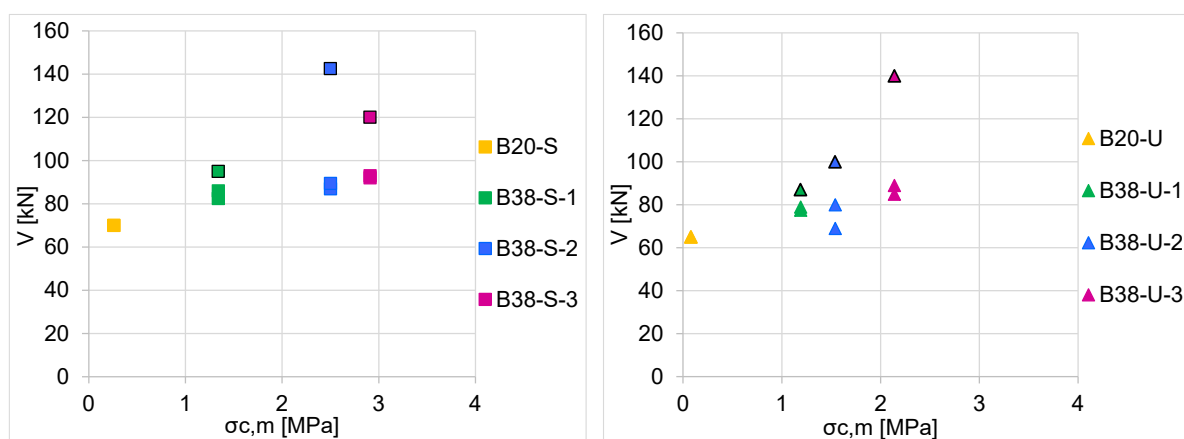
Det er derfor først og fremst skjærrisslastene fra disse forsøkene, som er ganske representative skjærkapasiteten til plater, som vil bli diskutert videre i denne rapporten.

I figur 6-13a) og b) er både skjærriss- og bruddlastene til de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene vist som funksjon av den midlere ekspansjonen til bjelkene. Referansebjelkene og bjelkene fra 1. 2. og 3. termin er vist med henholdsvis gule, grønne, blå og rosa punkter. De symmetrisk armerte bjelkene er vist med firkantete datapunkt og de usymmetrisk armerte bjelkene er vist med trekantede datapunkt. Punktene med svart kant er bruddlastene. Som figur 6-13 viser, så øker både skjærriss- og bruddlastene til begge bjelketypene med ekspansjonen.

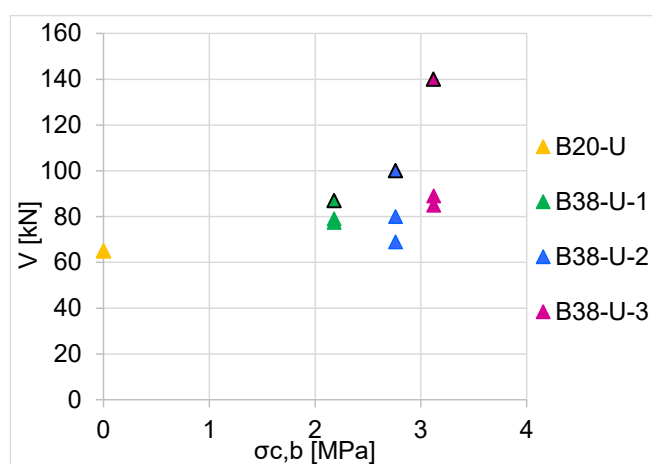
I figur 6-14a) og b) er de samme lastene for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene plottet mot middelspenningene i betongen fra ekspansjonen og i figur 6-14c) er de usymmetrisk armerte bjelkene også plottet mot randspenningen i bunnen av bjelkene. Betegnelsene for bjelkene er de samme som i figur 6-13. Som figuren viser øker også skjærriss- og bruddlastene med både økende trykkspenning i betongen og økende randspenning i underkant av de usymmetrisk armerte bjelkene. For referansebjelkene uten aksialkraft, er skjærriss- og bruddlastene like. Mens for de ekspanderte bjelkene øker forskjellen mellom skjærriss- og brudd med økt trykkspenning, med unntak av bjelke B38-S-3.



Figur 6-13: Skjærrisslaster og bruddlaster plottet mot midlere ekspansjon i lengderetning for bjelkene i denne undersøkelsen



b) Usymmetrisk armerte bjelker mot middelspenningen i betongen



Figur 6-14: Skjærrisslaster og bruddlaster mot middelspenningen i betongen og spenning i underkant for de usymmetrisk armerte bjelkene for bjelkene i denne undersøkelsen

6.2.3 Skjærkapasitet i henhold til gjeldende EC2 og forslaget til ny EC2

Dette avsnittet viser observerte og beregnede tillatte skjærspenninger for bjelkene etter gjeldende EC2, NS-EN-1992-1-1:2004 [35] og utkast til ny EC2, Fpr 1992-1-1 (Nov. 2022) [54], beskrevet i avsnitt 6.1.4. De observerte skjærspenningene (fra skjærrisslastene) er tidligere vist i tabell 6-2 for hver bjelke og hvert skjærspenn.

NS-EN-1992-1-1 (EC2)

Tabell 6-3 viser tillatte skjærspenninger etter gjeldende EC2, $\tau_{R,c}$. Dette uttrykket for skjærkapasiteten er tidligere gitt i ligning 6-1, og beregningene er gjort både med og uten leddet som tar hensyn til aksialspenningen ($k_l \cdot \sigma_{cp}$). De benyttede trykkfasthetene for bjelkene og trykkspenningene, som er lik de midlere fasthetene (f_{cm}) og middelspenningene i betongen fra ekspansjonen ($\sigma_{c,m}$) er vist i tabell 6-1. De andre størrelsene er like for alle bjelkene; $\rho_L = 0,018$, $k = 1,877$ og $k_l = 0,15$. Siden disse beregningene er ment til å vurdere dette uttrykkets evne til å beskrive kapasiteten til bjelkene, så settes trykkfastheten inn med sin middelvei og $C_{Rd,c}$ settes inn som $k_2 = 0,18$, som er en karakteristisk verdi for denne faktoren før materialfaktoren (γ_c) legges på ($0,18/1,5 = 0,12$). I de fire siste kolonnene er forholdet mellom skjærspenningen fra skjærrisslasten (τ_r) i begge skjærspennende (V og H) fra forsøkene og de beregnede skjærfasthetene ($\tau_{R,c}$) med og uten hensyn til trykkspenningen fra ekspansjonen vist. Som tabellen viser er forhåndstallene $< 1,0$ for alle bjelker når effekten fra aksialspenningen er tatt hensyn til, som vil si at de beregnede verdiene er større enn skjærrisslastene både for referansebjelkene og de ekspanderte bjelkene.

Tabell 6-3: Tillatte skjærspenninger ($\tau_{R,c}$) etter EC2 punkt 6.2.2(1) uten og med aksialkraftbidrag og sammenlignet med observerte skjærriss-spenninger (τ_r) fra forsøkene ($\tau_r/\tau_{R,c}$)

Bjelke	$\tau_{R,c}$ (u. σ_{cp}) [MPa]	$\sigma_{c,m}$ [MPa]	$\tau_{R,c}$ (m. σ_{cp}) [MPa]	$\tau_r = V_r/bd$ [MPa]		$\tau_r/\tau_{R,c}$ (u. σ_{cp})		$\tau_r/\tau_{R,c}$ (m. σ_{cp})	
				V	H	V	H	V	H
B20-S	1,39	0,26	1,43	1,35	1,35	0,97	0,97	0,94	0,94
B20-U	1,39	0,08	1,40	1,25	1,25	0,90	0,90	0,89	0,89
B38-S-1	1,45	1,34	1,65	1,59	1,65	1,09	1,14	0,96	1,00
B38-U-1	1,45	1,19	1,63	1,52	1,49	1,05	1,03	0,93	0,91
B38-S-2	1,45	2,50	1,82	1,67	1,72	1,16	1,19	0,92	0,94
B38-U-2	1,45	1,54	1,68	1,54	1,33	1,06	0,92	0,92	0,79
B38-S-3	1,44	2,91	1,88	1,79	1,77	1,24	1,23	0,95	0,94
B38-U-3	1,44	2,14	1,76	1,71	1,63	1,19	1,13	0,97	0,93

Fpr 1992-1-1 (Utkast til ny EC2)

Beregningene etter ny EC2, Fpr 1992-1-1 (Nov. 2022), i henhold til ligning 6-4, er vist i tabell 6-4 og 6-5. Uttrykket i ligning 6-4 beskriver imidlertid skjærfastheten bestemt som $V_{Rd,c}/bz$ istedenfor $V_{Rd,c}/bd$ som er slik både skjærspenningene fra forsøkene og beregningen etter nåværende EC2 er beregnet. Da z er definert som $0,9d$ blir derfor konstanten i ligning 6-4 justert fra 0,66 til 0,6 for å sammenligne dette uttrykket med gjeldende EC2 og skjærspenningene fra forsøkene ved skjærrisslastenen (τ_r) vist i tabell 6-2.

I denne beregningen kan bidraget til aksialkraften tas hensyn til på to måter; enten ved en justering av d via faktoren k_{vp} etter punkt 8.2.2(4), som vist i tabell 6-4, eller som en faktor k_l ganger den midlere trykkspenningen fra ekspansjonen, hvor k_l er avhengig av eksentrisiteten til aksialkraften etter punkt 8.2.2(5), som vist i tabell 6-5. Forholdet mellom fasthetene funnet fra de to ligningene er vist i tabell 6-5.

Tilsvarende som i beregningene etter gjeldende EC2 benyttes også her middelverdiene for trykkfastheten og trykkspenningene fra ekspansjonen. D_{lower} , som er D_{max} for tilslaget, er valgt til 16 mm slik at $d_{dg} = 16 + 16 = 32$ mm. Forholdet M_{Ed}/V_{Ed} er konstant lik $3 \cdot d$ i disse forsøkene. I beregningen av k_{vp} inngår både aksialkraften N_{Ed} og en opptredende skjærkraft, V_{Ed} . N_{Ed} settes her lik aksialkraften til det armerte tverrsnittet (N_{Ed}'), mens skjærkraften settes lik skjærrisslasten til de ulike bjelkene og skjærspennene, som er vist i tabell 6-2. De tillatte skjærspenningene med aksialkraft er derfor beregnet for begge skjærspennene til bjelkene etter denne metoden.

Etter den andre metoden hvor bidraget fra aksialkraften er $k_l \cdot \sigma_{cp}$, settes eksentrisiteten (e_p) til de usymmetrisk armerte bjelkene lik 44,0, 42,5 og 26,4 mm (mot strekksiden) ved 1., 2. og 3. termin ved beregning av k_l etter ligning 6-7, som vist i tabell 6-5. Disse eksentrisitetene er avstanden fra tyngdepunktsaksen til det armerte tverrsnittet i Stadium I til kraftsenteret for de kreftene som virker i armeringen når lasten settes på det armerte tverrsnittet. De er derfor litt forskjellige fra de eksentrisitetene som tidligere er vist i tabell 4-2 som gjelder for det rene betongtverrsnittet (uten armering) der både tyngdepunktsaksen og kraftsenteret er ca. 10 mm lenger oppe i tverrsnittet. For de symmetrisk armerte bjelkene er denne eksentrisiteten satt lik null.

De beregnede skjærfasthetene for disse bjelkene etter basisuttrykket i punkt 8.2.2(2) (uten aksialkraft) er litt lavere enn etter gjeldende EC2. Bidraget til skjærfastheten fra aksialkraften fra begge metodene fra denne standarden er også mindre enn i EC2. Som vist i tabell 6-4 og 6-5, blir dermed forholdet mellom skjærspenningene fra testene og de beregnede skjærfasthetene ($\tau_r/\tau_{R,c}$) større enn 1,0 for alle skjærspenn med unntak av høyre side av bjelke B38-U-2, i motsetning til tilsvarende verdier i tabell 6-3 for gjeldende EC2 som alle er mindre enn 1,0. I tabell 6-5 er også forholdet mellom de beregnede skjærfasthetene med bidrag fra aksialkraften etter punkt 8.2.2(5) og 8.2.2(4) vist. Da alle verdier er større enn 1,0, gir den alternative metoden fra punkt 8.2.2(5) (regnet med $k_l \cdot \sigma_{cm}$) det største bidraget for alle bjelkene.

Tabell 6-4: Tillatte skjærspenninger ($\tau_{R,c}$) etter ny EC2 punkt 8.2.2(2) uten og med bidrag fra aksialkraften (N_{Ed}') etter punkt 8.2.2(4) og sammenlignet med observerte skjærriss-spenninger (τ_r) fra forsøkene

Bjelke	$\tau_{R,c}$ (u. N_{Ed}') [MPa]	N_{Ed}' [kN]	k_{vp}		$\tau_{R,c}$ (m. N_{Ed}') [MPa]		$\tau_r/\tau_{R,c}$ (u. N_{Ed}')		$\tau_r/\tau_{R,c}$ (m. N_{Ed}')	
			V	H	V	H	V	H	V	H
B20-S	1,29	-18,5	0,97	0,97	1,30	1,30	1,04	1,04	1,03	1,03
B20-U	1,29	-4,7	0,99	0,99	1,29	1,29	0,97	0,97	0,97	0,97
B38-S-1	1,35	-97,8	0,87	0,87	1,41	1,41	1,18	1,23	1,12	1,17
B38-U-1	1,35	-85,5	0,88	0,88	1,41	1,41	1,13	1,11	1,08	1,06
B38-S-2	1,34	-188,4	0,76	0,77	1,47	1,47	1,25	1,28	1,14	1,17
B38-U-2	1,34	-114,7	0,84	0,82	1,42	1,44	1,15	0,99	1,08	0,92
B38-S-3	1,34	-224,0	0,73	0,73	1,48	1,49	1,34	1,32	1,21	1,19
B38-U-3	1,34	-158,2	0,80	0,79	1,44	1,44	1,28	1,22	1,19	1,13

Tabell 6-5: Tillatte skjærspenninger ($\tau_{R,c}$) etter ny EC2 punkt 8.2.2(2) når det er regnet med alternativ virkning av aksialkraften (regnet med $k_1 \sigma_{cm}$) etter punkt 8.2.2(5) sammenlignet med observerte skjærriss-spenninger (τ_r) fra forsøkene og skjærspenningene når virkningen fra aksialkraften er bestemt fra punkt 8.2.2(4)

Bjelke	e_p [mm]	k_1	$\tau_{R,c}$ (m. σ_{cm}) [MPa]	$\tau_r/\tau_{R,c}$ (m. σ_{cm})		$\tau_{Rd,c}$ (8.2.2(5))/ $\tau_{Rd,c}$ (8.2.2(4)) (m/ $\sigma_{c,m}$)	
				V	H	V	H
B20-S	-	0,071	1,31	1,03	1,03	1,00	1,00
B20-U	-	0,071	1,29	0,97	0,97	1,00	1,00
B38-S-1	-	0,071	1,44	1,10	1,15	1,02	1,02
B38-U-1	44	0,107	1,48	1,03	1,01	1,05	1,05
B38-S-2	-	0,071	1,52	1,10	1,13	1,03	1,04
B38-U-2	42,5	0,106	1,51	1,02	0,88	1,06	1,05
B38-S-3	-	0,071	1,54	1,16	1,15	1,04	1,04
B38-U-3	26,4	0,093	1,54	1,11	1,06	1,07	1,06

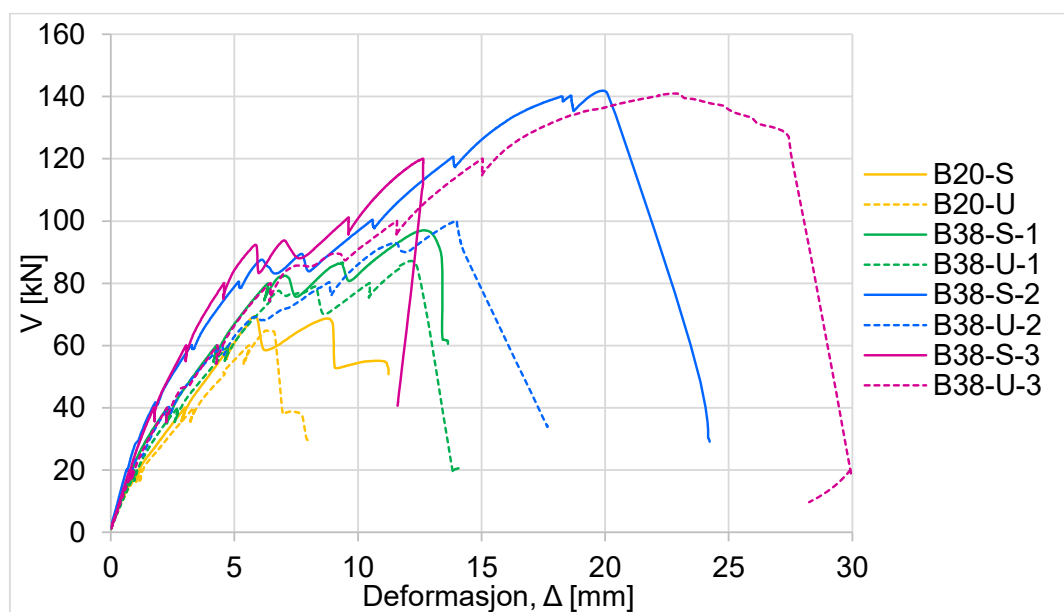
Som tidligere nevnt, skal opptredende skjærspenning etter ny EC2 beregnes som V_{Ed}/bz , der z settes lik $0,9d$. Ut fra tidligere diskusjoner i dette kapittelet er det imidlertid en ganske direkte relasjon mellom uttrykkene for "betongbidraget" i nåværende og ny EC2. Det er derfor naturlig at også de observerte skjærriss- eller skrårisslastene i disse forsøkene deles med den effektive høyden (d) og ikke indre momentarm (z). Generelt er den maksimale skjærspenningen lik $1,5V/b \cdot h$ i en elastisk tilstand. Den resulterende skjærkraften, basert på en parabelform, blir da $2/3 \cdot (1,5V/b \cdot h) \cdot b \cdot h = V$, som forventet. Den gjennomsnittlige opptredende skjærspenningen blir da $V/b \cdot h$. Hvis d i stedet benyttes og settes lik $0,9h$, blir den beregningsmessige opptredende skjærspenningen lik $1,1V/b \cdot h$. Videre, hvis z settes inn for d , så blir opptredende skjærspenning lik $1,23V/b \cdot h$, som er ca. 25 % mer enn den gjennomsnittlige skjærspenningen i elastisk tilstand. Dette er likevel ikke nok til å dekke den maksimale skjærspenningen

($1,5V/b \cdot h$). I forhold til stegskjærriss må derfor skjærspenningen bestemmes ut fra elastisitetsteori.

I Stadium II antas skjærspenningen å være parabelformet i trykksonen og så konstant ned til strekkarmeringen. For at en slik fordeling skal ha samme resultant, uten å overskride opptredende skjærspenning i området med konstant skjærspenning, må trykksonehøyden være null. Hvis den settes til $0,2d$, kan opptredende skjærspenning i konstantområdet løses ut fra følgende relasjon: $\tau_k \cdot 0,8d + (\tau_k \cdot 2/3) \cdot 0,2d = \tau_m \cdot d$, hvor τ_k er skjærspenningen i konstant skjærspenningsområdet og $\tau_m = V/b \cdot d$. Denne relasjonen gir $\tau_k = 1,07\tau_m$. Hvis trykksonehøyden settes til $0,3d$, blir $\tau_k = 1,11\tau_m$ som er det samme som en får ved å erstatte d med $z = 0,9d$ når opptredende skjærspenning bestemmes. På denne måten dimensjonerer en derfor for å dekke skjærspenningen i konstant skjærspenningsområdet hvis skjæruttrykket og forsøksresultatene er relatert til d ($\tau_m = V/b \cdot d$). Dette forholdet skal imidlertid allerede være ivarettatt siden det også er en forhøyet skjærspenning i forhold til τ_m i dette området (ved nøytralaksen) også i forsøkene. Hvilken høyde skjærspenningene skal relateres til kan velges, men det mest naturlige er d og denne verdien bør også være den samme for både belastning og kapasitet.

6.2.4 Nedbøyningsmålinger

Last/forskyvningskurver fra LVDT målingene midt under bjelkene er vist i figur 6-15 og 6-16. Figur 6-15 viser kurvene til alle bjelkene i samme figur, og i figur 6-16a) og b) er de samme kurvene vist separat for de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene. I Figur 6-15 er de symmetrisk armerte bjelkene vist med heltrukne kurver og de usymmetrisk armerte bjelkene med stiplede kurver. Tilsvarende som tidligere er bjelkene fra 1., 2. og 3. termin vist med henholdsvis grønne, blå og rosa kurver, mens referansebjelkene er vist med gule kurver.



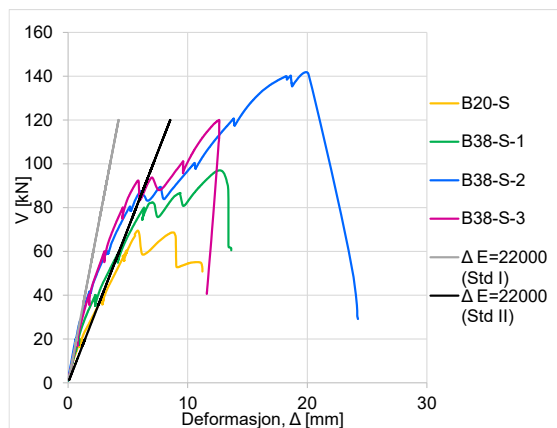
Figur 6-15: Last/forskyvningskurver for alle bjelkene fra LVDT målingen midt under bjelkene

Opp til det første skjærrisset, er det først og fremst krumningen fra momentet som gir nedbøyningen. Skjærrisslasten vises som en spiss med en påfølgende reduksjon av lasten og økning av deformasjonen før lasten eventuelt bygger seg opp til en ny tilsvarende spiss ved den andre skjærrisslasten (i det andre skjærspennet). Etter at skjærrissene har utviklet seg flater

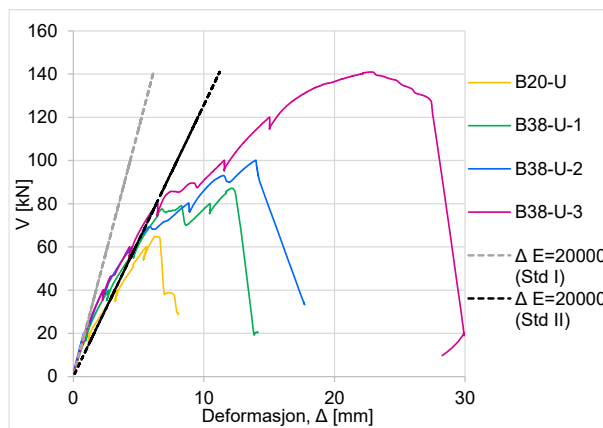
kurvene mer ut, fordi skjærdeformasjonen i skjærspennene da etter hvert også bidrar ganske mye til deformasjonen. Den videre utviklingen er litt tilfeldig og er avhengig av om bjelken klarer å omfordele lasten og øke kapasiteten etter at den har fått skjærriss eller ikke. Den delen av kurvene (over skjærrisslastene) er derfor ikke så interessant i vårt tilfelle. Fallet i last og økningen i deformasjonen ved hvert lastnivå (lasttrinn på 20 kN) er fordi en stopper en stund for å ta bilder, måle tøyninger og tegne riss.

Skjærrisslastene er generelt noe høyere for de symmetrisk armerte bjelkene enn for de usymmetrisk armerte bjelkene, som tidligere vist. Stivheten opp til det første skjærrisset øker også med ekspansjonen for begge bjelketypene. Den er lavest for referansebjelkene og høyest for bjelkene ved 2. og 3. termin. De symmetrisk armerte bjelkene er også noe stivere enn de usymmetrisk armerte bjelkene ved samme termin. Dette kan forklares ved at de symmetrisk armerte bjelkene har mer armering i toppen (like mye som i bunnen) og at de på grunn av det også har en større initiell trykkspenning fra ekspansjonen.

I figur 6-16a) og b) er det også lagt inn linjer for nedbøyningen på midten fra momentet i Stadium I og Stadium II. For en belastning med en punktlast i 1/3-dels punktene er den $23Pl^3/648EI$ (det er da sett bort fra effekten av utstikkene på 0,3 m i hver ende). Stivhetene er regnet for rent moment i Stadium II og det er regnet med en E-modul på 22 000 MPa for de symmetrisk armerte bjelkene og på 20 000 MPa for de usymmetrisk armerte bjelkene. Som en ser ligger kurvene mellom disse linjene opp til skjærrisslastene, da skjærdeformasjonen på hver side også begynner å bli ganske stor. Vi ser også at de usymmetrisk armerte bjelkene nærmer seg tidligere til Stadium II nedbøyningen enn de symmetrisk armerte bjelkene.



a) Symmetrisk armerte bjelker

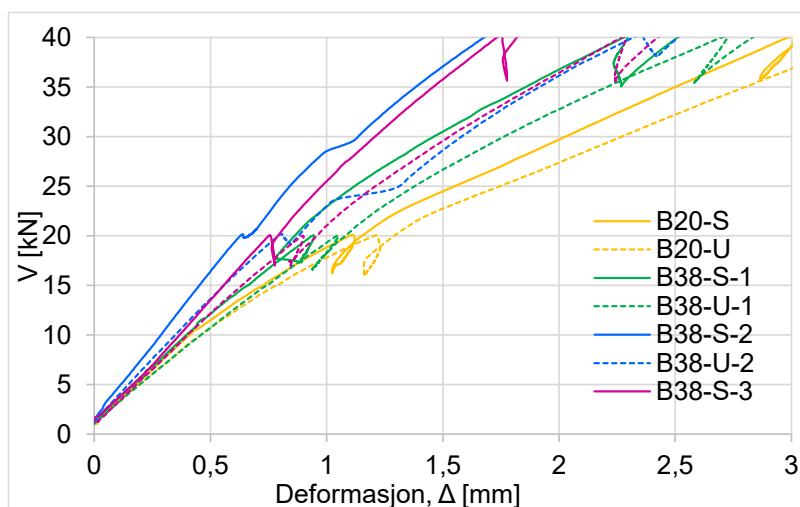


b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 6-16: Last/forskyvningskurver fra LVDT målingen midt under bjelkene for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene hver for seg

Figur 6-17 viser det samme last-forskyvnings bildet for alle bjelkene opp til 40 kN i en større målestokk. En ser da at B38-S-2 bjelken skiller seg ut med en høyere stivhet i starten. Ekstensometermålingene i midtsnittet viser imidlertid ikke at den er stivere enn de andre bjelkene helt i starten før det blir riss (egentlig litt lavere på grunn av redusert E-modul, se tabell 6-1). Det er derfor sannsynlig at det er en liten feil ved denne målingen helt i starten. Lineariteten til kurvene i starten gir også en indikasjon på når bjelkene begynner å risse i konstant moment området, ved at de da begynner å bøye noe av. Denne delen av kurvene er derfor benyttet til å bestemme risslasten til bjelkene i konstant moment området sammen med

visuelle observasjoner på bjelkene. Som figur 6-17 viser kommer risslastene ved en høyere last med økende ekspansjon på grunn av den samtidig økende trykkspenningen i underkant av bjelkene. Risslastene blir nærmere diskutert i neste avsnitt.



Figur 6-17: Last/forskyvningskurver opp til 40 kN for alle bjelkene fra LVDT målingen midt under bjelkene

6.2.5 Risslaster i midtsnittet

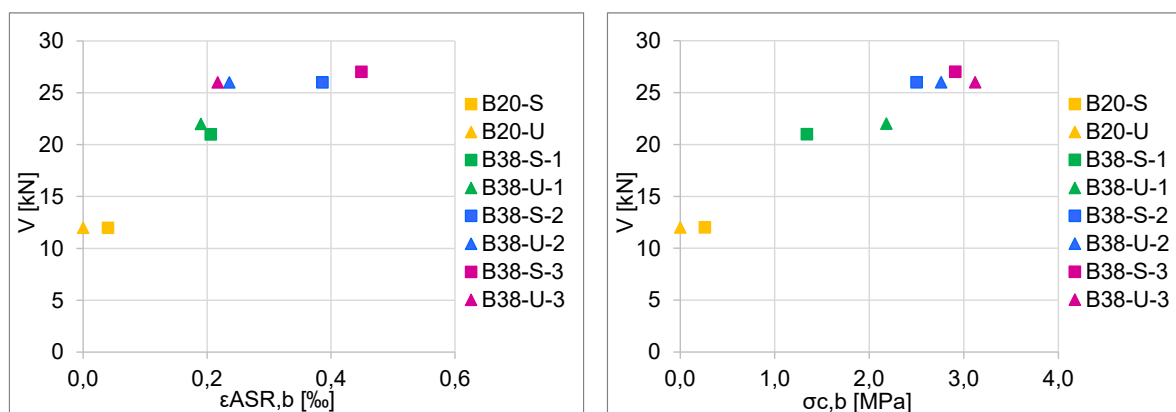
Trykkspenningen i betongen til de ekspanderte bjelkene gjør at de kan belastes noe før betongen (i underkant) kommer i strekk. Det er imidlertid sannsynlig at strekkfastheten til betongen er blitt noe redusert pga. ekspansjonen. Prøvingen av spaltestrekkfastheten viste en reduksjon på ca. 20 % for de mest ekspanderte bjelkene etter at skjærforsøkene var ferdige. Som diskutert i avsnitt 5.3.2 er det imidlertid sannsynlig at den aksielle strekkfastheten blir mer redusert på grunn av AR-ekspansjonen da den i større grad er styrt av fastheten i det svakeste punktet i prøven enn spaltestrekkfastheten som mer er et uttrykk for gjennomsnittsfastheten til snittflaten.

Det var vanskelig å bestemme den nøyaktige risslasten (V_c) til disse bjelkene. Det var også vanskelig å se rissene siden det er så mye armering i underkant av bjelkene. Det var heller ikke tillatt å stå helt inntil bjelken under forsøkene og de visuelle registreringene av rissene ble derfor i stor grad gjort på 1. og 2. lasttrinn som var 20 og 40 kN. Det ble derfor også forsøkt å bestemme risslasten ut fra de last/forskyvnings kurvene som er vist i figurene 6-15, 6-16 og 6-17. Dette ble gjort ved at det ble lagt inn "tangenter" til kurven for nedbøyningen på midten for å se når den begynte å avvike fra lineariteten sin. Det ble også forsøkt å se på delta nedbøyningen i konstant moment området til bjelkene, men den viste seg å være for unøyaktig til at en fikk noe ut av den. Risslastene ble derfor hovedsakelig bestemt som den lasten hvor last/forskyvnings kurven for nedbøyningen på midten begynte å få et litt mer krumt forløp. De estimerte risslastene for bjelkene ut fra disse betraktningene av nedbøyningskurvene er vist i tabell 6-6.

Tabell 6-6: Risslaster (V_c) i midtsnittet bestemt ut fra last-forskyvnings kurven for nedbøyningen på midten av bjelkene

	Risslast, V_c	
	S	U
B20	12	12
B38-1	21	22
B38-2	26	26
B38-3	27	26

I figur 6-18 a) er risslastene i tabell 6-6 plottet mot ekspansjonen i underkant av bjelkene og i b) mot den gjennomsnittlige trykkspenningen i betongen i underkant av bjelkene. Merkingen av de ulike bjelkene er lik som i figur 6-13 og 6-14. De symmetrisk armerte bjelkene har en antatt konstant trykkspenning over hele tverrsnittet, som gitt i tabellene 4-2 og 6-1, mens de usymmetrisk armerte bjelkene har størst trykkspenning i underkant, som vist i figur 4-10 og tabell 6-1. Figur 6-18 viser at risslasten øker både med ekspansjonen og trykkspenningen, men at den øker mer jevnt med trykkspenningen. Det kan tyde på at det er både en positiv og en negativ effekt av ekspansjonen på risslasten. En positiv på grunn av at belastningen starter fra en trykkspenning og en negativ på grunn av at strekkfastheten avtar med ekspansjonen. Det første forholdet ser likevel ut til å ha størst effekt.



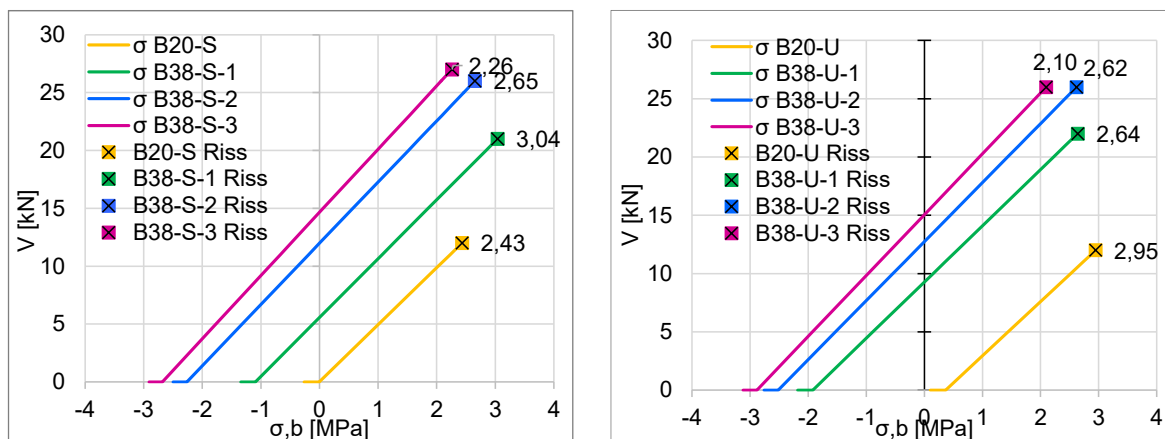
a) Bjelkenes risslaster (V_c) plottet mot målt ekspansjon i underkant av bjelkene

b) Bjelkenes risslaster (V_c) plottet mot trykkspenningen i underkant av bjelkene fra ekspansjonen

Figur 6-18: Bjelkenes risslaster (V_c) i konstant moment området plottet mot målt ekspansjon og trykkspenningen i underkant av bjelkene fra ekspansjonen

Utviklingen til spenningen i underkant av bjelkene er videre plottet mot påført last (V) fra utgangsspenningen til hver bjelke og opp til risslasten i figur 6-19a) og b) for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene. Fargen på linjene er her de samme som på punktene i figur 6-18. Virkningen av egenlasten er tatt med som en startspenning ved 0 kN (horisontal linje) fra et moment på ca. 1,0 kNm (tilsvarende en punktlast på $1/0,8 = 1,3$ kN). Lasten ved null spenning i underkant av bjelkene tilsvarer lasten som gir dekompresjonsmomentet, M_0 , og det er den videre belastningen forbi den lasten som gir strekk i betongen. Utrykket for M_0 og tilhørende V_0 er gitt i avsnitt 6.1.4. Riss-spenningen til bjelkene er når hver linje når risslasten. Dette punktet er markert med en firkantet med et kryss i enden på hver linje. De tilhørende spenningene er bøyestrekfastheten ($f_{ct,fl}$) til bjelkene som er angitt ved hvert punkt. Vi ser da

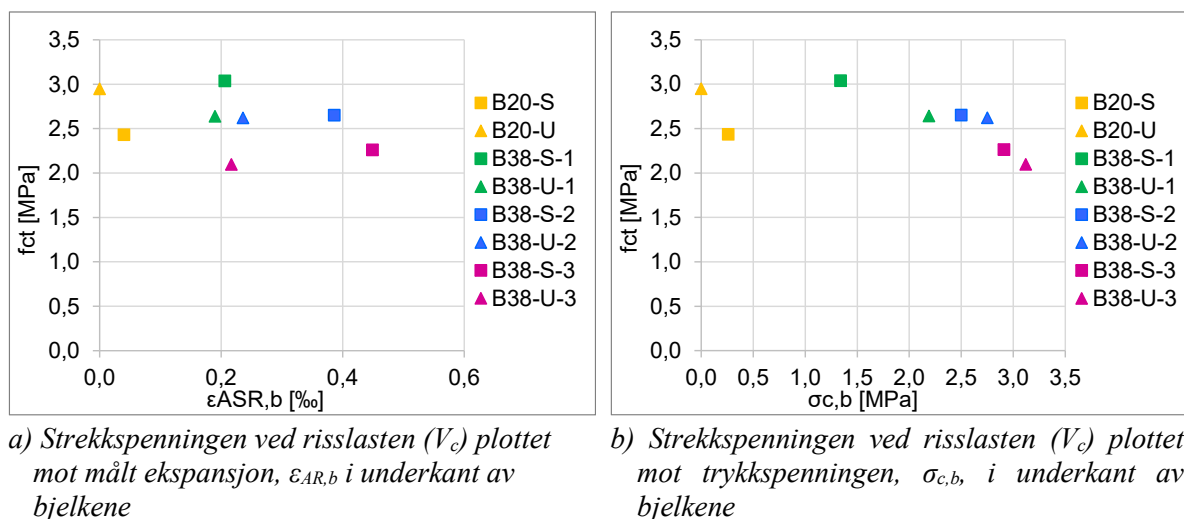
at bøyestrekkefastheten til de ekspanderte bjelkene er omtrent den samme som for referansebjelkene, men med en tendens til at den avtar noe med ekspansjonen til bjelkene (lavest for B38-S-3 og B38-U-3), og kanskje spesielt for de usymmetrisk armerte bjelkene.



Figur 6-19: Spenningsutviklingen i midtsnittet fra nulltilstanden, som er trykkspenningene fra AR-ekspansjonen, til risslasten (V_c) for bjelkene i denne undersøkelsen

I figur 6-20a) og b) er disse bøyestrekkefasthetene plottet mot ekspansjonen og trykkspenningen i underkant av bjelkene. Det er en ganske stor spredning i verdiene når de plottes mot ekspansjonen i underkant av bjelkene. B38-S-1 er høy og B38-U-3 er spesielt lav. B38-S-3 er imidlertid også ganske lav, slik at det er en tendens til at riss-spenningen avtar noe med ekspansjonen, spesielt for de symmetrisk armerte bjelkene. De usymmetrisk armerte bjelkene har en noe større midlere ekspansjon i lengderetning, som også kan påvirke resultatene noe. Bjelkene med størst ekspansjon i lengderetningen har også en større ekspansjon på tvers, spesielt gjelder dette bjelke B38-U-3 (> 3 ‰), som også er forventet å kunne påvirke risslasten noe. Når verdiene plottes mot trykkspenningen i underkant av bjelkene, er det derimot en ganske tydelig tendens til at riss-spenningen avtar med økende initiell trykkspenning. Dette er som forventet siden bjelkene med størst trykkspenning også er de som har størst ekspansjon. En betong som har vært i trykk vil også ha indre spenninger når den avlastes (trykk i tilslaget og strekk i pastaen) som gjør at den kan få en noe lavere strekkfasthet når den etterpå belastes på strekk.

Det er også en viss usikkerhet knyttet til de antatte risslastene som vil kunne påvirke dette bildet en del.



Figur 6-20: Strekkspenningen ved initieringen av bøyerrissene midt på bjelkene plottet mot målt ekspansjon og trykkspenning i underkant av bjelkene

6.2.6 Tøyningsmålinger i midtsnittet

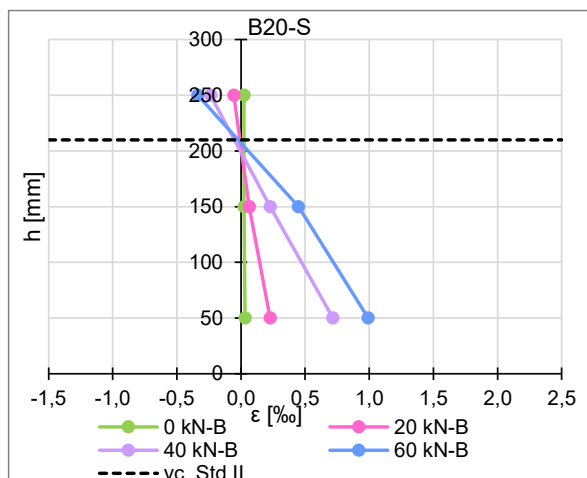
Tabell G-1 i vedlegg G viser tøyningene fra alle ekstensometermålingene på hvert lastnivå (trinn på 20 kN) under forsøkene. Angivelsen av målelinjene og områdene det ble målt på er vist i figur 3-4 og 3-5. Det ble bare målt i lengderetningen (z-retning) under forsøkene. For referansebjelkene og bjelkene ved 1. termin ble det målt både på side A og side B i midtsnittet, mens det bare ble målt på side B i skjærspennene og i midtsnittet til de andre bjelkene. Dette var for å unngå at målingene forstyrret DIC analysene på side A. Der hvor det er målt på begge sider er det middelverdiene av de to sidene som er vist på disse figurene.

Figur 6-21a) til h) viser resultatene fra tøyningsmålingen i midtsnittet (konstant moment området) for de ulike bjelkene. Dette er tøyningene fra belastningen under forsøkene og uten de initielle tøyningene fra AR ekspansjonen. Hver "linje" i disse figurene er for målingene på hvert lasttrinn. Der det står B i betegnelse på disse figurene det målt bare på side B (måleverdiene er vist for område II i Tabell G-1).

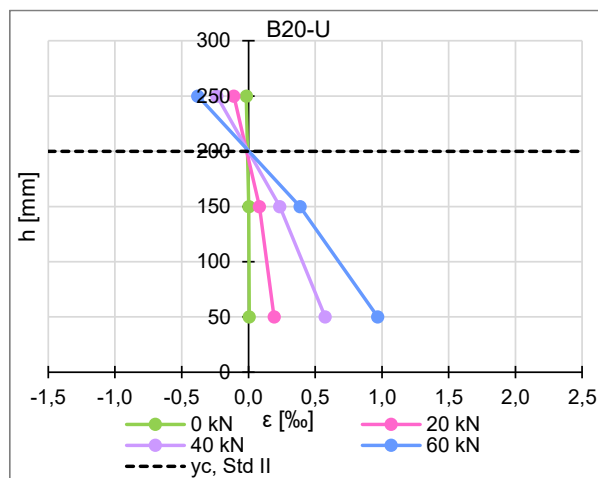
På disse figurene er også nøytralaksen for ren bøyning i Stadium II lagt inn som en referanse. I denne beregningen av nøytralaksen er det tatt hensyn til de antatte forskjellige E-modulene for betongen i bjelkene (vist i tabell 6-1). Disse linjene er likevel bare korrekte for referansebjelkene som ikke har aksialkraft. For de andre bjelkene, som har aksialkraft, ser en at nøytralaksen fra målingene ligger under disse linjene.

Beregnet plassering av nøytralaksen stemmer bra med den observerte for referansebjelkene, spesielt for den usymmetrisk armerte bjelken. Det er forventet at de observerte nøytralaksene skal ligge litt under den beregnede også for disse bjelkene siden de bare er i en tilnærmet ren Stadium II tilstand i selve rissene, som gjør at gjennomsnittstøyningen på strekksiden forventes å være noe mindre enn det beregningen forutsetter. Dette er likevel ikke helt sikkert siden de målte tøyningene vil avhenge av plasseringen til rissene i forhold til målepunktene. Hvis det er riss rett på innsiden av målepunktene, så er det forventet at målingene gir for store tøyninger og hvis de er rett på utsiden av målepunktene så vil de gi for små tøyninger. Disse målingene påvirkes derfor noe av rissenes plassering. Likevel ser en at tøyningsfordelingene er ganske

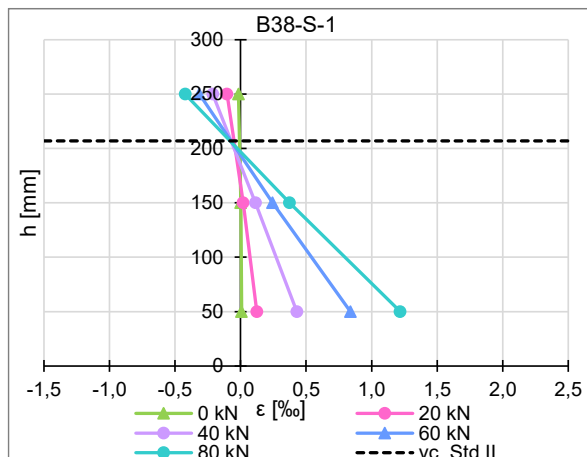
lineære, noe som tyder på at de likevel er ganske representative for tøyningstilstanden. Spesielt gjelder dette for bjelkene ved 2. og 3. termin som har en ganske jevn tøyningøkning for hvert lasttrinn.



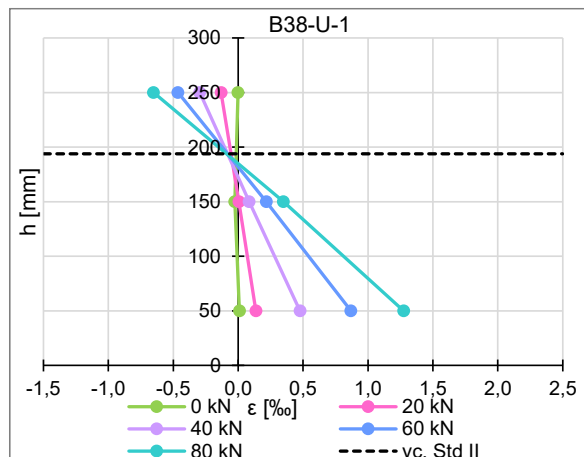
a) Bjelke B20-S ($y_c = 210$ mm fra bunn))



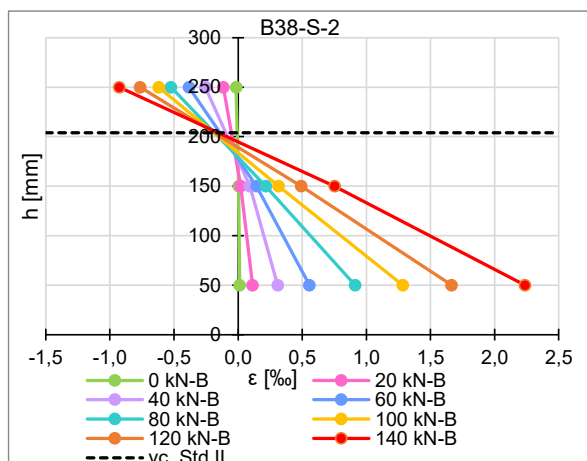
b) Bjelke B20-U ($y_c = 200$ mm fra bunn)



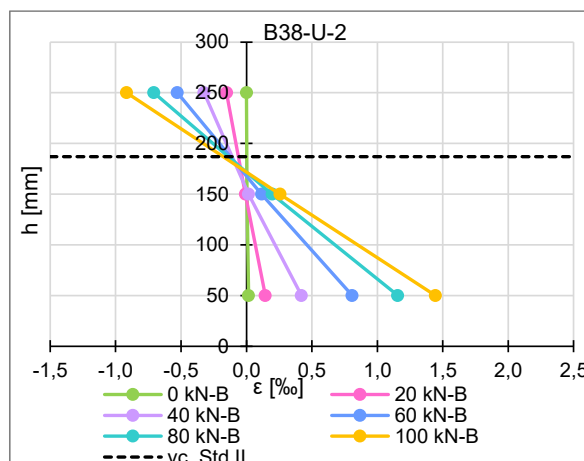
c) Bjelke B38-S-1 ($y_c = 207$ mm fra bunn)



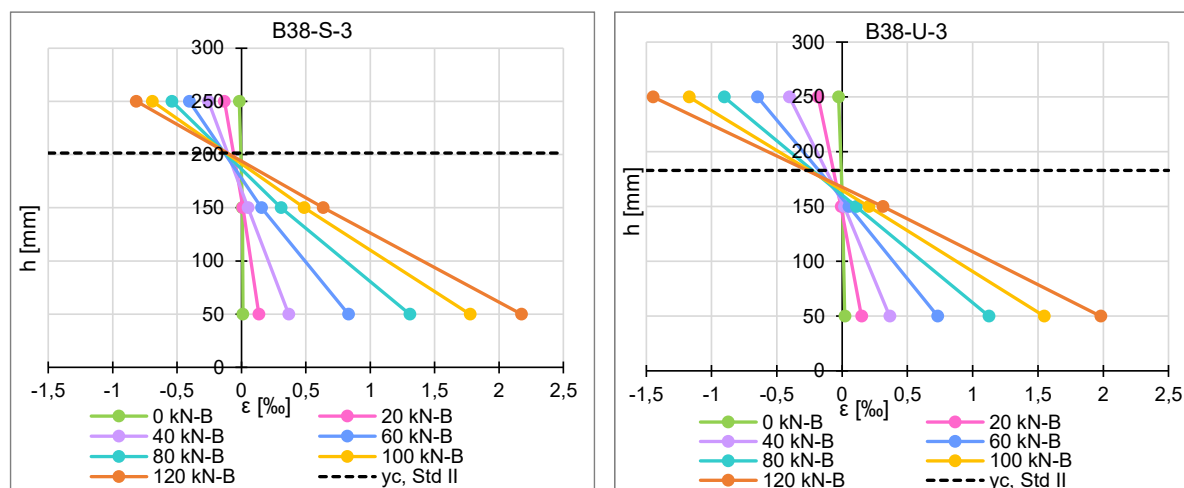
d) Bjelke B38-U-1 ($y_c = 194$ mm fra bunn)



e) Bjelke B38-S-2 ($y_c = 204$ mm fra bunn)

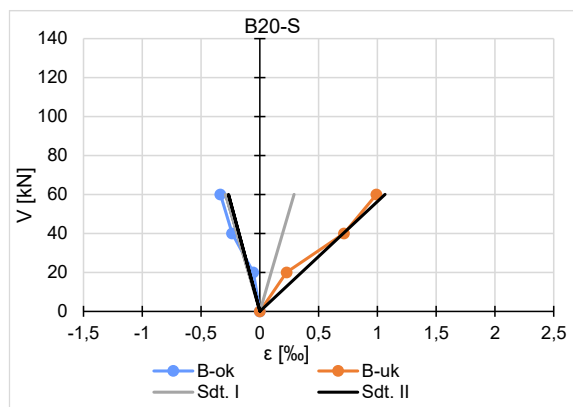


f) Bjelke B38-U-2 ($y_c = 187$ mm fra bunn)

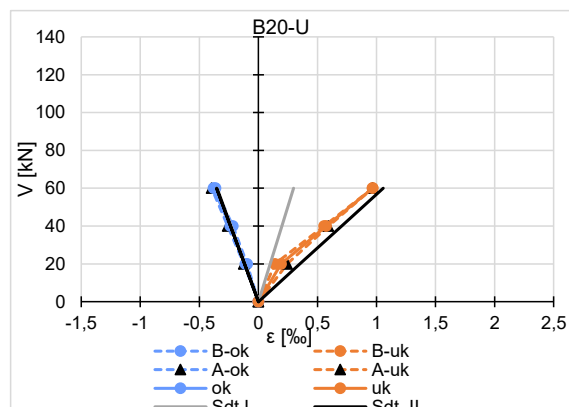
g) Bjelke B38-S-3 ($y_c = 201,5$ mm fra bunn)h) Bjelke B38-U-3 ($y_c = 183$ mm fra bunn)

Figur 6-21: Tøyningsverdier over høyden i midtsnittet til bjelkene for hvert lasttrinn på 20 kN for bjelker i midtsnittet

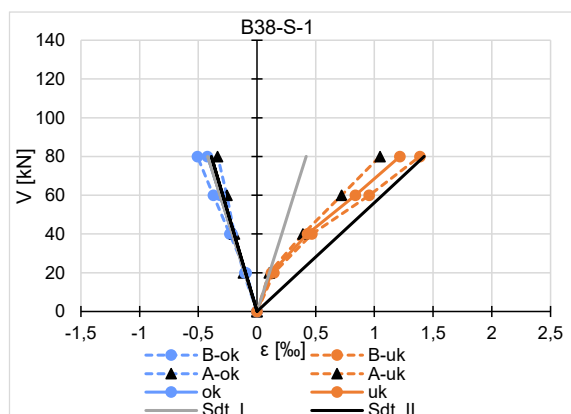
Figur 6-22a) til f) viser de samme tøyningsverdiene fra målingene i over og underkant i midtsnittet til bjelkene (z_1 og z_3) plottet mot kraften for de ulike lastnivåene. Målingene i over- og underkant er vist som henholdsvis blå og oransje kurver. Punktene angir her også lastnivåene. For bjelkene som ble målt på både side A og B er begge målingene vist med stiplede linjer med henholdsvis trekantet og sirkulær markør, mens gjennomsnittet for begge sider er vist som heltrukne linjer med sirkulær markør. I disse figurene er også den beregnede tøyningen i stadium I og stadium II i samme høyde som målingene vist som henholdsvis grå og svarte linjer. Disse tøyningene (linjene) er beregnet for de antatte E-modulene til betongen i bjelkene i tabell 6-1.



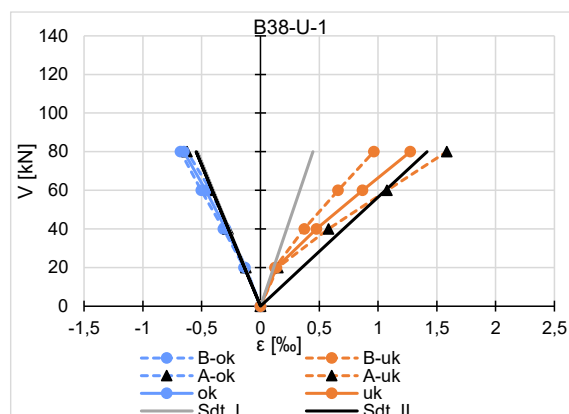
a) Bjelke B20-S



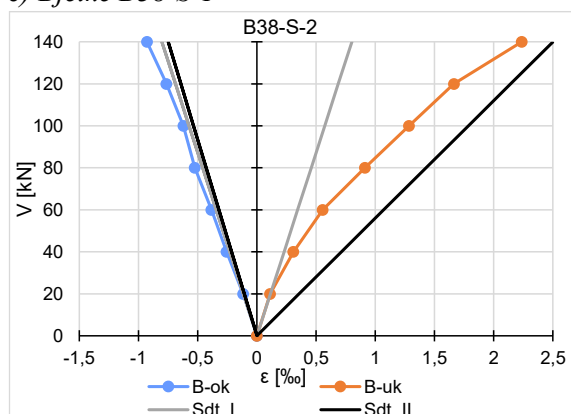
b) Bjelke B20-U



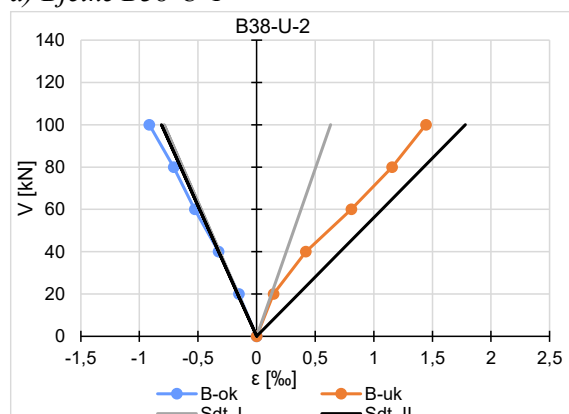
c) Bjelke B38-S-1



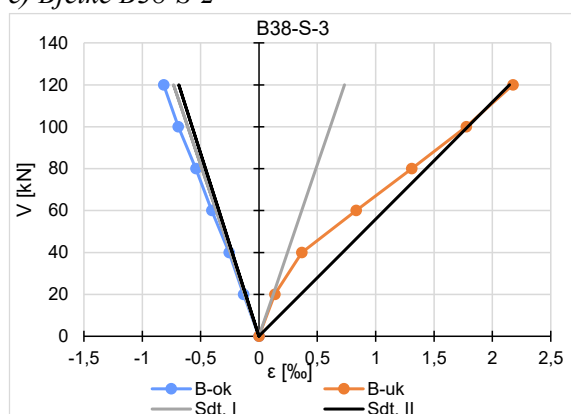
d) Bjelke B38-U-1



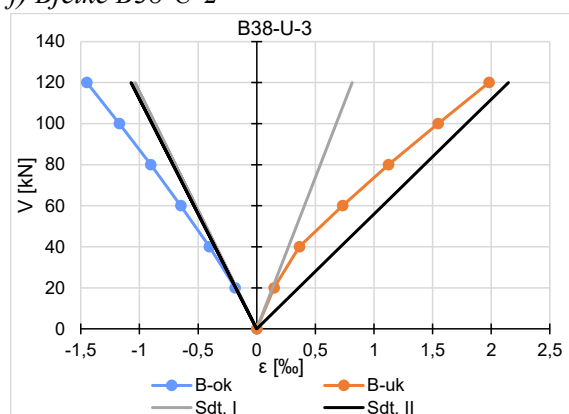
e) Bjelke B38-S-2



f) Bjelke B38-U-2



g) Bjelke B38-S-3



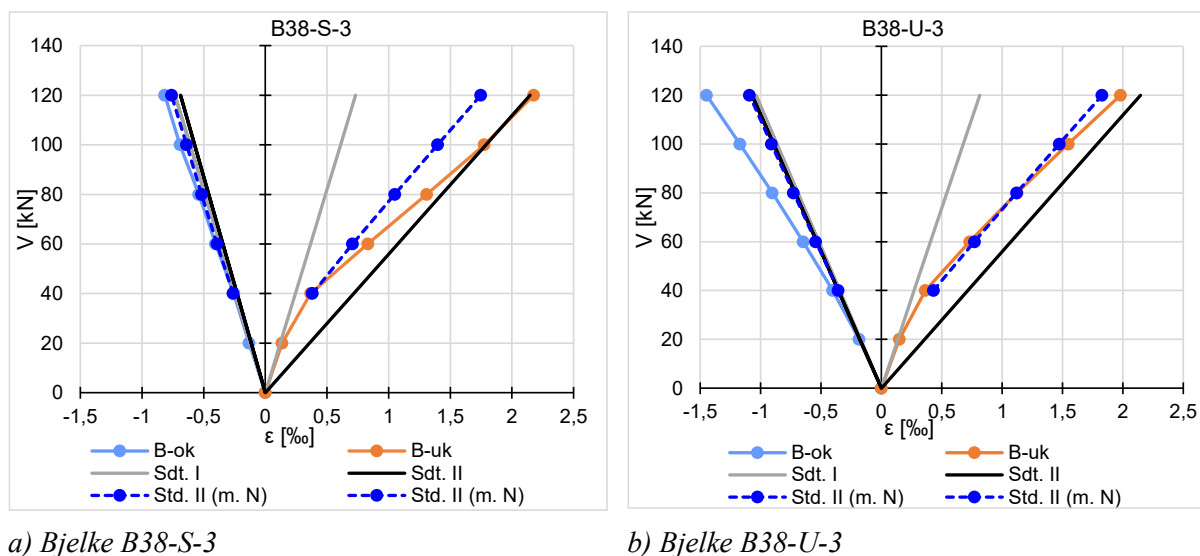
h) Bjelke B38-U-3

Figur 6-22: Målte tøyninger i over- (blå kurve) og underkant (oransje kurve) plottet mot last og sammenlignet med beregnede tøyninger i stadium I (grå linje) og Stadium II (svart linje)

Som en ser fra figur 6-22 så stemmer de målte tøyningene godt med Stadium I tøyningene på første lasttrinn unntatt for referansebjelkene som hadde fått riss på dette lasttrinnet (20 kN). Videre oppover følger også referansebjelkene Stadium II linjene ganske godt, mens de ekspanderte bjelkene (med aksialkraft) har noe mindre tøyninger enn disse linjene på strekksiden og noe større på trykksiden. Dette kan delvis forklares ved at nøytralaksen er lavere i disse bjelkene med aksialkraft enn i Stadium II antakelsen for ren bøyning.

Figur 6-23a) og b) viser de samme tøyningsverdiene som i figur 6-22g) og h) for den symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin. I disse figurene, er også den beregnede tøyningen i Stadium II med aksialkraft vist som en blå stiplet linje. Siden nullmålingene for bjelkene ble gjort rette før skjærforsøkene er ikke de initielle tøyningene på

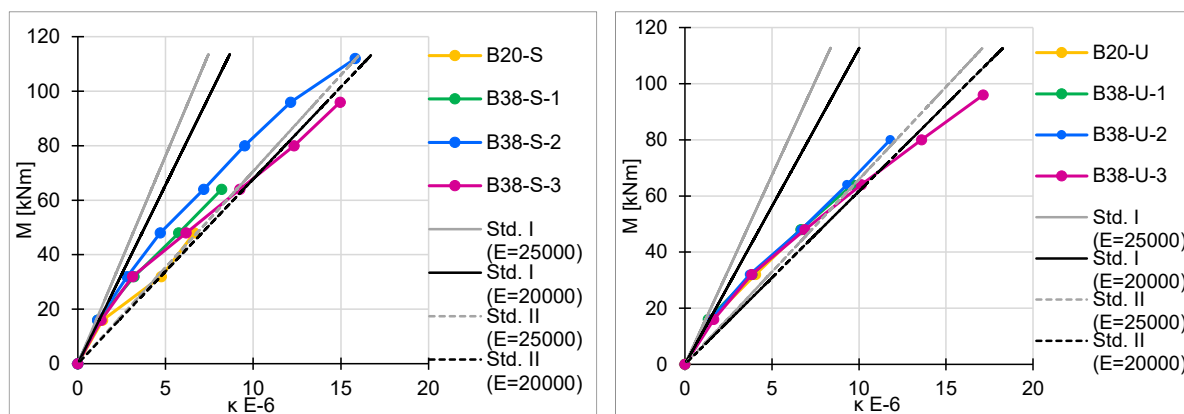
grunn av aksialkraften fra ekspansjonen inkludert i disse verdiene. For å sammenligne de beregnede med de målte tøyningene må derfor tøyningen fra aksialkraften i Stadium I trekkes fra de beregnede tøyningene i Stadium II med aksialkraft ($\varepsilon_{ini} = N'/EA_{ekv, stdI} + (N' \cdot e) \cdot y/EI_{ekv, stdI}$). Dette er derfor gjort for de beregnede kurvene for Stadium II med aksialkraft som er vist på disse figurene. En ser da at de målte tøyningene stemmer bra med de beregnede verdiene når denne effekten av aksialkraften er inkludert. Dette gjelder spesielt for den usymmetrisk armerte bjelken, mens de målte tøyningene på den symmetrisk armerte bjelken er noe høyere enn de beregnede for lastnivåene fra 60 kN og videre oppover. De målte tøyningene på strekksiden til denne bjelken litt høyere enn for de andre bjelkene.



Figur 6-23: Målte tøyninger i over- (blå linje) og underkant (oransje linje) av bjelkene ved 3. termin plottet mot last og sammenlignet med beregnede tøyninger i stadium I (grå linje) og Stadium II (svart linje) og i Stadium II med aksialkraft (blå stiple linje)

Det er antagelig en effekt av målenøyaktigheten og plasseringen av rissene i forhold til målepunktene på disse målingene. Ut fra tøyningene på trykksiden, ser imidlertid målenøyaktigheten ut til å være god. Det er derfor sannsynligvis først og fremst plasseringen av rissene i forhold til målepunktene som forstyrrer disse målingene noe. Det er også en effekt av at det etter hvert kun ble målt på en side, da målingene på bjelkene som ble målt på begge sider (referansebjelkene og bjelkene ved 1. termin) viser til dels ganske stor forskjell på de to sidene. Middelverdien er derfor det beste estimatet for tøyningen. Det er heller ikke forventet at tøyningene på strekksiden skal komme helt ut til Stadium II linjen siden det er noe strekk i betongen mellom rissene. Denne effekten kan likevel være forholdsvis liten for de AR-ekspanderte bjelkene på grunn av den reduserte strekkfastheten til betongen.

Basert på disse tøyningmålingene kan også de tilhørende krumningene bestemmes. De er vist i forhold til momentet for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene på figur 6-24a) og b). Punktene på disse kurvene er ved de samme lastnivåene som tøyningsverdiene er gitt for. Det er også lagt inn referanselinjer i Stadium I og i ren Stadium II for E_c lik 25 000 og 20 000 MPa i disse figurene. Ut fra dette kan stivheten til bjelkene vurderes, siden krumningen $\kappa = M/EI$. Dette er gjort for hver enkelt bjelke i Vedlegg F.



a) Symmetrisk armerte bjelker

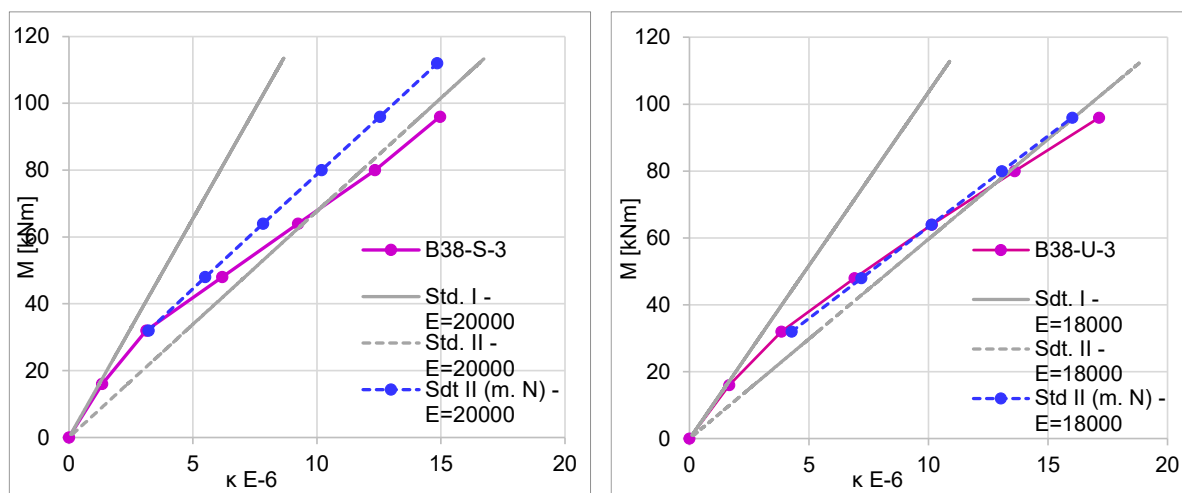
b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 6-24: Moment plottet mot krumning på hvert lasttrinn for bjelkene i midtsnittet. Beregnet krumning i Stadium I og i ren Stadium II for $E_c = 25000$ - og $20\,000$ MPa er også vist på disse figurene.

Som figurene viser, så er de symmetrisk armerte bjelkene litt stivere enn de usymmetrisk armerte bjelkene under hele belastningsforløpet. Dette er også forventet siden de har mer trykkarmering. Effekten av aksialkraften på høyden til trykksonen er derimot størst for de usymmetriske bjelkene, slik at denne forskjellen i stivhet jevnes litt ut.

Disse verdiene (krumningene) er imidlertid ganske følsomme for tøyingsverdiene, og ut fra disse kurvene kan det virke som om krumningen på 2. lasttrinn (40 kN) er litt for stor for den symmetrisk armerte referansebjelken er litt for liten for den usymmetrisk armerte referansebjelken både på dette lastnivået og på det neste (60 kN). Ut fra tøyingsverdiene i figur 6-22a) og b) kan det likevel se ut som det er tøyningen i underkant av bjelkene som er for liten på 3. lasttrinn for den symmetrisk armerte referansebjelken og på både 2. og 3. lasttrinn for de usymmetrisk armerte referansebjelkene. Det er også forventet at referansebjelkene (uten aksialkraft) skal ha noe større krumning enn de andre bjelkene, spesielt for de laveste lastnivåene. Krumningen til den symmetrisk armerte bjelken ved 2. termin virker også å være litt liten på 4., 5., 6. og 7. lasttrinn, før den øker litt igjen på det 8. lasttrinnet. Samme tendens kan en også se i utviklingen fra tøyingsverdiene i figur 6-21e).

Som for tøyingsverdiene i figur 6-23, er også krumningene til de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene ved 3. termin plottet sammen med de beregnede tøyningene i stadium II med aksialkraft i figur 6-25a) og b). Her er de beregnede krumningene til den symmetrisk armerte bjelken ikke justert for de initielle tøyningene siden den tilstanden er antatt å være konstant over hele høyden til tverrsnittet og derfor ikke har noen utgangskrumning. De beregnede krumningene til den usymmetriske armerte bjelken må imidlertid justeres for den initielle krumningen fra ekspansjonen, $(\kappa_{ini} = (N'e) \cdot EI_{ekv, stdI})$ i Stadium I. Som i figur 6-23, så stemmer de målte verdiene godt med de beregnede for den usymmetrisk armerte bjelken også i dette tilfellet, mens den symmetrisk armerte bjelken også her har en for stor målt krumning i forhold til linjen for Stadium II med aksialkraft. Den målte krumningen til denne bjelken er også større enn den beregnede i Stadium II for ren bøyning når momentet er større enn ca. 60 kNm.



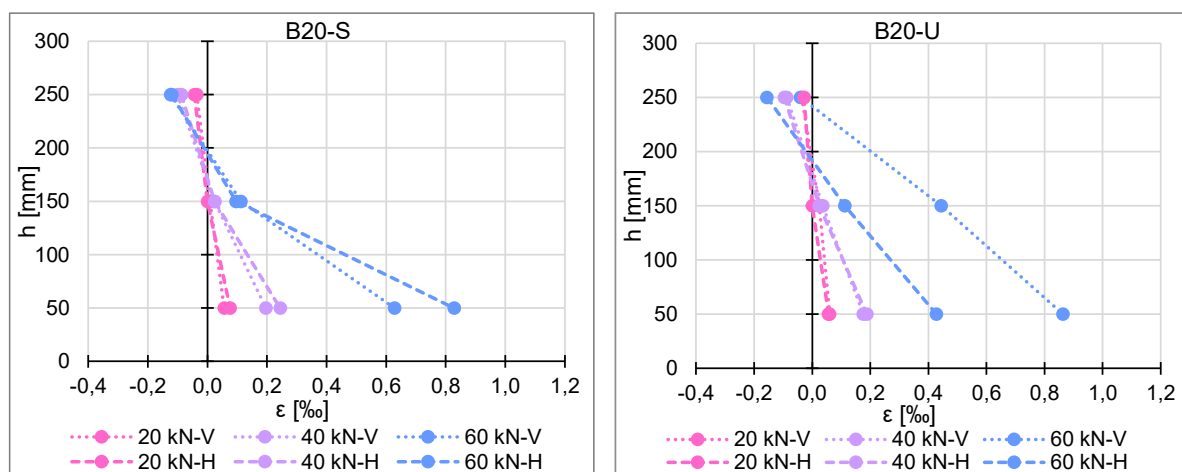
a) Bjelke B38-S-3

b) Bjelke B38-U-3

Figur 6-25: Moment plottet mot krumning for midtsnittet til bjelkene ved 3. termin. Beregnede krumninger for $E_c = 20000$ og 180000 MPa for de to bjelkene (B38-S-3 og B38-U-3) i Stadium I, i Stadium II for ren bøyning og i Stadium II med aksialkraft er også vist på disse figurene

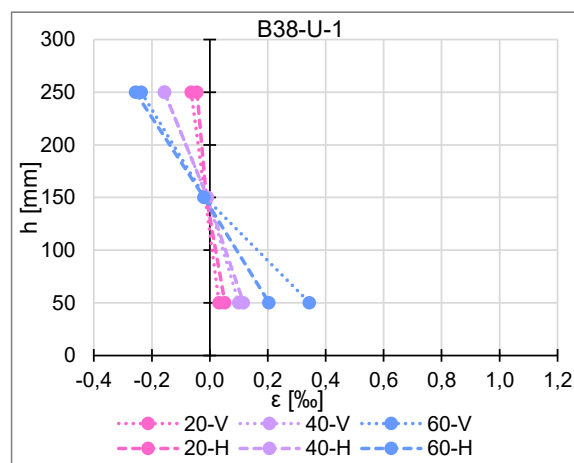
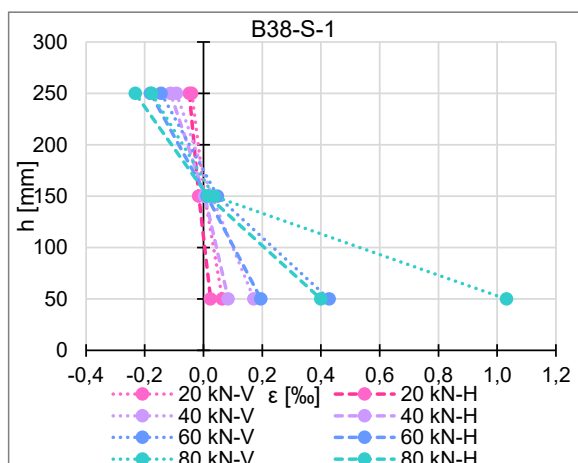
6.2.7 Tøyningsmålinger i skjærspennene

Tøyningene i de tilsvarende målefeltene midt i skjærspennene til bjelkene er vist i figur 6-26. Her ble det bare målt på side B og det er vist verdier for både venstre (V) og høyre (H) skjærspenn til hver bjelke som tilsvarer felt B-I og B-III i Tabell G-1. Hvert lastnivå har samme farge som i figur 6-21 og linjene mellom måleverdiene i venstre og høyre skjærspenn er vist med henholdsvis runde/tette og rektangulære/grove stiplete linjer. Bjelkene er lengre (høyere last) i Stadium I i dette snittet siden momentet bare er halvparten av det i midtsnittet på hvert lastnivå. Tøyningsverdiene i underkant av bjelkene i dette målefeltet er derfor stort sett under halvparten (enten fortsatt i Stadium I eller mellom Stadium I og Stadium II) av det de er i midtsnittet før det blir noe særlig momentriss. Målingene viser likevel at det blir momentriss før det blir skjærriss i begge skjærspennene til alle bjelkene.



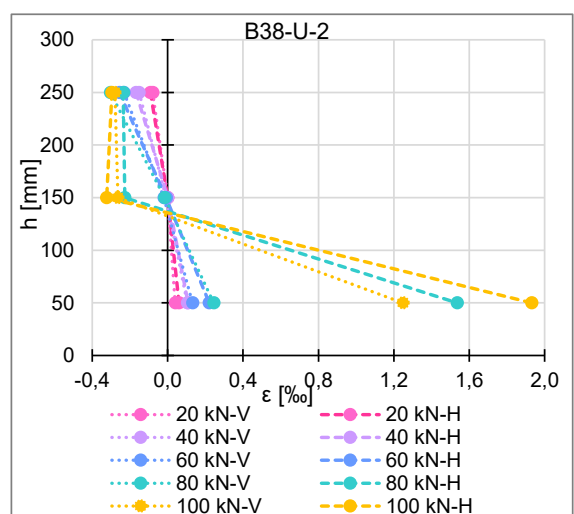
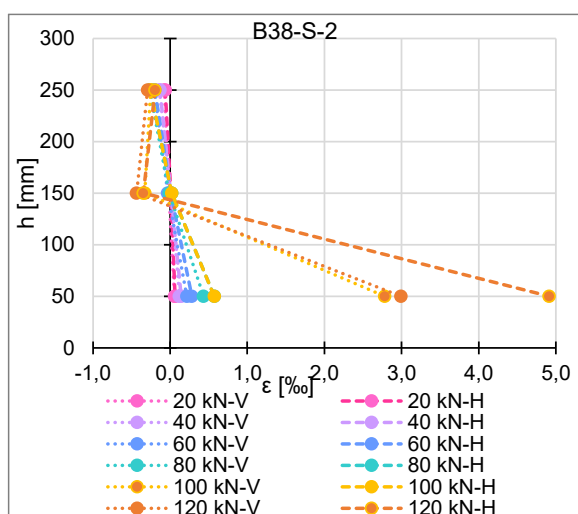
a) Bjelke B20-S

b) Bjelke B20-U



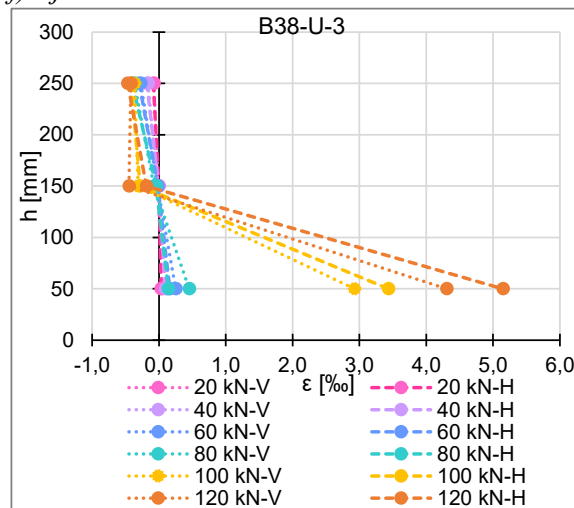
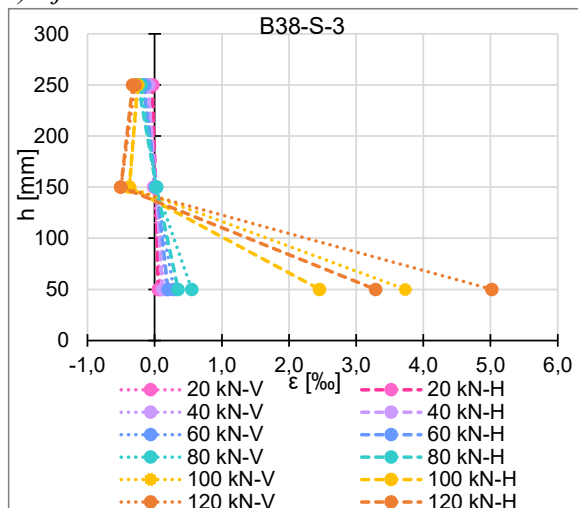
c) Bjelke B38-S-1

d) Bjelke B38-U-1



e) Bjelke B38-S-2

f) Bjelke B38-U-2



g) Bjelke B38-S-3

h) Bjelke B38-U-3

Figur 6-26: Tøyningsverdier over høyden på hvert lastnivå (trinn på 20 kN) midt i skjærs pennene til bjelkene. V og H angir venstre og høyre skjærs penn sett fra side B.

Tøyningene i underkant av bjelkene i dette målefeltet ser ut til å være rundt 1 ‰ når skjærrissene oppstår. Den symmetrisk og usymmetrisk armerte referansebjelken har tøyninger på ca. 0,65 og 0,80 ‰, og ca. 0,85 og 0,45 ‰ i venstre og høyre skjærspenn på 60 kN som var det siste lastnivået som det ble målt på før skjærrissene oppstod på 70 og 65 kN. I den symmetrisk armerte referansebjelken er det også spennet med minst tøyning som først får brudd (skjærriss omtrent samtidig), mens det er spennet med mest tøyning som får skjærriss og samtidig brudd i den usymmetrisk armerte referansebjelken. Skjærrisslastene er antatt å være de samme for begge skjærspennene i disse bjelkene. Dette er antakelig likevel mer sannsynlig for den symmetrisk armerte enn for den usymmetrisk armerte referansebjelken. Tøyningsutviklingen går ganske fort i siste fase rett før det blir skjærriss. Dette kan en se fra målingene på 80 kN for den symmetrisk armerte bjelken ved 1. termin i figur 6-26c) hvor tøyningene er ca. 1,0 og ca. 0,40 ‰ i underkant av bjelken i venstre og høyre skjærspenn. Likevel får de skjærriss ved noenlunde samme last (83 og 86 kN). Den usymmetrisk armerte bjelken ved 1. termin (B38-U-1) ble ikke målt på dette lastnivået ut fra sikkerhetshensyn. Den fikk skjærriss i begge skjærspennene like før dette nivået (79 og 78 kN) og gikk til brudd ganske umiddelbart etter det (uten å stabilisere seg).

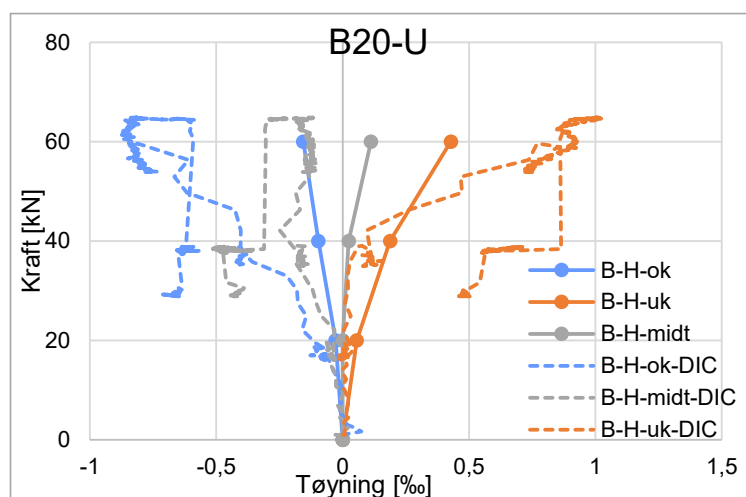
Det antas å være en kombinasjon av strekkspenningen fra momentet og skjærspenningen fra skjærkraften i et område et stykke oppe i bjelken (rundt nøytralaksen i Stadium I) som utløser skjærrisset. Hvis trykksonehøyden er $d/2$ (130 mm) i disse bjelkene, blir skjærspenningen i konstant skjærspennings området ca. 20 ‰ høyere enn den fordelte skjærspenningen ($V_r/b \cdot d$). Siden trykksonen er litt høyere i de usymmetrisk armerte enn i de symmetrisk armerte bjelkene, har de usymmetrisk armerte bjelkene da også en litt høyere skjærspenning i dette området.

Bjelkene ved 2. og 3. termin har små tøyningsverdier i dette målefeltet helt opp til rett før skjærrisslastene dannes. De er likevel så store i underkant at det er blitt noen små riss, unntatt i det høyre skjærspennet til B38-U-3 som ikke ser ut til å ha fått noen riss i dette området før skjærrisset oppstår. Dette kan en også se fra figur H-18 i vedlegg H. Det er likevel dette spennet som får skjærriss først. Etter at det er blitt skjærriss, blir det imidlertid store tøyninger i underkant av bjelkene også i dette feltet. De verdiene har likevel nødvendigvis ikke så mye med selve momentet i dette snittet å gjøre. Det er heller ikke sannsynlig at armeringen i underkant av bjelkene flyter på disse lastnivåene ($P = 100$ og 120 kN) slik noen av disse målingene kan tyde på. En ser også at det i den videre belastningen av disse bjelkene blir et økende trykk på midten, se figur 6-26 e) til h). Dette skyldes en omlagring av kreftene i skjærspennene, og at det etter at det er blitt skjærriss stiller seg inn et system med skrå trykkdiagonaler fra lastene og ut til oppleggene. Spenningen i strekkarmeringen blir da også mer lik i hele skjærspennet, og tilnærmet den samme som i konstant moment området. Dette forutsetter imidlertid at armeringen er godt forankret (som i disse bjelkene).

6.2.8 Resultater fra DIC

DIC ble benyttet i begge skjærspennene på side A til bjelkene. I utgangspunktet var det ønskelig å ta ut tøyninger og rissvidder fra disse analysene. Bildene viste seg imidlertid å være svært sensitive for lys og bevegelser. Dissene forholdene var det ikke mulig å kontrollere i den store prøvehallen, der forsøkene ble utført. Målingene med dette utstyret ble derfor ganske forstyrret og unøyaktig.

I figur 6-27 er tøyninger fra DIC-analysen til bjelke B20-U i de samme høydene som for ekstensometermålingene i det samme område på side B vist. DIC målingene er her vist med stiplede linjer og ekstensometermålingene med heltrukne linjer. Målingene i overkant (z_1), midtsnitt (z_2) og underkant (z_3) er vist med henholdsvis blå, grå og oransje kurver. Som figuren viser, så er tøyningene fra DIC analysen mye mer tilfeldige, og lite sannsynlige. Tøyningene ble tatt ut fra en vektorfunksjon som måler forlengelsen av en vektor med en viss lengde (her satt til 170 mm) gjennom bildeserien. Det ble også forsøkt å se på forlengelsen av kun enkelt-elementer, men det ga heller ikke sannsynlige resultater. Det ser ut til at disse målingene også ble påvirket av at forsøkene stoppet etter hvert lasttrinn (på 20 kN) for å ta bilder, foreta målinger og registrere riss. DIC er tidligere brukt i flere forsøk til å behandle tøyninger under skjærforsøk, blant annet i [56, 58]. I De Wilder et al. [65] ble det gjort en nærmere undersøkelse av det mønsteret som blir påført sideflaten til bjelkene og en fant ut at det måtte være tilnærmet likt for at en skulle sammenlignbare og pålitelige resultater. Schmidt et al. [8] testet imidlertid DIC i forsøk som ble utført utendørs og hevder de fikk gode resultater.

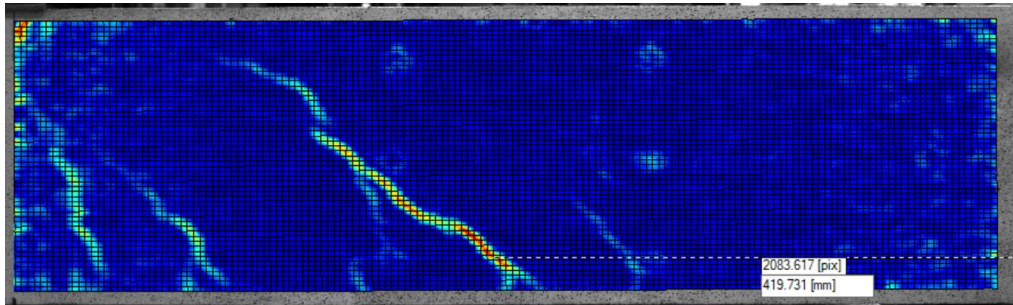


Figur 6-27: Tøyninger fra DIC sammenlignet med ekstensometermålinger i samme område på motsatt side (i overkant (z_1), på midten (z_2) og underkant (z_3)) for den usymmetrisk armerte referansebjelken

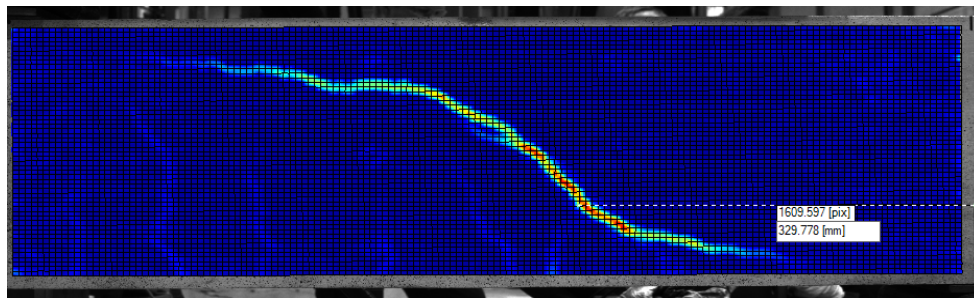
DIC-analysene ble derfor kun benyttet til å se på rissutviklingen, formen på rissene og til å finne avstander til rissene i skjærspennene i denne undersøkelsen. I vedlegg H er bilder fra alle disse analysene vist. Analysen viser ganske tydelig at alle rissene kommer fra et bøyeriss, noe som det kunne være litt vanskelig å se og vurdere bare ut fra de rissene som ble tegnet på den andre siden til bjelkene. I figur 6-28a) til f) er avstanden til skjærrissene fra oppleggene, skjærrisslasten og bruddlasten vist for det skjærspennet som fikk brudd i hver bjelke.

Som en ser, er der litt tilfeldig hvor i skjærspennet skjærrissene kommer. Dette er også forventet, da det er litt tilfeldig hvor det blir riss i betong. Det styres likevel i stor grad av det svakeste punktet eller området hvis påkjenningen ellers er ganske lik (her lik skjærkraft, men avtakende moment mot opplegget). Det er likevel en tendens til at rissene blir flatere og kommer lenger ute i skjærspennene dess større trykkspenningen i bjelkene fra AR-ekspansjonen er og dess høyere skjærrisslasten er. Avstanden er da målt fra oppleggene til rissene i midthøyde. En kan også se fra figur 6-28 e), g) og h) at bjelkene med de høyeste skjærrisslastene og bruddlastene (B38-S-2 (V), B38-S-3 (H) og B38-U-3 (H)) også er de som

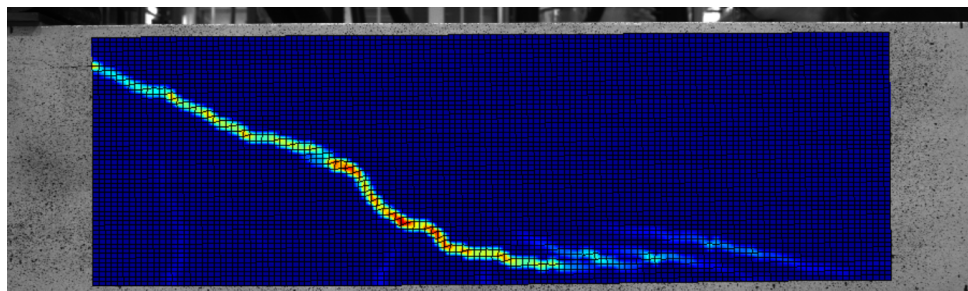
har størst trykksone. I [6] er det hevdet at dess større trykkspenningen fra AR-ekspansjonen er jo flatere blir skjærrissene. En ser også dette i disse forsøkene, men vinkelen til skjærrissene er også avhengig av hvor i skjærspennent risset initieres. I bjelke B38-U-3, som hadde omfattende opprissing fra ekspansjonen som vist i vedlegg D, ser den mest horisontale delen av skjærrisset også delvis ut til å følge de etablerte AR-rissene fra selve ekspansjonen. Lignende oppførsel ble også beskrevet av Barbosa et al. [13]. Bildene viser også at det er noe forskjell på kameraoppsettet ved de ulike terminene. Spesielt bildene fra 2. og 3. termin har et litt annet fokus som gjør at bildene ikke er blitt tatt helt normalt på flaten. Dette gjør også at avstandsmålingene kan bli noe unøyaktige.



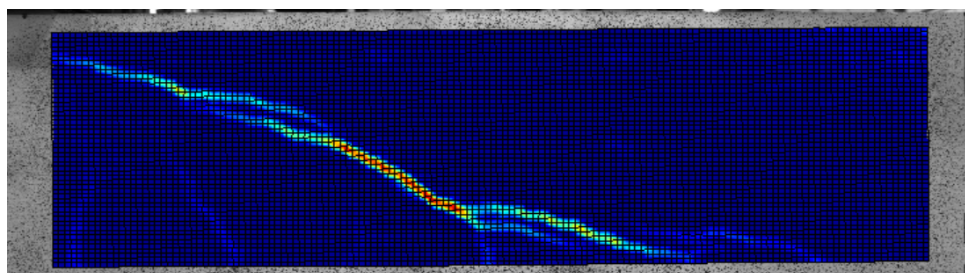
a) B20-S (V), $a = 510 \text{ mm}$, $V_r = 68 \text{ kN}$, $V_b = 70 \text{ kN}$



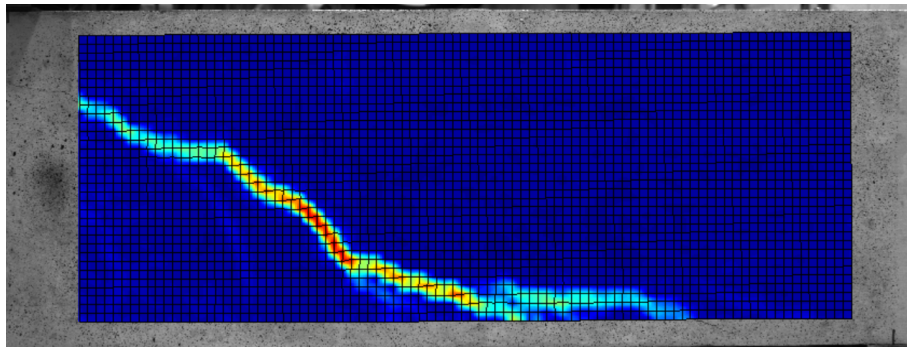
b) B20-U (V), $a = 330 \text{ mm}$, $V_r = 65 \text{ kN}$, $V_b = 65 \text{ kN}$



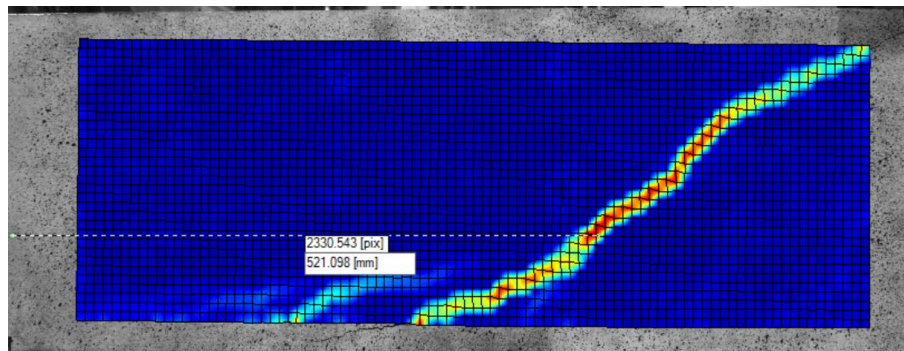
c) B38-S-1 (V), $a = 500 \text{ mm}$, $V_r = 82,5 \text{ kN}$, $V_b = 95 \text{ kN}$



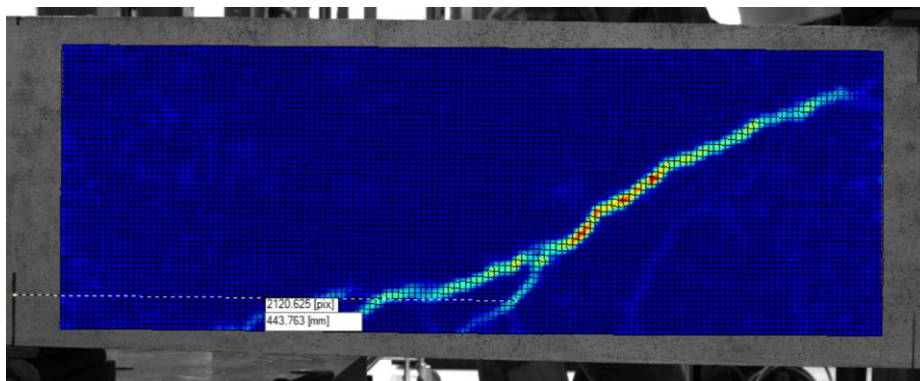
d) B38-U-1 (V), $a = 500 \text{ mm}$, $V_r = 79 \text{ kN}$, $V_b = 87 \text{ kN}$



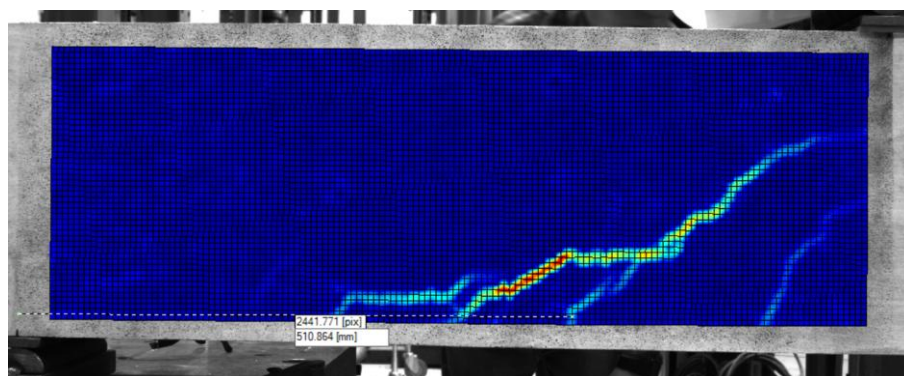
e) B38-S-2 (V), $a = 510 \text{ mm}$, $V_r = 87 \text{ kN}$, $V_b = 142,5 \text{ kN}$



f) B38-U-2 (H), $a = 520 \text{ mm}$, $V_r = 69 \text{ kN}$, $V_b = 100 \text{ kN}$



g) B38-S-3 (H), $a = 510 \text{ mm}$, $V_r = 92 \text{ kN}$, $V_b = 120 \text{ kN}$



h) B38-U-3 (H), $a = 510 \text{ mm}$, $V_r = 85 \text{ kN}$, $V_b = 140 \text{ kN}$

Figur 6-28: Rissbilder fra DIC for det skjærspennet (H eller V sett fra side B) som fikk brudd for de forskjellige bjelkene. Skjærrisslasten (V_r), bruddlasten (V_b) og avstanden fra oppleggene til rissets midthøyde (a) er angitt på figurene

6.3 Vurdering av skjærforsøkene

6.3.1 Skjærrisslaster

Tabell 6-7 viser bakgrunnsdata for vurderingen av skjærrisslastene til bjelkene. I denne tabellen er de midlere skjærrisslastene, $V_{r,m}$, til de to skjærspennene til hver bjelke, som tidligere er vist i tabell 6-2, vist i første kolonne. For bjelke B38-U-2 er det imidlertid kun skjærrislasten til spennet med høyest risslast som er gitt, siden det andre spennet hadde så lav risslast at det skiller seg ut i forhold til de andre verdiene (nedre fraktil). Andre kolonne viser økningen i skjærrisslast, ΔV , i forhold til skjærrislasten til den symmetrisk og usymmetrisk armerte referansebjelken på henholdsvis 70 og 65 kN. I tillegg er også betongens midlere trykkspenning, $\sigma_{c,m}$, og trykkspenningen i underkant av bjelkene, $\sigma_{c,b}$, fra ekspansjonen, skjærkraften som tilsvarer dekompresjons-momentet, $V_0 = M_0/a$ (definert i kapittel 6.1.4), og eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen, e , (for det armerte tverrsnittet) vist i denne tabellen. Dekompresjonsmomentet er det momentet som må påføres for at spenningen skal bli null på strekksiden til tverrsnittet. Uttrykket for V_0 er vist i avsnitt 6.1.4.

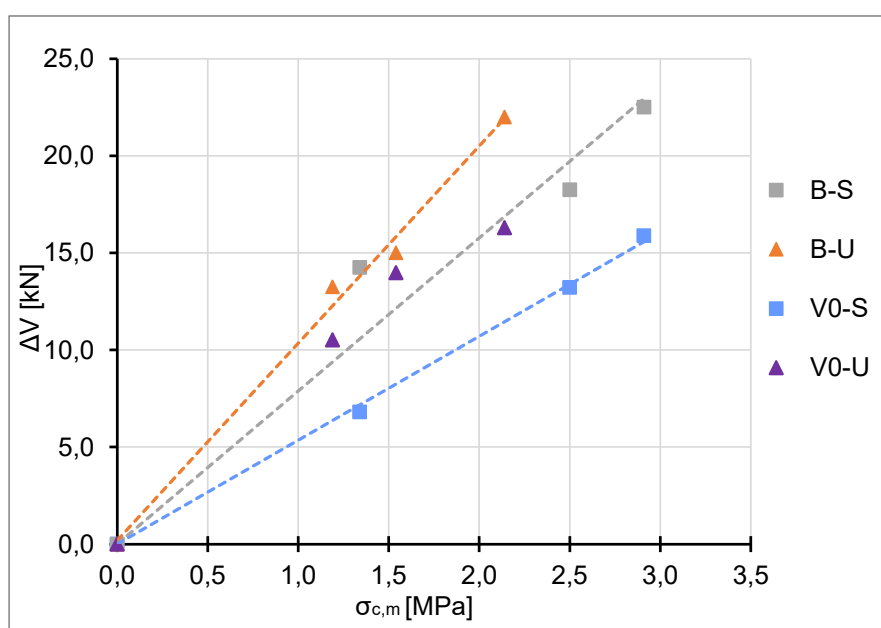
Tabell 6-7: Bakgrunnsdata for vurderingen av skjærrisslastene (V_r) til bjelkene

Bjelke	$V_{r,m}$ [kN]	ΔV [kN]	Initial trykk- spenning betong		V_0 [kN]	Eksentrisitet	
			$\sigma_{c,m}$ [MPa]	$\sigma_{c,b}$ [MPa]		e [mm]	e/h
B20-S	70,0	Ref.	0	0	-		
B20-U	65,0	Ref.	0	0	-		
B38-S-1	84,3	14,3	1,34	1,34	6,8		
B38-U-1	78,3	13,3	1,19	2,18	10,5	44	0,15
B38-S-2	88,3	18,3	2,50	2,50	13,2		
B38-U-2	80,0	15,0	1,54	2,76	14,0	43	0,14
B38-S-3	92,5	22,5	2,91	2,91	15,9		
B38-U-3	87,0	22,0	2,14	3,12	16,3	26	0,09

Beregningsmessig (i henhold til EC2 og forslaget til ny EC2) er det ingen forskjell på skjærkapasiteten til de to referansebjelkene hvis trykkfastheten er den samme. Den usymmetrisk armerte bjelken fikk likevel 5 kN lavere skjærrisslast enn den symmetrisk armerte referansebjelken i forsøkene. I forhold til den symmetrisk armerte bjelken utgjør dette en forskjell på 7 %, mens forskjellen i trykkfasthet (39,3 MPa for B20-S og 37,6 MPa for B20-U) utgjør bare en forskjell på ca. 1 % i kapasitet hvis en setter disse verdiene inn i skjæruttrykket i EC2. Rent tøyningmessig er disse bjelkene nesten helt like både i Stadium I og i Stadium II i midtsnittet. I Stadium II er tøyningene så godt som helt like i strekkarmeringen og det er bare ca. 10 mm forskjell på plasseringen til nøytralaksen (høyest for S-bjelken). Denne forskjellen i skjærrisslast for de to bjelketypene er likevel ikke større enn at det kan skyldes tilfeldig spredning. Forskjellen kan også skyldes at skjærrisset utvikler seg fra litt forskjellige snitt i skjærspennene til de to bjelkene. Det skjærrisset som utvikler seg fra det momentrisset som er nærmest lasten er også forventet å ha lavest kapasitet. Rissbildene fra DIC-analysene i Figur 6-28 viser imidlertid ikke en slik sammenheng i dette tilfellet da skjærrisset i den usymmetrisk

armerte referansebjelken (figur 6-28b)) utvikler seg fra et riss som er lengre fra lasten enn for den symmetrisk armerte referansebjelken (figur 6-28a)).

Hvis en ser bort fra det ene spennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin (B38-U-2), så viser tabell 6-7 en ganske jevn økning av skjærrisslastene med ekspansjonen for både de symmetrisk- og de usymmetrisk armerte bjelkene ved hver termin. Forskjellen i skjærrisslast for referansebjelkene ser også ut til å være omtrent den samme for de ekspanderte bjelkene. I figur 6-29 er midlere økning av skjærrisslasten, ΔV , for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene plottet mot midlere trykkspenning fra ekspansjonen som henholdsvis firkantede grå og trekantede oransje punkter. Tilhørende skjærrisslaster er tidligere plottet mot den samme trykkspenningen i figur 6-14a) og b). Basert på disse punktene er det trukket to regresjonslinjer med samme farge som punktene. Punktene stemmer bra med linjen for de usymmetrisk armerte bjelkene, mens punktet til den symmetrisk armerte bjelken ved 1. termin ligger litt høyt i forhold til linjen for de symmetrisk armerte bjelkene. Det kan imidlertid også tenkes at punktene til de symmetrisk armerte bjelkene ved de to neste terminene er litt lave på grunn av noe reduserte materialegenskaper på de ekspansjonsnivåene. De viste grå og oransje stiplede linjene viser en økning av skjærrisslasten med ca. 8 kN pr. MPa økning av trykkspenningen for de symmetrisk armerte bjelkene og med ca. 10 kN pr. MPa for de usymmetrisk armerte bjelkene.



Figur 6-29: Økningen i skjærrisslast (V_r) plottet mot middelspenningen σ_{cm} i betongen fra ekspansjonen for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene

I denne figuren er resultatene plottet direkte uten å justere for endrede materialegenskaper. Hvis en derimot antar at skjærrisslastene er proporsjonale med de prøvde spaltestrekkfasthetene ($f_{ck}^{1/3} \approx 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = f_{ctm}$) vist i tabell 6-1, ville skjærrisslastene ved 1., 2. og 3. termin blitt 82,7, 93,9 og 104 kN for de symmetrisk armerte bjelkene og 76,8, 85,1 og 97,8 kN for de usymmetrisk armerte bjelkene hvis de justeres til spaltestrekkfastheten til referansebjelkene. Dette øker skjærrisslastene (ΔV) med 12,7, 23,9 og 34,0 kN for de symmetriske armerte bjelkene og med 11,8, 20,1 og 32,8 kN for de usymmetrisk armerte bjelkene, og vil derfor bety ganske mye for den grå og oransje stiplede linjen på figur 6-29, spesielt for punktene ved 2. og

3. termin. Det er likevel valgt å benytte de observerte verdiene direkte i denne fremstillingen og relatere disse sammenhengene til AR-ekspandert betong og ikke til en mer generell virkning av en trykkraft på skjærkapasiteten til et tverrsnitt som det vil bli hvis en justerer disse verdiene. Andre materialegenskaper, som f.eks. trykkfasthet og E-modul, vil også endre seg med ekspansjonen i ulik grad, som vist i kapittel 5.

Hvis skjærrisslastene blir gjort om til spenninger ($\tau = V_r/b \cdot d$), tilsvarer linjen for de symmetrisk armerte bjelkene (grå linje) på figur 6-29 en faktor (k_I) på ca. 0,15 på den midlere trykkspenningen, mens den eventuelt justerte linjen (basert på spaltestrekkfasthetene) ville gitt en faktor på ca. 0,22 på denne spenningen.

I figur 6-29 er også den økningen av skjærkraften som tilsvarer dekompresjonsmomentet til trykkraften fra ekspansjonen, V_0 , vist som henholdsvis blå firkanter og lilla trekanten for de symmetrisk- og de usymmetrisk armerte bjelkene. For de symmetrisk armerte bjelkene er det også stiplet en blå regresjonslinje til disse punktene. Som en ser, er de observerte økningene av skjærrisslasten en god del større enn den skjærkraften som tilsvarer dekompresjonsmomentet for alle de symmetrisk armerte bjelkene (25–50 %). De observerte skjærrisslastene er også større enn de som er beregnet fra dekompresjonsmomentene for de usymmetrisk armerte bjelkene, men for de bjelkene er forskjellen mindre. For B38-U-2 er denne forskjellen bare 1 kN, eller ca. 7 % i forhold til den observerte økningen. Skjærkraften som tilsvarer dekompresjonsmomentet til middelspenningen er for de usymmetrisk armerte bjelkene gitt ved den blå stiplede linjen. Økningen derfra og opp til de lilla trekantede markørene skyldes derfor eksentrisiteten til trykkraften.

De lilla punktene, som tilsvarer skjærkraften fra dekompresjonsmomentet til de usymmetrisk armerte bjelkene, ligger også alle ved eller over linjen for skjærkraftøkningen til de symmetrisk armerte bjelkene (den grå linjen). Dette er som forventet, men det er samtidig også en indikasjon på at skjærrisslasten til den usymmetrisk armerte referansebjelken er noe lavere enn skjærrisslasten til den symmetrisk armerte referansebjelken. Hvis skjærrisslasten til begge referansebjelkene hadde vært 65 kN, så ville punktene for de symmetrisk armerte bjelkene vært 5 kN høyere og de beregnede punktene fra dekompresjonsmomentet til de usymmetrisk armerte bjelkene ville da alle vært under denne linjen. Det er imidlertid ikke helt logisk, siden en høyere trykkspenning i underkant av bjelkene er forventet å øke skjærrisslasten noe i forhold til effekten av bare middelspenningen. Økningen for de symmetrisk armerte bjelkene vil heller ikke vise samme tendens til å gå mot null når middelspenningen går mot null hvis verdiene blir justert opp 5 kN.

Eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen er 44, 43 og 26 mm for de usymmetrisk armerte bjelkene; B38-U-1, B38-U2 og B38-U-3. I forhold til høyden, (e/h), er det eksentrisiteter på henholdsvis 0,15, 0,14 og 0,09. Det er likevel stiplet en (oransje) linje til disse verdiene i figur 6-29. Ut fra denne fremstillingen av resultatene (med disse linjene), er det da middelspenningen fra ekspansjonen som bidrar mest til økningen i skjærrisslast for de usymmetrisk armerte bjelkene. Resten av økningen skyldes eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen. Forskjellen mellom disse bidragene er likevel relativt liten. Relatert til trykkspenningen har den oransje linjen en faktor på ca. 0,20 for økningen av skjærspenningen ved skjærrisslasten, som er en økning på ca. 0,05 i forhold til linjen for de symmetrisk armerte bjelkene (grå stiplet

linje) og som også er 0,05 mer enn det som er forutsatt i EC2 ($k_1 = 0,15$). I en forspent bjelke, vil eksentrisiteten til aksialkraften vanligvis ikke være noe mer enn ca. $h/6$ ($e/h = 0,2$) fordi en vil unngå strekk i overkant av bjelken fra spennkraften. I utledningen av $k_1 = 0,15$ i EC2, som er vist i avsnitt 6.1.4, er e/h satt lik 0,35. I en ensidig slakkarmert plate med AR-ekspansjon, vil imidlertid eksentrisiteten kunne bli så stor (opp mot 0,4h).

Trykkspenningene i betongen er basert på de gjennomsnittlig målte ekspansjonene på overflaten til bjelkene ved å anta en lineær tøyningfordeling og at tøyningene er like i betongen og i armeringen (plane tverrsnitt forblir plane). På grunn av for eksempel overflateriss, vil imidlertid dette ikke stemme helt, som diskutert i avsnitt 4.2. Da ekspansjonen også kan variere noe fra område til område, som vist i Vedlegg A, vil heller ikke trykkspenningene være helt konstante langs hele bjelken. Skjærrisset kan derfor ha en tendens til å komme i områder med litt lavere trykkspenninger. Heftspenninger mellom betongen og armeringen kan også føre til litt varierende grad av forspenning. Dette er likevel ikke ansett som særlig aktuelt for disse bjelkene siden armeringen er forankret i stålplater i endene som vil overføre mesteparten av strekkraften i armeringen til trykkspenninger i betongen. I [24] er usikkerheten med varierende trykkspenning forsøkt tatt hensyn til ved at det er foreslått at skjærkapasiteten til et tverrsnitt med AR ekspansjon $< 1,6\%$ kan beregnes som for en forspent bjelke, men at en bare benytter halvparten av trykkraften fra ekspansjonen i beregningen. For større ekspansjoner er det foreslått å ikke ta hensyn til trykkraften på grunn av varierende grad av forspenning fra armeringen.

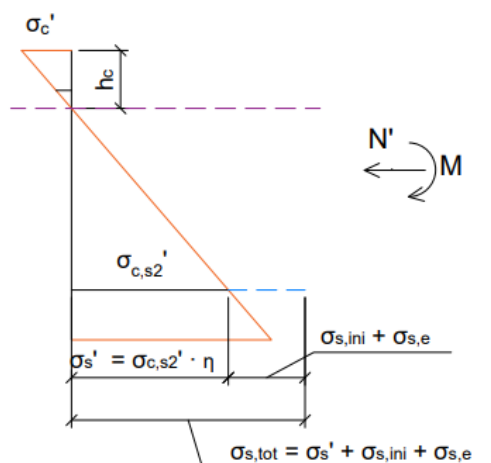
Selv om denne undersøkelsen består av få prøver, og det må forventes en ganske stor spredning i slike skjærforsøk, så viser disse resultatene en ganske tydelig økning av skjærkapasiteten med ekspansjonen. Effekten av trykkraften fra ekspansjonen på skjærrisslasten til disse bjelkene ser også ut til å være like stor og større enn det EC2 forutsetter for virkningen av aksialkraft på et uskadet tverrsnitt til tross for at ekspansjonen også fører til en gradvis nedbrytning av betongen. Som tidligere vist i figur 6-9, er det likevel forventet at denne effekten er avhengig av den effektive høyden til tverrsnittet, a/d -forholdet og eksentrisiteten til kraften.

6.3.2 Effektiv spenning i strekkarmeringen i midtsnittet ved skjærrisslastene

Det ser ut til å være en sammenheng mellom den effektive spenningen i strekkarmeringen og skjærrisslastene. Med den effektive spenningen, σ'_s menes her den strekkspenningen i armeringen som kommer i tillegg etter at trykkspenningen fra ekspansjonen er opphevet, dvs. den totale spenningen, $\sigma_{s,tot}$, minus den initielle spenningen i armeringen fra ekspansjonen, $\sigma_{s,ini} = \epsilon_{AR,s2} \cdot E_s$, og spenningen fra den elastiske avlastingen av betongen, $\sigma_{s,el} = \sigma_{c,s2}/E_c \cdot E_s$, der $\epsilon_{AR,s2}$ og $\sigma_{c,s2}$ er definert i figur 4-9. σ'_s kan da uttrykkes som i ligning 6-10.

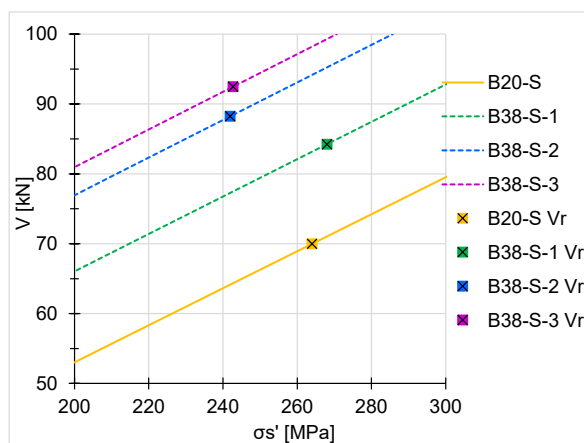
$$\sigma'_s = \sigma_{s,tot} - \sigma_{s,ini} - \sigma_{s,el} \quad (6-10)$$

Den effektive spenningen kan bestemmes som en funksjon av randspenningen til betongen i trykksonen, σ'_c , fra spenningstilstanden til tverrsnittet i Stadium II med aksialkraft, når avstanden fra trykkranden til nøytralaksen, h_c , er kjent, som vist i figur 6-30. Beregningen av disse verdiene for hvert lasttrinn til de ekspanderte bjelkene er vist i Vedlegg E.

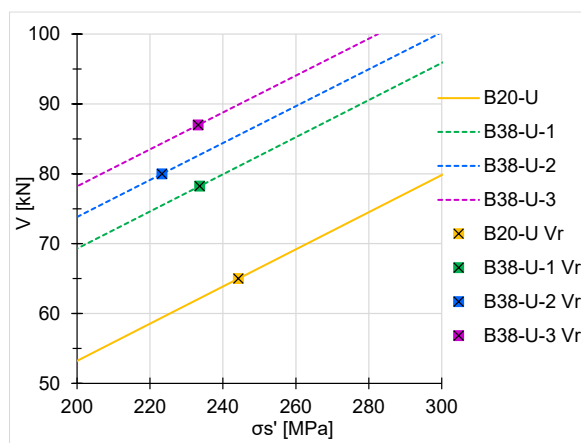


Figur 6-30: Spenningstilstand i betongen i Stadium II m. Aksialkraft (N') og beregning av den effektive spenningen i armeringen, σ_s'

I Figur 6-31a) og b) er denne effektive spenningen til de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen plottet mot skjærkraften. Dette gir lineære relasjoner som vist ved de heltrukne (referansebjelkene) og stiplede (ekspanderte bjelkene) linjene på disse figurene. Siden skjærrisslastene er kjent, kan en da gå inn på de respektive linjene og bestemme den tilhørende effektive spenningen i armeringen for disse lastene. Disse verdiene er vist ved de firkantede punktene på linjene. De forskjellige bjelkene er markert i samme farger som i tidligere figurer. Den effektive spenningen som er vist på disse figurene er for midtsnittet til bjelkene. Det er imidlertid en direkte relasjon mellom denne spenningen og tilsvarende spenning i lengdearmeringen i skjærspennene avhengig av hvilket snitt som er kritisk. Det var også momenttriss i skjærspennene til alle disse bjelkene før skjærrissene utviklet seg.



a) Symmetrisk armerte bjelker



b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 6-31: Effektiv spenning i strekkarmeringen, σ_s' , i midtsnittet ved skjærrisslastene til de forskjellige bjelkene

Ut fra disse figurene, kommer skjærrissene ved omtrent den samme effektive spenningen i armeringen for både referansebjelkene og de ekspanderte bjelkene. Den effektive spenningen er likevel litt lavere for de usymmetrisk armerte enn for de symmetrisk armerte bjelkene, noe som også er i overensstemmelse med at skjærrisslastene er litt lavere for de bjelkene. Beregnet

for samme last får de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene tilnærmet samme spenning, noe en også kan se ved at linjene på de to figurene er nesten like. Den effektive spenningen til de ekspanderte bjelkene er også generelt litt lavere enn den effektive spenningen til referansebjelkene med unntak av B38-S-1, som er litt høyere. B38-S-1 og B38-U-1 har størst spaltestrekkfasthet, litt høyere enn referansebjelkene (effekt av høyere temperatur) og det kan forklare den litt høye verdien for denne symmetrisk armerte bjelken. Det er likevel forventet at de ekspanderte bjelkene skal ha en litt lavere effektiv spenning enn referansebjelkene (spesielt ved 2. og 3. termin) siden de både har en høyere skjærspenning (på grunn av en høyere last) og reduserte materialegenskaper på grunn av ekspansjonen.

Linjene som viser økningen av den effektive spenningen i de ekspanderte bjelkene, er parallelle med referansebjelkene for begge bjelketypene og tilnærmet proporsjonale med trykkraften fra ekspansjonen for de symmetrisk armerte bjelkene. For de usymmetrisk armerte bjelkene, er disse linjene mer samlet på grunn av den samtidige virkningen av eksentrisiteten til trykkraften som er størst for B38-U-1 og B38-U-2 og litt mindre for B38-U-3, som har størst ekspansjon.

En slik relasjon mellom skjærrisslasten og den effektive spenningen i strekkarmeringen (ganske lik) er også forventet siden rissbildet ved initieringen av skjærrisset er ganske likt i hvert tilfelle. Skjærspenningen er likevel noe høyere i de ekspanderte bjelkene, men det kompenseres delvis av samtidig også noe høyere trykkspenninger.

6.3.3 Strekkfastheter for betongen i bjelkene

Referansebjelkene, og spesielt den symmetrisk armerte bjelken, ser ut til å ha lav bøyestrekfasthet. De beregnede verdiene ut fra de antatte risslastene, vist i figur 6-18, er 2,4 MPa for den symmetrisk armerte bjelken og 3,0 MPa for den usymmetrisk armerte bjelken. Dette er imidlertid bøyestrekfastheter som i henhold til Model Code 2010 punkt 5.1.5.1 [26] skal multipliseres med en faktor $\alpha_{fl} = 0,06 \cdot h_b^{0,7} / (1 + 0,06 \cdot h_b^{0,7})$ for å bestemme den aksielle strekkfasthet, hvor h_b er bjelkehøyden. Innsatt for $h_b = 300$ mm, blir $\alpha_{fl} = 0,76$. Den aksielle strekkfastheten basert på disse risslastene blir da henholdsvis 1,8 og 2,2 MPa for den symmetrisk og usymmetrisk armerte referansebjelken.

De forskjellige testmetodene for strekkfasthet og hvordan de kan gi ulike utslag på strekkfastheten til en AR ekspandert betong er tidligere diskutert i avsnitt 5.3.2. Den midlere aksielle strekkfastheten til en betong kan i henhold til EC2 bestemmes som $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$ for betonger med sylindrefastheter ≤ 50 MPa, hvor f_{ck} er betongens karakteristiske trykkfasthet. Som nevnt i avsnitt 5.3.3, kan det diskuteres om det skal benyttes midlere eller karakteristisk trykkfasthet i dette uttrykket for å få det beste estimatet på den midlere strekkfastheten. Midlere trykkfasthet for referansebjelkene er 38,5 MPa og i henhold til tabell 3.1 i EC2 er det en forskjell på midlere og karakteristisk trykkfasthet på 8 MPa. Basert på midlere og karakteristisk trykkfasthet, gir dette uttrykket midlere aksielle strekkfastheter for referansebjelkene på henholdsvis 3,4 og 2,9 MPa. Den første av disse verdiene stemmer bra med den prøvde spaltestrekkfastheten til disse bjelkene på 3,5 MPa. I henhold til EC2 skal det imidlertid benyttes en faktor på 0,9 i overgangen fra spaltestrekk til aksial strekkfasthet, slik at tilhørende aksial strekkfasthet da blir 3,15 MPa, som er midt mellom de to estimerte verdiene. I Model Code 2010 er imidlertid denne faktoren satt lik 1,0 [34]. Ut fra disse vurderingene er derfor de observerte bøyestrekfasthetene til referansebjelkene ganske lave. I forhold til en forventet

aksiell strekkfasthet på 3,4 MPa for en uskadet betong med denne trykkfastheten, er de estimerte aksielle strekkfasthetene ut fra risslastene redusert med ca. 50- og 35 % for den symmetrisk- og usymmetrisk armerte referansebjelken.

Bøyestrekfasthetene basert på risslastene, de korrigerte aksielle strekkfasthetene ut fra disse verdiene og de prøvde spaltestrekfasthetene til alle disse bjelkene er vist i tabell 6-8. Siste linje i denne tabellen viser forholdet mellom estimert aksiell strekkfasthet ut fra risslastene og prøvd spaltestrekfasthet for betongen i bjelkene.

Tabell 6-8: Observerte og beregnede strekkfastheter for betongen i bjelkene

Strekfastheter	B20		B38-1		B38-2		B38-3	
	S	U	S	U	S	U	S	U
Bøyestrekfasthet fra risslaster ($f_{ct,fl}$)	2,43	2,95	3,04	2,64	2,65	2,62	2,26	2,10
Korrigert til aksiell strekkfasthet (f_{ct}) ¹⁾	1,85	2,24	2,31	2,01	2,01	1,99	1,72	1,60
Spaltestrekfasthet fra prøver ($f_{ct,sp}$)	3,53		3,60		3,32		3,14	
$f_{ct}/f_{ct,sp}$	0,52	0,63	0,64	0,56	0,61	0,60	0,55	0,51

(1) $f_{ct} = 0,76 \cdot f_{ct,fl}$

Bjelke B20-S har lave strekkfastheter i denne oversikten, men også B38-S-3 og B38-U-3 har tilsvarende lave verdier. Det som likevel gjør B20-S spesiell er at det er en referansebjelke som i utgangspunktet ikke skulle ekspandere, men som likevel har ekspandert litt (ved 20 °C og innpakket i plast). Ekspansjonen er likevel bare målt til 0,04 %. Den usymmetrisk armerte referansebjelken har ekspandert litt mer og fått en ekspansjon på 0,18 % i toppen og en sammentrekning på 0,03 % i bunnen. Denne bjelken har derfor et lite strekk i betongen i bunnen når skjærforsøket starter, men får likevel en større strekkfasthet enn den symmetrisk armerte bjelken som har et lite trykk i bunnen når skjærforsøket starter.

Det er derfor ganske tydelig at B20-S har en spesielt lav bøyestrekfasthet. Hvis risslasten er riktig, så tyder det da på at strekkfastheten til betongen svekkes allerede tidlig i ekspansjonsforløpet og at det i tillegg kan være lokale variasjoner som også kan bety ganske mye for risslasten i slike bjelkeforsøk. I forhold til de prøvde spaltestrekfasthetene, så er den estimerte aksielle strekkfastheten betydelig redusert av AR ekspansjonen, noe som også er som forventet ut fra den tidligere diskusjonen i avsnitt 5.3.2. Siden tøyningsevnen til betong på strekk bare er 0,10 til 0,15 %, er det også ganske sannsynlig at det kan bli en slik reduksjon ganske tidlig på grunn av de mikro-rissene som dannes tidlig i ekspansjonsforløpet. Dette sammenfaller med Jones and Clark [24] som diskuterer at flere tidligere undersøkelser har vist at reduksjon av strekkfasthet skjer før betongen får noe særlig ekspansjon. «Insitue of Structural Engineers [2] viser imidlertid at spaltestrekfastheten får en mer jevn reduksjon (15 og 25 % reduksjon ved 0,5 og 1,0 % ekspansjon). I [32, 66] fant de også at spaltestrekfastheten økte i starten før den ble redusert ved videre ekspansjon.

Det er også mulig at de lave bøyestrekfasthetene til disse bjelkene delvis skyldes litt spesielle forhold fra riss i overflaten og at strekkfastheten litt lenger inne i bjelkene er noe høyere. Det

er kjent at både den aksielle strekkfastheten og bøyestrekfastheten til betong er følsom for både strekk fra svinn og riss i overflaten [18]. Spesielt de ekspanderte bjelkene i disse forsøkene har tydelige riss i overflaten som vil gi spenningskonsentrasjoner og tidlige momentriss. Det er derfor heller ikke så sikkert at det er så stor forskjell på spaltestrekfastheten og den aksielle strekkfastheten til betongen litt lenger inne i tverrsnittet. Den aksielle strekkfastheten til betongen i det området (uten makroriss) trenger derfor ikke å være så forskjellig fra de prøvde spaltestrek-verdiene. Referansebjelkene gir også en indikasjon på det siden B20-S med den laveste bøyestrekfastheten fikk høyere skjærrisslast enn B20-U som har den høyeste bøyestrekfastheten.

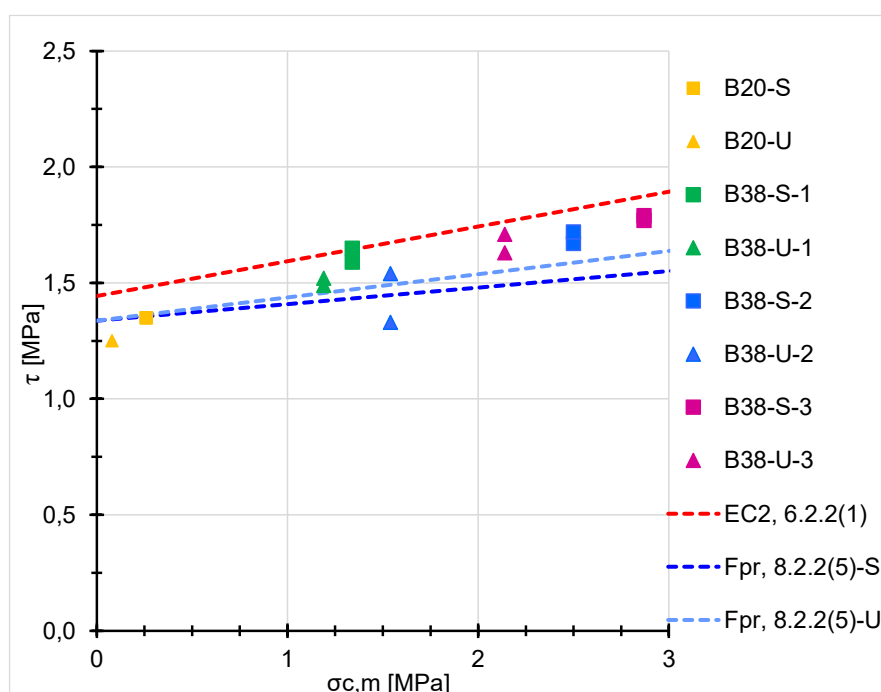
Den lave bøyestrekfastheten til referansebjelkene kan også være litt påvirket av autogent svinn. Det meste av dette svinnet oppstår ganske tidlig og ifølge tidsfunksjonen i EC2 [35] er ca. 65 % ferdig etter 30 døgn og ca. 85 % etter 85 døgn, da referansemålingene ble tatt. Størrelsen på det autogene svinnet avhenger av betongkvaliteten (v/c-tallet) og sementtypen. For denne betongen med v/c = 0,54 og sementtype CEM I 42,5 R, er det forventet å være forholdsvis lavt. Innsatt i uttrykket i EC2 og i et uttrykk i fib bulletin 70 [34] som baserer seg på midlere trykkfasthet til betongen, så er det totale autogene svinnet til denne betongen ca. 0,06 ‰. For den symmetrisk armerte referansebjelken, vil det da potensielt kunne gi en strekktoyning og spenning i betongen på ca. 0,018 ‰ og ca. 0,3 MPa (regnet for $E_c = 15000$ MPa). Dette er omtrent det samme som den beregnede trykkspenningen fra ekspansjonen fra 85 døgn og frem til bjelken ble prøvd. Det kan derfor være en liten effekt av det autogene svinnet på bøyestrekfastheten til denne bjelken, og at den trykkspenningen som er beregnet fra ekspansjonen da er noe mindre enn forutsatt. Dette gjelder imidlertid like mye for alle bjelkene. Noe av dette svinnet kan imidlertid også ha blitt motvirket av noe ekspansjon i tiden frem til referansemålingene ble tatt. Hvis en antar at det gjelder for hele det autogene svinnet etter 30 døgn, så blir da den spenningsgivende toyningen bare $0,018 \cdot 0,65 = 0,011$ ‰ og den tilhørende strekkspenningen ca. 0,15 MPa. Innvirkningen av det autogene svinnet på bøyestrekfastheten til betongen i disse bjelkene er derfor vurdert til å være svært begrenset.

Hvis det autogene svinnet hadde betydd noe særlig for disse bjelkene, burde også bøyestrekfastheten til den usymmetrisk armerte referansebjelken vært lavere enn for den symmetrisk armerte referansebjelken siden strekkspenningen i betongen fra svinnet er størst for den bjelken. Disse resultatene tyder derfor på at den tilfeldige variasjonen i strekkfastheten til betongen overskygger effekten av det autogene svinnet for disse bjelkene. Det blir derfor sannsynligvis også mer riktig å se bort fra det autogene svinnet enn å forsøke å ta hensyn til en effekt som ikke er målt.

Det autogene svinnet og AR-ekspansjonen virker også ganske forskjellig på betongen. Mens det autogene svinnet gir strekkspenninger i en armert betong som kan gi makroriss for en lavere last, gir AR-ekspansjonen trykkspenninger og mikroriss i betongen. Det at disse mikrorissene dannes allerede tidlig i ekspansjonsforløpet antas derfor å være hovedårsaken til den reduserte bøyestrekfastheten til referansebjelkene.

6.3.4 Sammenligning med beregnede skjærfastheter etter EC2 og forslaget til ny EC2

Tilhørende skjærspenninger til skjærrisslastene er sammenlignet med tillatte skjærspenninger i henhold til EC2 og forslaget til ny EC2 i figur 6-32. Resultatene er vist for begge skjærspennene til hver bjelke og verdiene er plottet mot midlere trykkspenning i betongen fra ekspansjonen. Skjærspenningene fra forsøkene er regnet som $V_r/b \cdot d$. Symbolene og fargene til bjelkene er de samme som i tidligere figurer. Den stiplede røde linjen er forventet midlere skjærfasthet etter EC2 ($C_{R,c} = 0,18$) og de to stiplede blå linjene er forventede midlere skjærfastheter etter forslaget til ny EC2. I disse beregningene er det også benyttet en midlere trykkfasthet på 43 MPa for betongen, som er gjennomsnittlig trykkfasthet for alle bjelkene, i stedet for den karakteristiske trykkfastheten som inngår i skjæruttrykkene. Dette er gjort fordi middelverdien til betongen er forventet å gi best korrelasjon mellom de beregnede og de prøvde verdiene. Trykkspenningen $\sigma_{c,m}$ er midlere trykkspenning i betongen fra ekspansjonen. Den er også den eneste variabelen i disse beregningene, og er derfor brukt som x-akse i denne figuren.



Figur 6-32: Skjærspenninger ved skjærrisslastene sammenlignet med beregnede kapasiteter etter gjeldende EC2 punkt 6.2.2(1) og forslaget til ny EC2 punkt 8.2.2(2) og (5) plottet som funksjon av midlere trykkspenning i betongen fra ekspansjonen.

I henhold til både nåværende EC2 og forslaget til ny EC2 skal trykkspenningen bestemmes som N/A_c , hvor N er trykkraften som settes på tverrsnittet og A_c er arealet til hele tverrsnittet (som om armeringen også er betong). Det er likevel her valgt å sette denne kraften på det armerte tverrsnittet for å få mest mulig riktige trykkspenninger i betongen. Det betyr da at den kraften som er i likevekt med trykkspenningen i bare betongen etter ekspansjonen må økes noe for at den skal gi den samme trykkspenningen i betongen når den settes på det armerte tverrsnittet. Denne kraften (N') er beregnet som beskrevet i avsnitt 6.2.1. Måten en beregner trykkspenningen i betongen på betyr ganske mye for disse bjelkene siden de har så mye armering. Hvis en følger standardene direkte, og deler den ytre kraften (N') på kun bjelketverrsnittet, så øker trykkspenningen i B38-S-3 (som har høyest trykkspenning) fra ca. 2,9 til ca. 3,7 MPa. Den måten standardene regner ut trykkspenningen på er også en forenkling

som vanligvis ikke betyr så mye. For disse bjelkene blir imidlertid de trykkspenningene så mye for høye at det blir en forholdsvis stor feil i forhold til de virkelige trykkspenningene i betongen fra ekspansjonen. Det er også den virkelige trykkspenningen som er den riktige parameteren for trykkraften i disse bjelkene.

Om en benytter midlere eller karakteristisk verdi for trykkfastheten til betongen i skjæruttrykkene betyr imidlertid ikke så mye for skjærfastheten til disse bjelkene. Hvis en setter inn en karakteristisk fasthet på $43 - 8 = 35$ MPa i stedet for middelverdien på 43 MPa i basisuttrykket for skjærfasthet i EC2 en (uten trykkkraft leddet), så reduserer det skjærfastheten til disse bjelkene med bare ca. 7 %. Det at det benyttes karakteristisk i stedet for midlere trykkfasthet i disse uttrykkene kan derfor betraktes som en del av sikkerheten. Overgangen fra middelverdier til karakteristiske verdier, som det i tillegg skal legges en ekstra sikkerhet i form av en materialfaktor ($\gamma_c = 1,5$ i EC2) på for å få den dimensjonerende verdien, er derfor først og fremst ivaretatt av den konstanten som står først i disse uttrykkene. I EC2 er den satt til 0,18 som en karakteristisk verdi. En studie av Dunchelberg and Renineck [67] av andre utførte forsøk (flere hundre bjelker) viste imidlertid at 42 % av resultatene da var usikre og at denne verdien burde vært redusert til 0,138 som en karakteristisk verdi. Det uttrykket som ble benyttet for skjærfastheten i den undersøkelsen benyttet karakteristisk trykkfasthet for betongen. Hvis middelverdien hadde blitt benyttet i stedet, så er det da sannsynlig at det ville blitt ca. 50 % undermålere. Dette underbygger samtidig at bruk av den midlere trykkfastheten til betongen i disse beregningene er et ganske godt estimat for de forventede midlere skjærfasthetene til disse bjelkene.

I tidligere norsk standard NS3473 [64] inngikk strekkfastheten og ikke trykkfastheten til betongen i skjæruttrykket. Det er imidlertid ikke så stor forskjell på 3. rot av trykkfastheten (f_c) og uttrykket for strekkfastheten i EC2 som er $0,30 \cdot f_c^{2/3}$, og de er like for $f_c = 37$ MPa. For $f_c = 43$ MPa, er 3. rot av trykkfastheten ca. 5 % lavere enn dette uttrykket for strekkfastheten. Effekten av strekkarmeringen på skjærfastheten viser også god relasjon til 3. rot av armeringsmengden som tidligere vist i figur 6-4. Det at trykkfastheten er benyttet i stedet for strekkfastheten i disse uttrykkene for skjærfastheten kan derfor delvis sees på som en forenkling av disse uttrykkene.

Effekten av trykkspenningen på skjærfastheten beregnet etter ny EC2 er kun vist i henhold til punkt 8.2.2(5) (se tabell 6-5) siden faktoren k_{vp} , som ivaretar effekten av trykkraften i punkt 8.2.2(4) varierer med skjærkraften og må derfor regnes spenn for spenn for hver skjærisslast. Verdiene beregnet etter punkt 8.2.2(4) gir derfor heller ikke en lineær relasjon til trykkspenningen slik uttrykket i punkt 8.2.2(5) gjør. Tillatte skjærspenninger etter begge disse metodene er derfor sammenlignet i tabell 6-5. Utrykket i punkt 8.2.2(4) gir generelt en noe lavere tillatt skjærspenning enn punkt 8.2.2(5). For punkt 8.2.2(5) er det plottet en linje for både de symmetrisk armerte og de usymmetrisk armerte bjelkene, vist som en henholdsvis lys og mørk blå stiplet linje i figur 6-32. For de usymmetrisk armerte bjelkene er eksentrisiteten til trykkraften (e_p) da satt til 35 mm for alle bjelkene, som er valgt ut fra de opptredende eksentrisitetene i disse bjelkene, se tabell 6-5.

Som tabell 6-3 til 6-6 og figur 6-32 viser, gir forslaget til ny EC2 en noe lavere skjærfasthet for disse bjelkene når det ikke er noen trykkspenning fra ekspansjonen ($\sigma_{cm} = 0$). Ved en samtidig

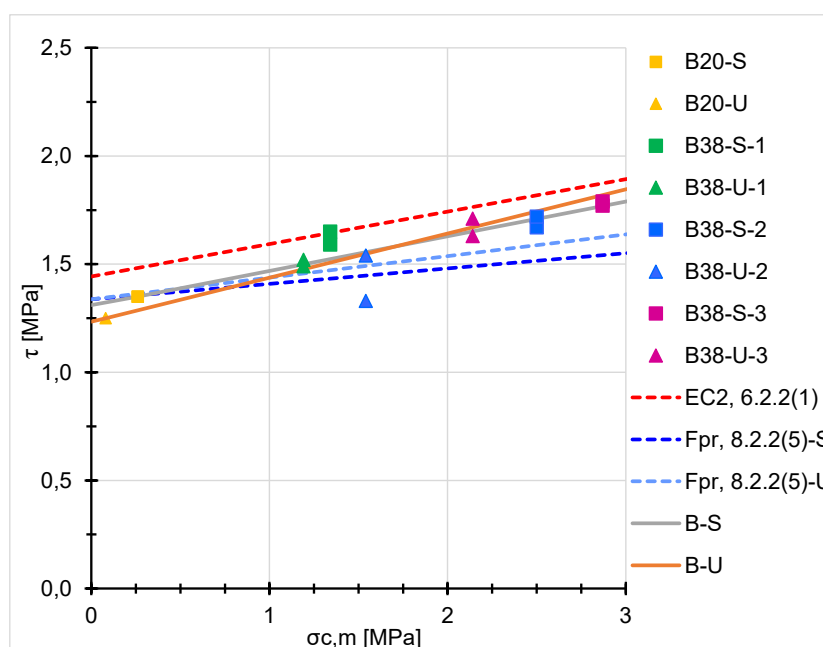
trykkspenning, gir også forslaget til ny EC2 en noe mindre økning av skjærfastheten med økende trykkspenning enn nåværende EC2. Det kan en se fra den røde og de blå stiplede linjene på figur 6-32, men også fra k_1 -verdiene i tabell 6-5 som alle er mindre enn 0,15, og som er den konstanten (k_1) som middelspenningen multipliseres med for alle eksentrisiteter i gjeldende EC2. Denne verdien kan utledes fra dekompresjonsmomentet (M_0), som vist i avsnitt 6.1.4, hvis en setter e/h og a/d lik henholdsvis 0,35 og 4. Hvis en setter $e/h = 0,35$ for disse bjelkene ($h = 300$ mm), så virker aksialkraften i en avstand 105 mm fra nøytralaksen, som er ca. ved strekkarmeringen. For $a/d = 3$ og $e = 0$ og 35 mm, som er ca. lik eksentrisitetene til de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen, så blir k_1 i henhold til dette uttrykket (ligning 6-2) ca. 0,07 og 0,11. Disse verdiene stemmer også bra med de nye verdiene for k_1 i forslaget til ny EC2, som er ca. 0,07 og 0,09 for disse eksentrisitetene og bjelkene, se også tabell 6-5.

Eksentrisiteten til trykkraften er ganske liten for de symmetrisk armerte bjelkene (satt til null) og den er også forholdsvis liten for de usymmetrisk armerte bjelkene siden de har mer ekspansjon i toppen som jevner ut noe av effekten av at de har mindre armering i toppen enn i bunnen. Rent beregningsmessig er det ingen forskjell på de to bjelketypene når det gjelder skjærkapasitet, lik eksentrisitet og lik trykkraft hadde derfor gitt samme økning av kapasiteten for begge bjelketypene. Eksentrisitetene er likevel så små for de usymmetrisk armerte bjelkene i dette tilfellet at det er trykkspenningen som betyr mest for økningen av skjærfastheten. Forskjellen på de to bidragene er likevel relativt liten som en kan se fra figur 6-29. Skjærfastheten etter forslaget til ny EC2 er enda noe lavere hvis det regnes med justert d og k_{vp} -faktoren i stedet for k_1 -faktoren ($k_1 \cdot \sigma_{cp}$) for effekten av trykkspenningen.

Skjærfasthetene til bjelkene følger de beregnede verdiene (linjene) ganske bra bortsett fra for referansebjelkene og det ene spennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin som ligger en del lavere. Referansebjelkene fikk skjærriss i bare det ene spennet (venstre side sett fra side B) og det andre spennet (høyre spenn sett fra side B) har da en noe høyere kapasitet. Bildene fra DIC analysen av bjelke B20-U viste imidlertid at også det andre spennet hadde tydelige tegn til skjærriss når det første spennet fikk brudd (brudd samtidig med skjærrisset for begge referansebjelkene), se figur H-4 i Vedlegg H. Skjærrisslasten til det spennet som ikke fikk endelig skjærriss ble derfor satt lik skjærrisslasten til det spennet som fikk skjærriss for begge disse bjelkene, som vist i tabell 6-2. Kapasitetene i figur 6-31 er også regnet for en noe høyere trykkfasthet enn det referansebjelkene hadde (43 i forhold til 38,5 MPa). Denne forskjellen utgjør imidlertid kun ca. 0,04 MPa på skjærfastheten. Skjærrisslastene til referansebjelkene er derfor litt lave i forhold til de beregnede verdiene, spesielt etter gjeldende EC2. En forklaring på dette kan være at også disse bjelkene fikk en liten ekspansjon som reduserer strekkfastheten til betongen (spesielt den aksielle) noe. Den tidligere diskusjonen i avsnitt 6.3.1 tyder også på at det er en slik effekt av ekspansjonen på referansebjelkene. Skjærrisslasten på 69 kN for spennet med lavest skjærrisslast for den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin er også litt lavere enn skjærrisslasten til den symmetrisk armerte referansebjelken (70 kN). Det er da også en indikasjon på at den usymmetrisk armerte referansebjelken har en litt lavere skjærkapasitet (65 kN) enn den symmetrisk armerte referansebjelken.

Hvis en ser isolert på bare de ekspanderte bjelkene, så stemmer de ganske bra med de beregnede verdiene i henhold til nåværende og forslaget til ny EC2, bortsett fra det ene skjærspennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin som ligger noe lavere. Den beregnede økningen av skjærfastheten med trykkspenningen er imidlertid ment som et tillegg til den ordinære skjærfastheten uten trykkraft gjennom en faktor på trykkspenningen (middelspenningen), og hvis en benytter referansebjelkene som referanse så vil startverdien for disse linjene bli noe lavere.

De estimerte linjene for økningen av skjærrisslasten som funksjon av trykkspenningen for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene i figur 6-29 er derfor lagt inn i denne sammenligningen med beregnede verdier i figur 6-33. Disse linjene går gjennom referanseverdiene og har en stigning på ca. 0,15 i forhold til trykkspenningen for de symmetrisk armerte bjelkene og på ca. 0,20 for de usymmetrisk armerte bjelkene. Disse linjene er i samme farge som i figur 6-29, men her er de heltrukne. I denne figuren har også referansebjelkene en liten trykkspenning som det ikke ble tatt hensyn til i figur 6-29. Hvis en hadde gjort det, ville stigningen på disse kurvene blitt enda noe høyere. Det er likevel en viss usikkerhet rundt disse linjene og det er derfor valgt å plote de med samme stigning også i denne figuren. Trykkspenningene i referansebjelkene reduserer også skjærrisslasten ved null trykkspenning i disse bjelkene noe i forhold til de oppnådde verdiene. Dette utgjør mest for den symmetrisk armerte referansebjelken som får en skjærrisslast ved null trykkspenn på ca. 68 kN, eller en skjærfasthet på ca. 1,3 MPa, som det ikke er blitt tatt hensyn til i den tidligere diskusjonen av disse resultatene. Denne forskjellen betyr allikevel relativt lite i forhold til tendensen i disse resultatene. Den nye lasten (ved null trykkspenning) er også bare en fiktiv last for en ekspandert betong.



Figur 6-33: Skjærspenninger ved skjærrisslastene (V_r) plottet mot midlere trykkspenning i betongen fra ekspansjonen og sammenlignet med beregnede kapasiteter etter gjeldende EC2 og forslaget til ny EC2 punkt 8.2.2(2) og (5) og estimerte økninger for de symmetrisk- (grå linje) og usymmetrisk (oransje linje) armerte bjelkene i denne undersøkelsen

Skjærfasthet for eksisterende konstruksjoner i Vedlegg I i forslaget til ny EC2

I Vedlegg I punkt I.8.3.1(1) i forslaget til ny EC2, Fpr 1992-1-1 [54], er det også et uttrykk for skjærfastheten til tverrsnitt uten skjærarmoring i eksisterende konstruksjoner, som er vist i ligning 6-11. AR er her også nevnt som en nedbrytningsmekanisme av betongen der det er aktuelt å benytte dette uttrykket.

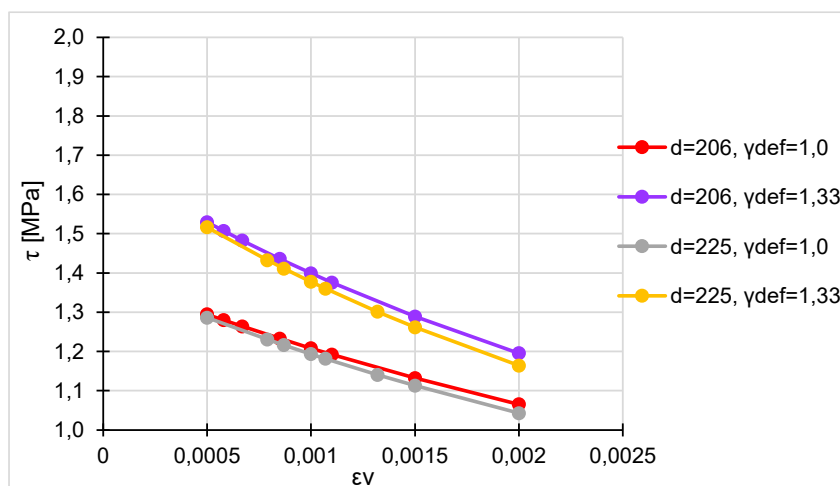
$$\tau_{rdc} = 0,33 \cdot \frac{\gamma_{def}^{2/3}}{\gamma_v^2} \frac{\sqrt{f_{ck}}}{1 + 24 \cdot \gamma_{def} \cdot \varepsilon_v \cdot \frac{d}{d_{dg}}} \quad (6-11)$$

hvor:

- ε_v er tøyningen i lengdearmoringen i det aktuelle snittet, og som også inkluderer en eventuell trykkraft på tverrsnittet,
- γ_{def} er en partiell sikkerhetsfaktor som skal dekke usikkerhet knyttet til beregning av deformasjoner, og er anbefalt satt til 1,33 (hvis det ikke er oppgitt noe annet i nasjonalt tillegg), og
- γ_v er materialfaktoren for skjær som er satt til 1,4, og som her er i 2. potens

For å kunne bestemme ε_v må det velges en last, og det er da her mest aktuelt å sette den til skjærrisslasten til den symmetrisk armerte referansebjelken som er 70 kN. Det står også i dette vedlegget at det kritiske snittet ikke skal velges nærmere enn $d/2$ fra lasten, og det tilsvarer da en last på $(70/3) \cdot 2,5 = 58$ kN over hele spennet for å gi samme moment. I henhold til figur 6-31a), blir da tøyningen ε_v i dette snittet i ren Stadium II (uten aksialkraft) 1,1 ‰, og for samtidige trykkspenningene på 1,3, 2,5 og 2,9 MPa ved 1., 2. og 3. termin henholdsvis 0,87, 0,67 og 0,60 ‰ for de symmetrisk armerte bjelkene i dette snittet.

Dette uttrykket er ganske forskjellig fra det i hovedpunktet for skjær i denne standarden (pkt. 8.2.2(2)) ved at det inneholder både en γ_{def} og en γ_v faktor, og ved at det har roten og ikke 3. roten av trykkfastheten. γ_v er også i 2. potens i dette uttrykket, og det er da sannsynlig at den ene av disse er en reduksjon fra middel til karakteristisk fasthet ($1/1,4 = 0,71$), og den andre en reduksjon fra karakteristisk til dimensjonerende fasthet. Bakgrunnen for γ_{def} er ikke kjent. Anbefalt verdi for γ_{def} er 1,33, og det gir en høyere skjærfasthet enn om en setter γ_{def} lik 1,0. Dette er vist i figur 6-34 der skjærfastheten er plottet som funksjon av ε_v for $d = 206$ og 225 mm, som er justerte d -verdier for det kritiske snittet i henholdsvis $2,5 d$ og $3 d$ (ved lasten) fra opplegget. En ser da at γ_{def} verdien betyr mer enn plasseringen av det kritiske snittet for skjærfastheten i dette tilfellet (regnet med en $\gamma_v = 1,4$ og $f_{ck} = 35$ MPa) og at skjærfastheten avtar med økende ε_v , som forventet. En ser også at skjærfastheten avtar litt mer med økende ε_v for $\gamma_{def} = 1,33$ enn for $\gamma_{def} = 1,0$. γ_{def} inngår i både telleren og nevneren av dette uttrykket. I nevneren øker γ_{def} -verdier $> 1,0$ tøyningen i lengdearmoringen, noe som reduserer skjærfastheten, og som derfor kan betraktes som en sikkerhetsfaktor for skjærfastheten. γ_{def} leddet i telleren øker derimot skjærfastheten for γ_{def} -verdier $> 1,0$. Dette leddet har også en form med $\gamma_{def}^{2/3}$ som tyder på at det er en kalibreringsfaktor for å justere denne skjærfastheten til en antatt verdi.

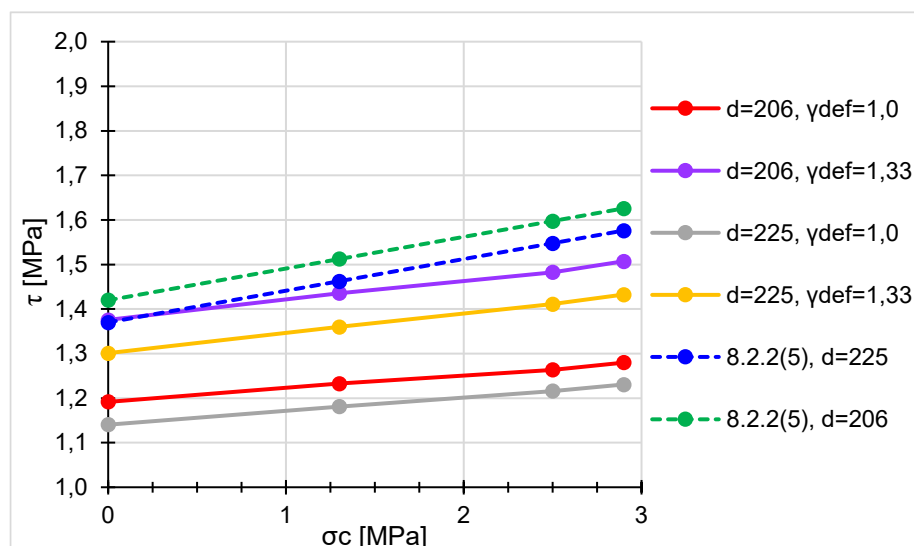


Figur 6-34: Skjærfastheter beregnet etter punkt 1.8.3.1(1) i forslaget til ny EC2 som funksjon av tøyningen ε_v for justerte d -verdier på henholdsvis 206 og 225 mm for effektive skjærspenn på 2,5 og 3 d og γ_{def} lik 1,0 og 1,33

I figur 6-35 er skjærfasthetene i henhold til dette uttrykket innsatt for en $\gamma_v = 1,4$ og $d_{dg} = 32$ mm plottet som funksjon av trykkspenningen for $\gamma_{def} = 1,0$ og 1,33 og $d = 206$ og 225 mm. I denne figuren er også skjærfastheten i henhold til hoveduttrykket for skjær i punkt 8.2.2(2) og (5) i denne standarden vist for $d = 206$ og 225 mm som en grønn og en blå stiplet linje. En ser da at skjærfastheten i henhold til dette uttrykket for $\gamma_{def} = 1,33$ og $d = 206$ mm stemmer godt med verdien til hoveduttrykket for skjær for $d = 225$ mm (og er litt lavere enn verdien for $d = 206$ mm iht. det uttrykket) ved null trykkspenning. Det ser derfor ut til at denne skjærfastheten er relatert til den verdien. Hoveduttrykket for skjær sier heller ikke noe om hvilket snitt som skal benyttes, og det er det helt ute ved punktlasten som har lavest kapasitet.

For $\gamma_{def} = 1,33$ blir skjærfasthetene henholdsvis 1,38, 1,44, 1,48 og 1,51 MPa for trykkspenningene på 0, 1,3, 2,5 og 2,9 MPa for disse bjelkene. Disse verdiene er markert som punkter på den lilla kurven i figur 6-35. Økningen av skjærfastheten med trykkspenningen er også i dette tilfellet ganske lineær. Den er likevel omtrent bare halvparten av den i henhold til hoveduttrykket for skjær som gir $k_1 = 0,07$ for de symmetrisk armerte bjelkene.

Det er også ut fra denne figuren γ_{def} som utgjør den største forskjellen på de beregnede kurvene. En ser også at effekten av plasseringen av det kritiske snittet (påvirker d) er litt større for $\gamma_{def} = 1,33$ enn for $\gamma_{def} = 1,0$. For $\gamma_{def} = 1,0$ er den omtrent den samme som i hoveduttrykket for skjær i punkt 8.2.2 (2) og (5). Alle disse referanseverdiene (ved null trykkspenning) er også høyere enn den estimerte karakteristiske referanseskjærfastheten til de ekspanderte bjelkene fra disse forsøkene (svart linje i figur 6-36).



Figur 6-35: Skjærfastheter beregnet etter punkt 1.8.3.1(1) og punkt 8.2.2(2) og(5) i forslaget til ny EC2 som funksjon trykkspenningen i betongen for d lik henholdsvis 206 og 225 for effektive skjærspenn på 2,5 og 3 d og γ_{def} lik 1,0 og 1,33

6.3.5 Evaluering av en karakteristisk referansefasthet og fasthetsøkning på grunn av trykkspenninger fra AR-ekspansjonen

De nye estimerte linjene stemmer også ganske godt med de observerte skjærrisslastene selv om det er en tendens til at resultatene ved 2. og 3. termin ligger litt under disse linjene. Disse linjene indikerer likevel en økning av skjærrisslasten med økende trykkspenning for disse bjelkene som er like høy og kanskje også noe høyere enn det nåværende EC2 og forslaget til ny EC2 forutsetter for en betong som ikke er skadet av AR ekspansjon. En forutsetning for det er imidlertid at også referansebjelkene har fått reduserte skjærrisslaster fra ekspansjonen, selv om den er liten. De lave bøyestrekkefasthetene som ble funnet for disse bjelkene i avsnitt 6.3.3 underbygger delvis det. Det er likevel også en mulighet for at referansebjelkene er undermålere, og da blir heller ikke økningen av skjærrisslasten med trykkspenningen så stor hvis de andre resultatene er mer representative for middelerverdiene. Det er derfor litt vanskelig å vurdere effekten av trykkspenningen fra ekspansjonen på skjærrisslasten til disse bjelkene ut fra så få prøver. Den overordnede vurderingen er likevel at det er ganske sannsynlig at også referansebjelkene har reduserte skjærrisslaster på grunn av ekspansjonen, og at de viste heltrukne linjene på figur 6-33 (grå og oransje linjer) derfor antakelig beskriver effekten av trykkspenningen fra ekspansjonen på skjærrisslastene til disse bjelkene ganske riktig.

I disse forsøkene, er det likevel et problem at den ene skjærrisslasten til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin ligger såpass langt under tendenslinjen til de andre resultatene. Det kan imidlertid også være andre forhold, som f.eks. armeringsforholdet, som påvirker skjærfastheten til slike ekspanderte bjelker og som gjør at den observerte tendensen i disse resultatene ikke trenger å være generell.

Hvis en ut fra disse resultatene skal komme med et forslag til beregningsregler for skjærkapasiteten til AR ekspandert betong, så må disse middellinjene (skjærfasthet i forhold til trykkspenning) først reduseres til karakteristiske linjer. Det er imidlertid ikke helt "rett frem"

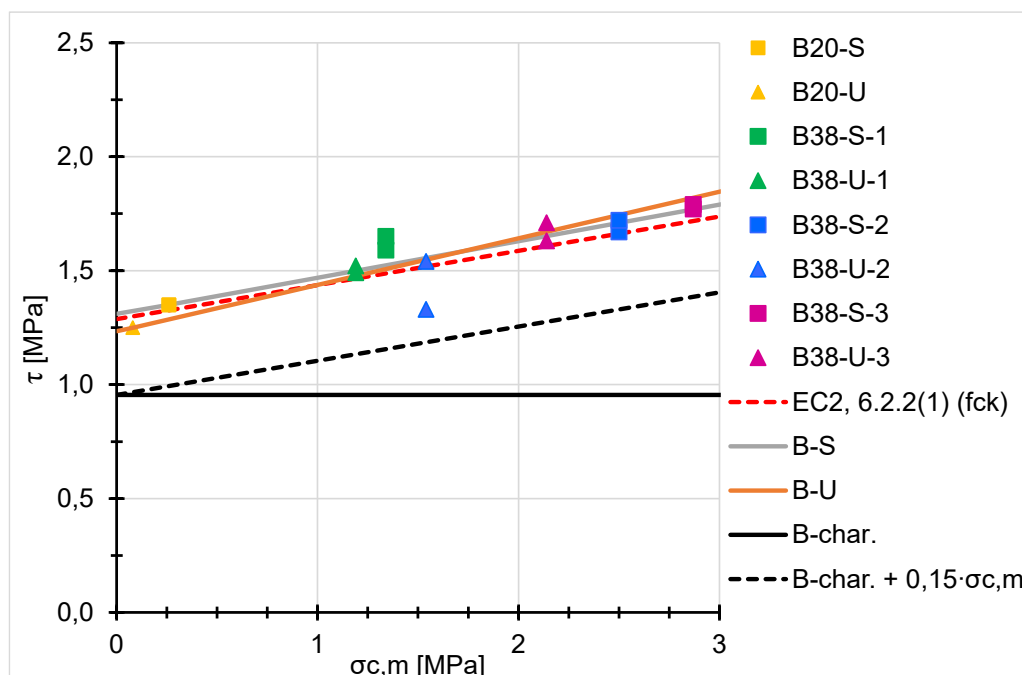
siden det er så få resultat. Hadde det vært flere resultat, kunne en også lagt inn regresjonslinjer med ønsket signifikansnivå, men et slikt estimat blir for usikkert i dette tilfellet.

Det er derfor i denne vurderingen først forsøkt å estimere en karakteristisk referanseverdi ved null trykkspenning i betongen, for så å diskutere en eventuell økning av den skjærfastheten med trykkspenningen fra ekspansjonen. Denne vurderingen gjøres bare i forhold til nåværende EC2. Siden det her dreier seg om sikkerhet, bør en også benytte den karakteristiske trykkfastheten til betongen i skjæruttrykket i EC2. Det er likevel valgt å benytte en midlere trykkfasthet på 43 MPa også for referansebjelkene, da det blir litt til sikker side i forhold til hvor mye den beregnede skjærfastheten må reduseres med for å gi (bli lik) den midlere skjærfastheten til de ekspanderte bjelkene. Ut fra EC2 blir da den karakteristiske trykkfastheten $43 - 8 = 35$ MPa. Denne verdien innsatt i skjæruttrykket i EC2 punkt 6.2.2(1) med $C_{R,c} = 0,18$ gir da en beregnet referansefasthet for disse bjelkene (uten ekspansjon) på 1,35 MPa.

Hvis en videre setter referanseverdien for skjærfastheten til de ekspanderte bjelkene til midt mellom den symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelken (grå og oransje linje ved null trykkspenning) som er 1,27 MPa, så blir nødvendig reduksjon av den beregnede referansefastheten for å få denne verdien en faktor på $1,27/1,35 = 0,94$. Den faktiske trykkfastheten til referansebjelkene er imidlertid 38,5 MPa istedenfor 43 MPa, noe som reduserer den beregnede skjærfastheten med en faktor lik $(30,5/35)^{1/3} = 0,95$ og en beregnet fasthet på 1,29. Forutsatt samme stigning med trykkspenningen som tidligere, blir da den beregnede skjærfastheten som vist ved den røde stiplede linjen i figur 6-36. Hvis forskjellen mellom trykkfastheten til betongen til referansebjelkene og de ekspanderte bjelkene er inkludert er det nesten ingen forskjell mellom den beregnede fastheten til bjelkene, basert på den karakteristiske trykkfastheten til betongen og gjennomsnittet av de observerte verdiene. Faktoren for overgangen mellom disse verdiene blir derfor satt lik 1,0.

Denne verdien er imidlertid en middelvei som må bli omgjort til en karakteristisk verdi. Forholdet mellom midlere og karakteristisk $C_{R,c}$ -verdi som Dunkelberg og Reineck [67] fant i sin studie av skjærforsøk er her valgt som en overgangsfaktor. De fant at $C_{R,c}$ måtte reduseres til 0,138 for at skjæruttrykket i EC2 bare skulle ha ca. 5 % undermålere og at det var ca. 42 % undermålere for $C_{R,c} = 0,18$. Spredningen i en enkelt undersøkelse, er imidlertid forventet å være mindre sammenlignet med flere undersøkelser. Overgangsfaktoren fra midlere til karakteristisk skjærfasthet er derfor valgt lik $0,138/0,18 = 0,75$. Den karakteristiske referanse-skjærfastheten for disse bjelkene blir da $0,75 \cdot 1,27 = 0,95$ MPa. Denne verdien er plottet som en svart linje i figur 6-36.

Som vist i figur 6-36 ligger dette uttrykket under den lave verdien fra det sørlige spennet på bjelke B38-U-2, som er antatt å være utenfor oppførselsen til de andre spennene med en ganske klar margin.



Figur 6-36: Skjærspenninger ved skjærrisslastene sammenlignet med beregnede kapasiteter etter gjeldende EC2 punkt 6.2.2(1) beregnet med f_{ck} (rød stiplet linje), antatt karakteristisk referansefasthet for disse bjelkene (svart heltrukket linje) og økning i karakteristiske referansefasthet med trykkspenning med en gradient lik 0,15 (svart stiplet linje).

Videre er det en vurderingssak hvor mye en kan utnytte av den observerte økningen av skjærfastheten fra trykkraften fra ekspansjonen. Som tidligere diskutert, er det vanskelig å bestemme trykkraften hvis en ikke kjenner ekspansjonen og hvor mye armering det er, godt nok. I slike tilfeller, bør en derfor være litt forsiktig med å utnytte denne effekten som vanligvis er uttrykt som en faktor k_1 på trykkspenningen.

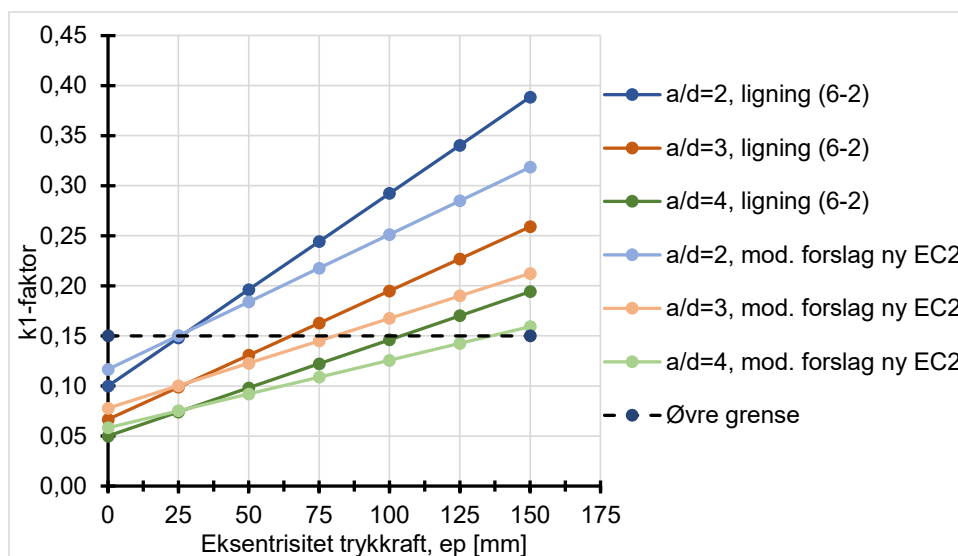
Denne faktoren er 0,15 for uskadet betong i EC2. Det er også det samme som den midlere økningen av skjærfastheten fra trykkspenningen fra ekspansjonen for de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen. En spredning av denne faktoren må likevel forventes, og for spennet med lavest skjærrisslast i den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin er den bare ca. 0,05 relatert til middelspenningen. I den enkle formen, hvor det bare regnes med en konstant faktor, er det derfor foreslått en k_1 -faktor på 0,075 på trykkspenningen for AR ekspandert betong. Dette er da ca. halvparten av det EC2 tillater for uskadet betong (basert på en noe eksentrisk plassert trykkraft) og også ca. halvparten av det vi fikk for de symmetrisk armerte bjelkene i denne undersøkelsen.

Denne faktoren påvirkes imidlertid av eksentrisiteten til trykkraften, skjærspennet eller M_{Ed}/V_{Ed} forholdet i et kontrollsnitt og den effektive høyden. Hvis en er rimelig sikker på trykkraften, så kan faktoren derfor alternativt settes lik $k_1 = \left(0,7/a\right) \cdot \left(e_p + d/3\right) \leq 0,15$ der a er lengden til skjærspennet, e_p er eksentrisiteten til trykkraften og d er den effektive høyden til tverrsnittet (mål i mm).

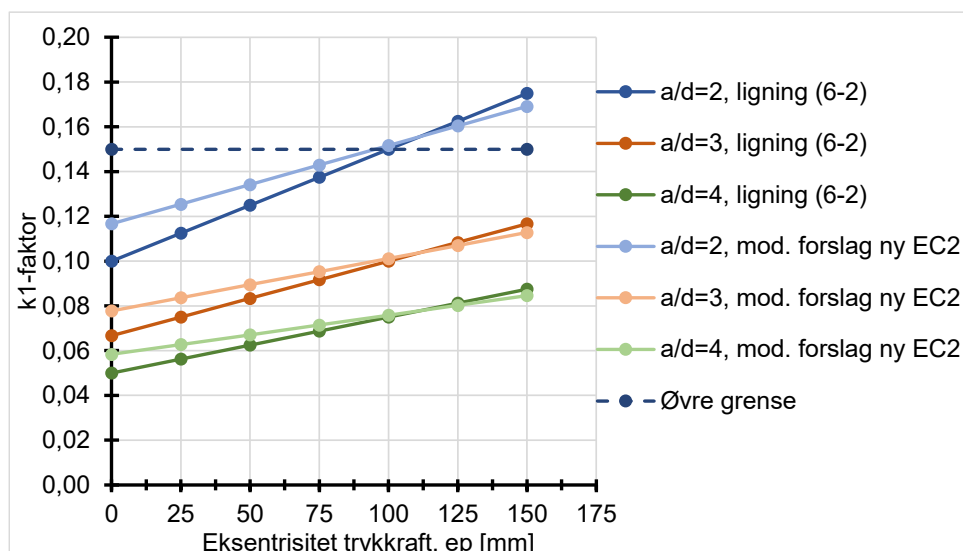
Dette uttrykket er basert på uttrykket i forslaget til ny EC2, men er litt forenklet ved at z er antatt lik $0,72h$ ($d = 0,85h$ og $z = 0,85d$). En får da $0,5/(0,85)^2$ som er $\approx 0,7$. Dette uttrykket er plottet

sammen med uttrykket for k_1 i ligning 6-2, som er basert på dekompresjonsmomentet, for disse bjelkene med $d = 260$ mm i figur 6-37 og for et tverrsnitt med $d = 1000$ mm i figur 6-38.

Disse uttrykkene gir samme k_1 -faktor for $e_p = 0,11d$. Denne verdien er likevel bare en justeringssak for nullpunktet ved null eksentrisitet. Hvis konstanten i det foreslåtte uttrykket hadde vært 0,6 i stedet for 0,7, ville det vært likt. Forskjellen på de to uttrykkene er derfor først og fremst at det foreslåtte uttrykket for k_1 stiger litt mindre med eksentrisiteten enn ligning 6-2, noe som kan være fornuftig for denne betongen. Forskjellen er også størst for relativt tynne tverrsnitt, noe som også er i tråd med at k_1 -faktoren generelt avtar med økende tykkelse som tidligere vist i figur 6-9. For små eksentrisiteter og store skjærspenn ($a/d = 4$), er det derfor litt ugunstig å regne med en konstant k_1 -faktor på 0,075 (uavhengig av eksentrisitet og skjærspenn) i henhold til dette uttrykket. Antakelig er det likevel ikke et problem siden resultatene i disse forsøkene viser en k_1 -faktor som er over det dobbelte av dette for eksentrisiteter i dette området. Alternativt kan en i et slikt tilfelle sette inn i dette uttrykket og bruke den verdien hvis den er mindre enn 0,075. Det er også satt inn en øvre grenseverdi for k_1 på 0,15 i dette uttrykket som er lavere enn i forslaget til ny EC2 for uskadet betong (ca. 0,22). En økning av den bestemte karakteristiske referansefastheten ved bruk av $k_1 = 0,15$ ganger trykkspenningen er plottet med en svart stiplet linje i figur 6-36.



Figur 6-37: k_1 avhengig av eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen og a/d -forholdet i.h.t. det foreslåtte uttrykket for k_1 og ligning (6-2) for disse bjelkene med $d = 260$ mm (hvis en kjenner trykkraften fra ekspansjonen)



Figur 6-38: k_1 avhengig av eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen og a/d -forholdet i.h.t. det foreslåtte uttrykket for k_1 og ligning (6-2) for et tverrsnitt med $d = 1000$ mm (hvis en kjenner trykkraften fra ekspansjonen)

Hvis en tar hensyn til effekten av trykkspenningen fra ekspansjonen må det også kontrolleres at armeringen kan ta denne økningen av skjærkraften uten å få flytning. For å gjøre det, må en imidlertid igjen vite både ekspansjonen og armeringsmengden. Hvis en ikke kjenner ekspansjonen, kan en som en øvre grense anta at ekspansjonen stopper ved en trykkspenning på 3,0 MPa i betongen.

Ved å regne etter denne foreslåtte metoden, kan en også bestemme denne referansefastheten for andre armeringsforhold hvis de relative forholdene mellom fasthetene ellers kan antas å være de samme. Dette blir diskutert litt nærmere i avsnitt 6.3.7 hvor det er forsøkt å vurdere effekten av mindre lengdearmering på skjærrisslasten til disse bjelkene.

Vurdering av referanseverdier

Referansebjelkene har litt lavere trykkfasthet enn de ekspanderte bjelkene som vist i avsnitt 5.3.1 og tabell 6-1. Dette forholdet er blitt behandlet litt forskjellig i de tidligere vurderingene. Mens de beregnede verdiene i figur 6-32 (i henhold til EC2 og forslaget til ny EC2) er basert på trykkfastheten til de ekspanderte bjelkene (43 MPa), er forsøksresultatene stort sett plottet direkte. Siden referansebjelkene har litt lavere fasthet, så betyr det da at effekten av denne forskjellen i trykkfasthet er inkludert i den tidligere estimerte økningen av skjærrisslasten med ekspansjonen. En kan delvis ta bort denne effekten ved å justere trykkfastheten til referansebjelkene opp fra 39 til 43 MPa. Justert i henhold til 3. rot av trykkfastheten, slik den inngår i skjæruttrykket i EC2 og i forslaget til ny EC2, så gir det en faktor på $(43/39)^{1/3} = 1,03$. Skjærrisslasten til den symmetrisk armerte referansebjelken vil da øke fra 70 til 72 kN.

Den symmetrisk armerte referansebjelken hadde imidlertid også en trykkspenning på ca. 0,25 MPa fra ekspansjonen (lagret ved 20 °C) som det heller ikke ble tatt fullt ut hensyn til i de estimerte økningene av skjærrisslasten i figur 6-29. Ved å ta hensyn til det ville referanselasten til denne bjelken (ved null spenning) blitt redusert fra 70 til ca. 68 kN og økningen i skjærrisslastene for de ekspanderte bjelkene ville da også blitt ca. 2 kN høyere. Dette er likevel delvis blitt tatt hensyn til ved at den grå linjen i figur 6-33 er trukket gjennom punktet

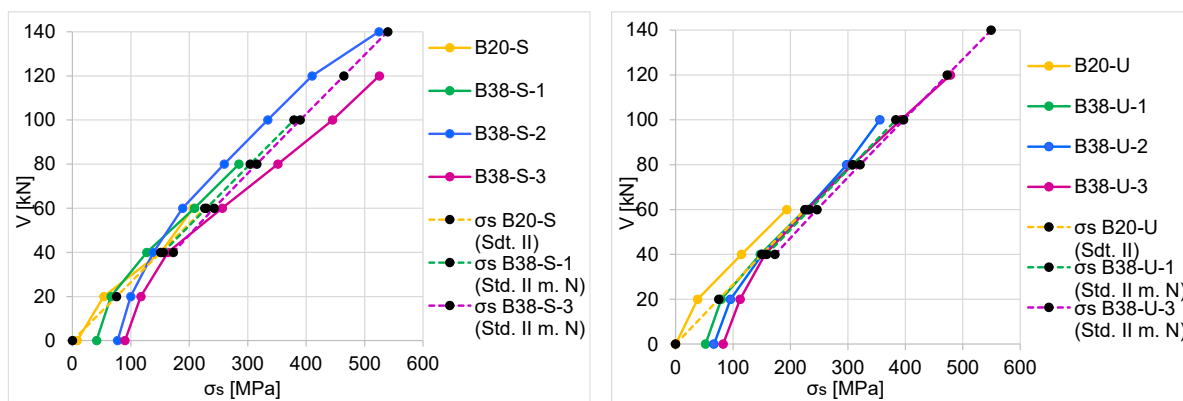
$\tau = 1,35 \text{ MPa}$ og $\sigma = 0,25 \text{ MPa}$ ($V = 70 \text{ kN}$) og med en stigning på ca. 0,15 ganger trykkspenningen. Økningen i skjærrislasten blir da ca. 24 kN for en trykkspenning på 3 MPa, som også er det bjelke B38-S-3 har hvis en benytter 68 kN som referanselast. Både reduksjonen i referanselast på grunn av trykkspenningen fra ekspansjonen og økningen i referanselast på grunn av den justerte trykkfastheten utgjør derfor en absolutt størrelse på ca. 2 kN for denne referansebjelken. Hvis en gjør begge disse korreksjonene, så påvirker det da heller ikke de tidligere bestemte økningene av skjærrislastene (basert på 70 kN som referanselast) for de symmetrisk armerte bjelkene.

Beregnet skjærrislast etter EC2 for den symmetrisk armerte referansebjelken med 39 og 43 MPa som trykkfasthet er 73 og 75 kN. Med 68 og 70 kN som stipulerte referanselaster (ved null trykkspenning i betongen) for de to fasthetene, blir da forholdet mellom "observert" og beregnet skjærrislast for denne bjelken en faktor på ca. 0,93 i begge tilfeller. Den observerte skjærrislasten er derfor ca. 7 % lavere enn beregnet etter EC2 for denne referansebjelken.

6.3.6 Spenningen i armeringen på strekksiden i midtsnittet

Figur 6-39a) og b) viser utviklingen av spenningen i strekkarmeringen i midtsnittet med lasten for henholdsvis de symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelkene ut fra tøyingsmålingene på overflaten i den høyden. Fargen på de ulike bjelkene er den samme som i tidligere figurer. Startverdien er den initielle spenningen i armeringen fra ekspansjonen, og økningen er regnet ut fra ekstensometermålingene i målelinje z_3 som er 10 mm over senter til denne armeringen. De beregnede spenningene fra disse målingene på hvert lastnivå er derfor 5-10 % for lave avhengig av hvor nøytralaksen er. Denne feilen er størst i starten og avtar med økende last. De beregnede verdiene er også gjennomsnittet for denne målelengden (200 mm) og påvirkes derfor også noe av andre forhold som heftspenninger langs armeringen og rissenes plassering i forhold til målepunktene. Disse målingene viser likevel tendensen i den gjennomsnittlige spenningsutviklingen i strekkarmeringen i disse forsøkene. Det er også lagt inn noen stiplede linjer i disse figurene som viser beregnet spenning i armeringen i Stadium II med aksialkraft for B38-S-1 og B38-S-3 og B38-U-1 og B38-U-3 fra 40 kN og oppover. For referansebjelkene er det også lagt inn linjer for beregnet spenning i Stadium II ved kun bøyning (uten aksialkraft).

Som en ser fra figur 6-39, så øker spenningen i armeringen mer for referansebjelkene enn for de ekspanderte bjelkene på 1. lasttrinn. Det skyldes at referansebjelkene får riss på dette trinnet, mens de ekspanderte bjelkene fortsatt er i Stadium I. På 2. lasttrinn (fra 20 – 40 kN), er økningen også mindre for de ekspanderte bjelkene enn for referansebjelkene selv om alle bjelkene får momentriss i løpet av det lasttrinnet. Videre oppover er derimot økningen i armeringsspenningen ganske lik for alle bjelkene. Forskjellen på 2. lasttrinn og videre lasttrinn for de ekspanderte bjelkene er først og fremst overgangen fra Stadium I til Stadium II på dette trinnet, men antakelig også at det er en noe høyere "tension stiffening" effekt i starten når tverrsnittet risser opp enn senere når rissbildet har stabilisert seg.



a) Symmetrisk armerte bjelker

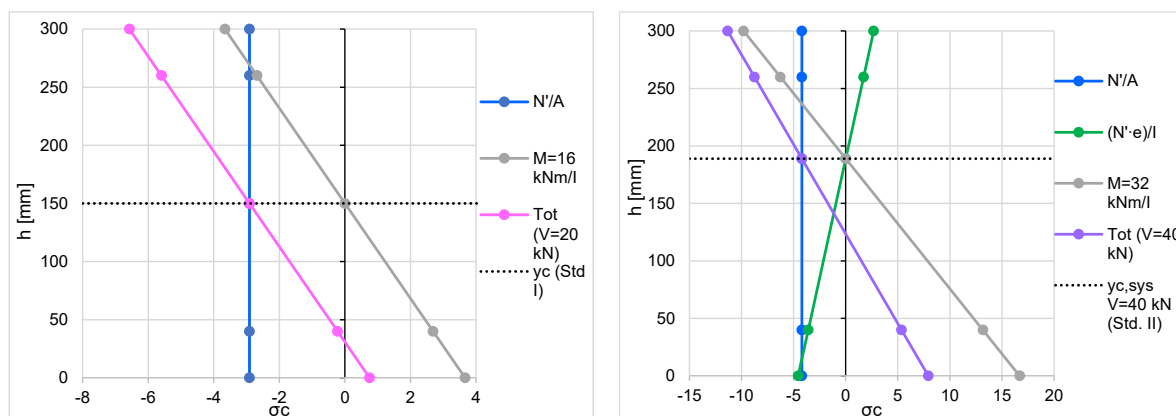
b) Usymmetrisk armerte bjelker

Figur 6-39: Utvikling av spenningen i strekkarmeringen fra initalspenningen fra AR-ekspansjonen i midsnittet basert på ekstensometermålingene ved denne armeringen i disse forsøkene

Når trykkraften begynner å virke på et tverrsnitt i Stadium II, så øker trykkspenningen i trykksonen til tverrsnittet (pga. redusert areal) samtidig som trykkraften setter opp et moment som reduserer spenningen i strekkarmeringen. For å illustrere denne effekten, er spenningstilstanden til den symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin vist for 1. og 2. lastnivå ($V = 20$ kN, urisett/Sdt. I, og $V = 40$ kN, risset/ Sdt. II) i figur 6-40 og figur 6-39. Trykkraften til den symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelken fra ekspansjonen er på henholdsvis 224 og 158 kN for disse bjelkene. Tverrsnittsverdiene som er benyttet i disse Stadium II beregningene med aksialkraft er gitt i vedlegg E.

Figur 6-40a) viser spenningstilstanden til den symmetrisk armerte bjelken i Stadium I for $V = 20$ kN. Trykkraften virker da i tverrsnittets tyngdepunktsakse (150 mm fra bunnen) og det er derfor kun en jevn trykkspenning fra denne kraften, N'/A_{ekv} (blå linje), og spenningen fra det ytre momentet, som er $20 \cdot 0,8 = 16$ kNm (grå linje), som virker på tverrsnittet i denne tilstanden. Den resulterende spenningstilstanden blir da som vist ved den rosa linjen.

Spenningstilstanden til den samme bjelken for $V = 40$ kN er vist på figur 6-40b). Tverrsnittet er da risset og er i Stadium II (uten bidrag fra betongen på strekksiden). Trykkraften virker nå eksentrisk på det effektive tverrsnittet siden tyngdepunktsaksen (også kalt systemaksen) er 189 mm fra bunnen til bjelken på dette lastnivået. I tillegg til trykkspenningen fra trykkraften virker det derfor nå også et moment $N'e$ fra trykkraften på dette tverrsnittet, hvor e er eksentrisiteten til trykkraften i forhold til systemaksen. Spenningsfordelingen fra dette momentet, det ytre momentet og trykkraften er vist ved den grønne, den grå og den blå linjen på denne figuren. Den resulterende spenningstilstanden er vist ved den lilla linjen. På grunn av eksentrisitetsmomentet, som gir trykk i bunnen av tverrsnittet, så øker derfor ikke armeringsspenningen så mye på dette lasttrinnet selv om stivheten er redusert. Økningen (fra andre punkt fra bunnen på rosa linje i figur 6-40a) til andre punkt på lilla linje i figur 6-40b)) er ca. 56 MPa fra denne beregningen, mens den er ca. 46 MPa basert på de målte tøyningene i figur 6-39a). For de videre lasttrinnene er disse økningene ca. 80 MPa beregnet og ca. 100 MPa fra de målte tøyningene.

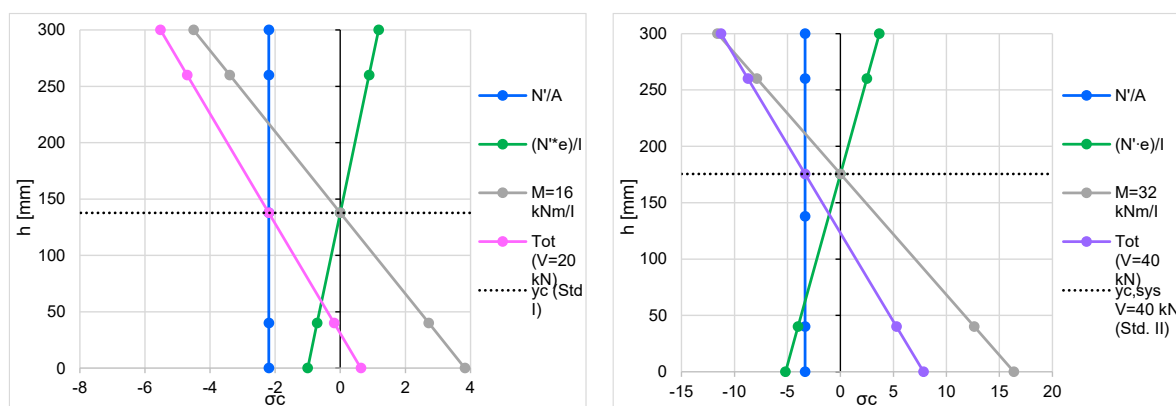


a) 20 kN (Stadium I)

b) 40 kN (Stadium II)

Figur 6-40: Beregnede spenningstilstander for den symmetrisk armerte bjelken ved 3. termin (B38-S-3) for $V = 20$ og 40 kN

Tilsvarende spenningstilstander for den usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin er vist i figur 6-41a) og b). Her virker trykkraften også eksentrisk i Stadium I, og som gjør at denne bjelken også får et moment fra trykkraften på $N'e$ i denne tilstanden, hvor e er avstanden fra trykkraftresultanten til tyngdepunktet til det armerte tverrsnittet i Stadium I. Dette momentet fra trykkraften blir enda større i Stadium II, for $V = 40$ kN, når tyngdepunktsaksen til det effektive tverrsnittet flytter seg lenger opp. Den beregnede økningen i spenningen i strekkarmeringen fra 20 til 40 kN (fra rosa linje i figur 6-41a) til lilla linje i figur 6-41b)) blir ca. 61 MPa, mens den målte økningen fra figur 6-39b) er ca. 43 MPa. Dette er også omtrent den samme beregnede økningen som for den symmetrisk armerte bjelken på dette lasttrinnet. For de neste lasttrinnene, er både den beregnede og den målte økningen av spenningen ca. 80 MPa for denne bjelken.



a) 20 kN (Stadium I)

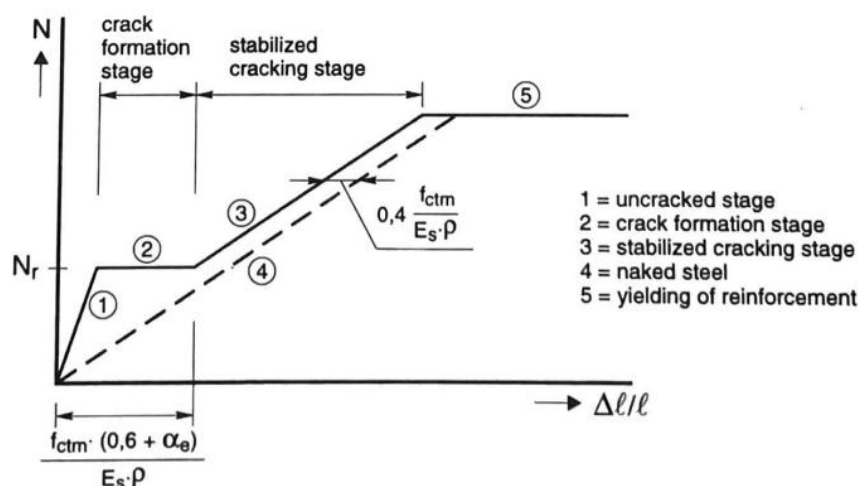
b) 40 kN (Stadium II)

Figur 6-41: Beregnede spenningstilstander for den usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin (B38-U-3) for $V=20$ og 40 kN

"Tension stiffening" er en effekt som skyldes at betongen får strekk mellom rissene og som gjør at gjennomsnittstøyningen over en målelengde blir mindre enn det tøyningen i armeringen i rissene tilsier. Dette skyldes heftspenningene som oppstår mellom armeringen og betongen når betongen risser og som fører noe av strekkraften i armeringen i rissene over til betongen mellom rissene. Det gjør at den gjennomsnittlige tøyningen går noe ned i forhold til om kraften

bare tas av armeringen. Da det i disse forsøkene kun er målt på overflaten til bjelkene over en lengde på 200 mm, er det nødvendig at målepunktene er i såkalte "ro" punkt midt mellom to riss, for at en skal få frem denne effekten på en riktig måte fra målingene. Hvis ikke vil tøyningen enten bli for stor eller for liten avhengig av hvor målepunktene er i forhold til rissene. Som tidligere nevnt, vil et målepunkt rett på innsiden og rett på utsiden av et riss gi for små og for store tøyninger. For at denne effekten skal bli mest mulig riktig, bør det derfor måles over en større lengde (f.eks. prismer på 1 m). "Tension stiffening"-effekten kan også antas å være ganske lik for disse bjelkene siden de har likt tverrsnitt og like mye armering på strekksiden.

"Tension stiffening" undersøkes vanligvis på armerte prismer som strekkes. I bjelker må en derfor ta ut et begrenset areal rundt armeringen i strekksonen til bjelkene for å simulere et slikt prisme eller det effektive arealet som påvirkes av armeringen. Dette arealet kan settes til $A_{c,eff} = 2,5 \cdot (o + \emptyset/2) \cdot b$, der o er overdekningen til armeringen, $\emptyset$ er diameteren til stangen eller stengene og b er bredden til bjelken [35]. Setter vi inn i dette uttrykket for verdiene til disse bjelkene så blir $A_{c,eff} = 2,5 \cdot (30 + 10) \cdot 200 = 20\,000\text{ mm}^2$. Det er 3Ø20 mm stenger på strekksiden til disse bjelkene og armeringsforholdet ρ blir da $3 \cdot 314 / 20000 = 4,7\%$, som er høyt og som også gjør at "tension stiffening"-effekten er forventet å bli forholdsvis lav i disse bjelkene etter at risstilstanden har stabilisert seg. Hvis dette vurderes ut fra den forenklete antakelsen fra [68], vist i Figur 6-42, så gir "tension stiffening"-effekten i den stabiliserte tilstanden en tøyning på $0,4 \cdot f_{tm} / (E_s \cdot \rho)$, der f_{tm} er den aksielle strekkfastheten til betongen, E_s er E-modulen til armeringen og ρ er armeringsforholdet A_s/A_c . Hvis f_{tm} settes til 2,0 MPa, blir denne tøyningen 0,085 ‰ og den gjennomsnittlige spenningen i armeringen blir da ca. 17 MPa lavere enn det den er i rissene. Det normale er imidlertid at denne effekten er størst i starten når rissene dannes og at den så avtar gradvis med økende last eller spenning i armeringen.



Figur 6-42: Last-deformasjon forhold for et sentrisk armert prøvestykke i strekk [68]

Spenningsøkningen i strekkarmeringen er ganske stabil for disse bjelkene i lastområdet etter 40 kN. Det er likevel en liten økning for noen målinger også i det området som kan skyldes redusert "tension stiffening"-effekt, men som også kan skyldes andre forhold. Siden spenningene i armeringen i figur 6-39 er basert på tøyningsverdiene fra ekstensometermålingene som så ganges med E-modulen til armeringen på 200000 MPa, så blir disse spenningene svært følsomme for tøyningsverdiene. Hvis nøyaktigheten er $\pm 1/100$ mm på selve

målingene, så tilsvarer det en tøyning på $\pm 0,05$ % for en målelengde på 200 mm, som igjen tilsvarer en spenningsendring i armeringen på ± 10 MPa. Feilkilden fra målepunktens plassering i forhold til rissene må imidlertid antas å være betydelig større enn dette. Hvis den settes til et sted mellom 0,05 og 0,1 mm, så gir det en mulig feil i armeringsspenningene på $\pm 50 - 100$ MPa. Ut fra en slik betraktning er derfor resultatene fra disse målingene ganske gode.

Som vist i figur 6-39, så er forskjellen i spenning i strekkarmeringen for de ekspanderte bjelkene er størst i starten og så samler de seg til et ganske likt forløp fra 2. lasttrinn (40 kN) og oppover. Dette er mest tydelig for de usymmetrisk armerte bjelkene. De symmetrisk armerte bjelkene har en større spredning på kurvene og det kan derfor se ut som B38-S-3 og B38-S-2 har henholdsvis for høye og for lave spenninger. En kan også se dette ved å sammenligne med de stiplede beregnede kurvene (linjene) som viser teoretisk spenning i Stadium II. De observerte kurvene skal egentlig ligge litt til venstre for disse kurvene pga. "tension stiffening"-effekten. Kurven for B38-S-1 er derfor antakelig den som er mest riktig for de symmetrisk armerte bjelkene. Hovedårsaken til avviket for de to andre symmetrisk armerte bjelkene er derfor sannsynligvis plasseringen av målepunktene i forhold til rissene. Det er også forventet at forskjellen mellom målt og beregnet spenning i armeringen ved 2. lasttrinn (40 kN) er stort sett den samme under den videre belastningen for de ekspanderte bjelkene så lenge materialoppførselen er tilnærmet den samme (lineær elastisk for betongen og armeringen). Det er også sannsynlig at de ekspanderte bjelkene har en noe høyere totalspenning i armeringen enn referansebjelkene under den videre belastningen på grunn av initialtøyningen.

Hvis armeringen begynner å flyte vil trykkspenningene i tverrsnittet fra ekspansjonen bli redusert og den gunstige effekten av initialtilstanden (forspenningen) vil etter hvert forsvinne. Flytespenningen til Ø20 mm stengene er 532 MPa, som vist i avsnitt 2.1.2 og i Rapport 853 [16]. Ut fra figur 6-39, er flere av bjelkene i nærheten av denne spenningen på de høyeste lastnivåene. Det ble likevel ikke observert tydelig flytning i strekkarmeringen under disse forsøkene. Det kan likevel ikke utelukkes at flytning kan ha vært medvirkende til noen av de endelige bruddene. B38-U-3 har f.eks. en bruddlast på 140 kN og siste måling ble gjort på 120 kN. Det er derfor mulig at det var flytning i strekkarmeringen ved brudd i denne bjelken. Beregnet spenning ved 140 kN er 550 MPa, som er over flytespenningen. Det var imidlertid ikke flytning i strekkarmeringen ved skjærisslastene for noen av bjelkene.

6.3.7 Vurdering av effekten av mindre armering på skjærisslasten

Bjelkene i denne undersøkelsen har forholdsvis mye lengdearmering for å være rimelig sikker på å få skjærbrudd. Det ble imidlertid diskutert om det burde være 2- eller 3 Ø20 mm stenger på strekksiden i disse bjelkene, da to er mer relevant for armeringsmengden i bruplater (selv om det også er forholdsvis høyt). Mindre lengdearmering gir også en lavere skjærkapasitet, hvis det fortsatt er nok til å gi skjærbrudd. Det var imidlertid litt usikkerhet rundt det, og det ble derfor valgt 3 Ø20 mm stenger på strekksiden til disse bjelkene, som gir et armeringsforhold (ρ) på ca. 1,8 %.

Som vist i figur 6-29, øker skjærkapasiteten til disse bjelkene med økende trykkspenning fra ekspansjonen. Basert på den grå stiplede linjen, øker skjærkapasiteten til de symmetrisk armerte

bjelkene med ca. 8,0 kN pr. MPa økning i trykkspenningen som er en faktor på ca. 0,15 på trykkspenningen fra armeringen.

Det er også vist i figur 6-31 at den effektive spenningen i strekkarmeringen i midtsnittet til bjelkene (den som kommer i tillegg fra lasten etter at trykkspenningen i betongen ved armeringen er opphevet) er ganske lik når skjærrissene dannes både i referansebjelkene og i de ekspanderte bjelkene. Hvis en da antar at denne relasjonen også er ganske generell for andre armeringsforhold, så kan den da benyttes til å vurdere forventet økning i skjærrisslasten fra AR-ekspansjonen for bjelker med mindre armering.

Dersom det for de symmetrisk armerte bjelkene i figur 6-31a) trekkes en linje mellom den effektive spenningen til referansebjelken (264 MPa) og den effektive spenningen ved 3. termin (242 MPa) og justerer de effektive spenningene ved 1. og 2. termin til denne linjen, så vil økningen i skjærrisslast for de bjelkene (B38-S-1 og B38-S-2) også stemme bedre med den grå stiplede linjen i figur 6-29.

I denne diskusjonen, er det i første omgang valgt å se på den symmetrisk armerte bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger på hver side, som tilsvarer armeringsforhold (ρ) på 0,6 og 1,2 %. Det forutsettes videre at ekspansjonen til disse bjelkene også stopper opp ved en trykkspenning i betongen på ca. 3,0 MPa. Bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger må da ekspandere til henholdsvis ca. 1,4 og ca. 0,7 % for å få denne trykkspenningen. Vedlegg E.3 (Tabell E-11 og E-14) viser tverrsnittsverdier og beregnede stivheter og tøyninger i Stadium I og Stadium II for disse bjelkene i den ekspanderte tilstanden.

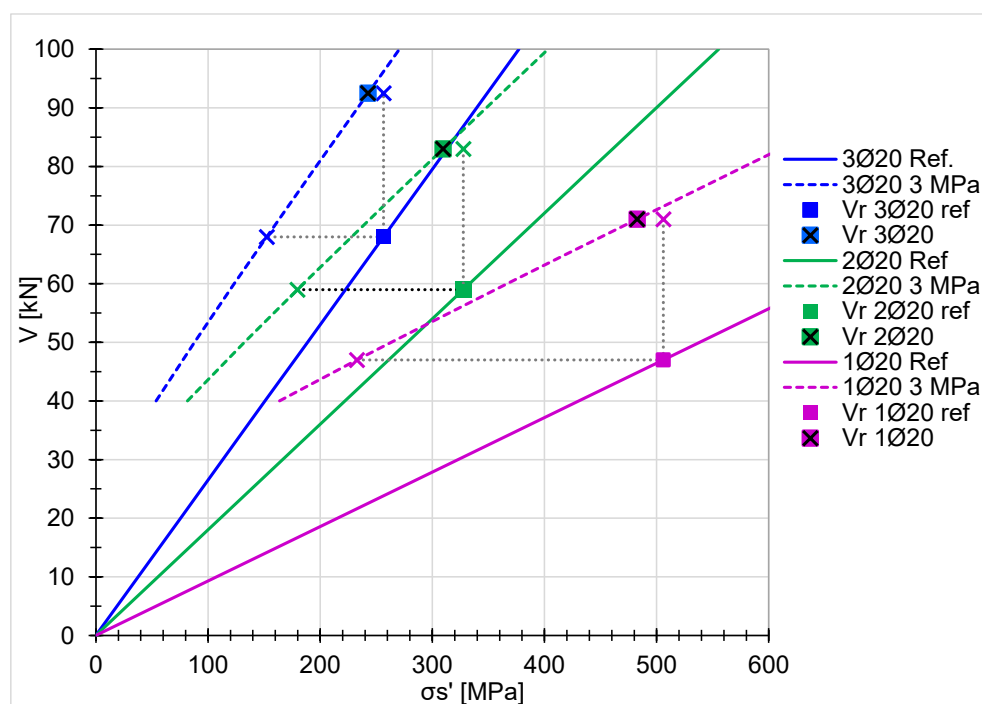
Forholdet mellom beregnet skjærrisslast for den symmetrisk armerte bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger i forhold til 3 Ø20 mm stenger på hver side er $(0,6/1,8)^{1/3} = 0,69$ og $(1,2/1,8)^{1/3} = 0,87$ for samme trykkfasthet. Med utgangspunkt i referanselasten på 68 kN for bjelken med 3 Ø20 mm stenger, som er valgt fordi den inkluderer både den reduserte trykkfastheten og reduksjon til null trykkspenning i betongen, ville da referanselasten blitt henholdsvis 47 og 59 kN for bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger.

Tverrsnittsverdiene til referansebjelkene med 1- og 2 Ø20 mm stenger er også regnet for den samme E-modulen som den som ble funnet for de prøvde referansebjelkene på 28 000 MPa, som vist i Vedlegg E.3. Høyden til trykksonen blir da 62 og 80 mm for bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger i ren Stadium II. I_c er da ca. $1,05 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ og $1,87 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$ og bøyestivheten $E_c I_c$ ca. $2,94 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ og $5,22 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$ for disse bjelkene i denne tilstanden. Spenningen i strekkarmeringen i midtsnittet, σ_s , for de tilhørende referanselastene på 48 og 59 kN blir da henholdsvis 506 og 325 MPa. For bjelken med bare 1 Ø20 mm stang på hver side, kan derfor lasten bare økes til ca. 51 kN før armeringen flyter ved en spenning på ca. 550 MPa. Hvis E-modulen til betongen i stedet settes til 20 000 MPa, som for de ekspanderte bjelkene, så blir σ_s for bjelken med 1 stang 514 MPa. En litt lavere E-modul for betongen påvirker derfor ikke spenningen i strekkarmeringen så mye.

Hvis ekspansjonen i armeringsretningen antas å stoppe opp ved en trykkspenning på ca. 3,0 MPa i de ekspanderte bjelkene, og E-modulen til betongen i denne tilstanden settes til ca. 20000 MPa, som for B38-S-3, så blir den trykkraften som tilsvarer denne spenningen: $N = 3 \cdot (200 \cdot 300 + (10-1) \cdot 628) \cdot 10^{-3} = 197 \text{ kN}$ og $N = 3 \cdot (200 \cdot 300 + (10-1) \cdot 1256) \cdot 10^{-3} = 214 \text{ kN}$

for bjelken med 1- og 2 Ø20 mm stenger på hver side. Spenningen i armeringen ved null spenning i betongen er ca. 310 og ca. 170 MPa for disse bjelkene.

Den effektive spenningen i strekkarmeringen som funksjon av skjærkraften er vist i figur 6-43 for bjelkene med 1, 2 og 3 Ø20 mm stenger som henholdsvis rosa, grønne og blå linjer. De heltrukne linjene viser spenningene uten aksialkraft (ren Stadium II), mens de stiplede linjene viser spenningene for Stadium II med aksialkraft. Referanselastene for de ulike armeringsalternativene er vist som firkantede datapunkt i samme farge som de tilhørende linjene. Som i figur 6-31, er de to Stadium II linjene for hvert armeringstilfelle (med og uten aksialkraft) også her ganske parallelle.



Figur 6-43: Effektiv spenning i strekkarmeringen som funksjon av skjærkraften for de tre armeringstilfellene med 1, 2 og 3 Ø20 mm stenger

Hvis en så tenker seg at den trykkraften som tilsvarer en spenning på 3 MPa i betongen blir lagt til punktene for referanselasten i ren Stadium II, så vil da disse punktene flytte seg horisontalt bort til linjen for Stadium II med aksialkraft (markert med et kryss på kurvene). Ut fra kriteriet om tilnærmet lik effektiv spenning i strekkarmeringen når skjærrissene initieres, blir det da et spørsmål om hvor langt opp langs linjene (de stiplede) disse punktene vil flytte seg før det blir skjærriss. For bjelke B38-S-3 var lastøkningen ca. 24 kN, og den beregnede effektive spenningen i strekkarmeringen var da 14 MPa lavere enn i ren Stadium II for bare referanselasten (uten trykkraft).

Økningen i skjærrisslast blir også tilnærmet den samme for de andre armeringsmengdene for det samme spenningskriteriet (ca. 15 MPa lavere effektiv spenning i de ekspanderte bjelkene).

For at økningen i skjærrisslast skal bli eksakt den samme (24 kN), må imidlertid bjelkene med 1 og 2 Ø20 mm stenger på hver side lastes opp til en spenning i strekkarmeringen som er henholdsvis 23 og 17 MPa lavere enn i ren Stadium II for bare referanselasten. Disse lastpunktene er markert som firkanter med kryss i på de stiplede linjene (Stadium II med

aksialkraft) for hvert armeringsalternativ. Forskjellen i spenning i de to tilstandene (med og uten aksialkraft) er da avstanden mellom kryssene med samme spenning som referansebjelkene og disse punktene i hvert tilfelle. Ut fra dette, er reduksjonen i spenning størst for bjelken med 1 Ø20 mm stang.

Det er likevel kanskje ikke helt logisk at bjelken med minst armering skal få størst økning av skjærrissslasten hvis denne spenningsdifferansen settes til den samme for de tre bjelkene (for eksempel 14 MPa). Forskjellen i effektiv spenning i de to Stadium II tilstandene (med og uten aksialkraft) er likevel liten i de tre tilfellene, og på grunn av forskjellig stigning på kurvene vil økningen i skjærrissslast likevel bli minst for bjelken med 1 Ø20 mm stang på hver side hvis denne spenningsdifferansen settes til null. Økningen i skjærrissslast ville da blitt ca. 26, 27 og 28 kN for bjelkene med 1, 2 og 3 Ø20 mm stenger på hver side. Ut ifra denne antakelsen om en noenlunde lik trykkspenning i betongen og en noenlunde lik tøyningstilstand i skjærspennene (i referansebjelken og de ekspanderte bjelkene) når skjærrisssene initieres, så ser det derfor ikke ut til at armeringsmengden påvirker økningen i skjærrissslast noe særlig for disse bjelkene. Ut fra disse betraktningene, er det derfor først og fremst trykkraften fra ekspansjonen som bestemmer økningen av skjærrissslasten for de ekspanderte bjelkene.

Det er også slik EC2 og forslaget til ny EC2 forutsetter at et tverrsnitt med en samtidig trykkraft virker. Armeringen inngår bare i det første leddet i disse skjæruttrykkene, mens effekten av trykkraften kommer inn som et tillegg som er uavhengig av strekkarmeringen. Vanligvis kommer trykkraften fra spennkabler. I ekspanderte slakkarmerte tverrsnitt er det imidlertid slakkarmeringen som både gir trykkraften og som tar lasten. Spennkablene tar imidlertid også last i et spennarmert tverrsnitt, så det er derfor ingen prinsipiell forskjell på disse tilstandene. Det er derfor ganske forventet at det også blir en økning av skjærrissslasten fra trykkraften i ekspanderte slakkarmerte bjelker inntil den økningen eventuelt blir begrenset av at strekkarmeringen begynner å flyte.

Det kan likevel være spesielle forhold ved slike ekspanderte tverrsnitt som gjør at også økningen i skjærrissslast fra trykkraften blir påvirket av armeringsmengden. Blant annet kan det være fordi en bjelke med mindre armering må ekspandere mer for å få samme trykkspenning i betongen, og at materialegenskapene da også må forventes å bli noe mer redusert enn det er regnet med for disse bjelkene (hvor de er antatt å være de samme som for bjelken med 3 Ø20 mm stenger på hver side). For å få vurdert dette litt nærmere, ville det derfor vært nyttig med noen flere forsøk av de samme bjelkene med mindre armering (f.eks. med 1 og 2 Ø20 mm stenger som hovedarmering). Dette er likevel forventet å være en relativt sekundær effekt i forhold til effekten av trykkraften.

Ved skjærrissslasten på 71 kN (47 MPa + 24 MPa) for den ekspanderte bjelken med 1 Ø20 mm stang på hver side og en trykkraft som tilsvarer en spenning i betongen på 3 MPa, så har denne bjelken en stivhet på $2,80 \cdot 10^{12}$ Nmm² og en avstand fra tyngdepunktsaksen til det rissede tverrsnittet til angrepspunktet for trykkraften på ca. 76 mm. Dette gir moment og krumningsverdier for denne lasten på: $M = 71 \cdot 0,8 - 197 \cdot 0,076 = 41,8$ kNm og $\kappa = 42,6 \cdot 10^6 / 2,80 \cdot 10^{12} = 1,49 \cdot 10^{-5}$ mm⁻¹. Avstanden fra nøytralaksen til strekkarmeringen for denne lasten er ca. 160 mm, og den effektive spenningen i armeringen blir da: $\sigma_s = 1,49 \cdot 10^{-5} \cdot 160 \cdot 200000 = 478$ MPa. En kan også se dette tilnærmet fra figur 6-43. I denne tilstanden er

imidlertid da den totale spenningen i strekkarmeringen ca. 800 MPa (310 MPa + 478 MPa), som er ca. 250 MPa over flytespenningen. Denne bjelken vil derfor ikke kunne ta en så stor last (71 kN) før strekkarmeringen begynner å flyte. Når det skjer, vil bjelken gradvis miste trykkraften fra ekspansjonen og sannsynligvis da også ganske umiddelbart få skjærbrudd. Det er derfor ikke forventet at denne bjelken for denne trykkraften vil kunne ta en skjærkraft på noe mer enn ca. 50 kN, som gir en resulterende spenning i strekkarmeringen på ca. 560 MPa, før armeringen begynner å flyte (litt lavere enn i ren Stadium II tilstand pga. initialspenningen).

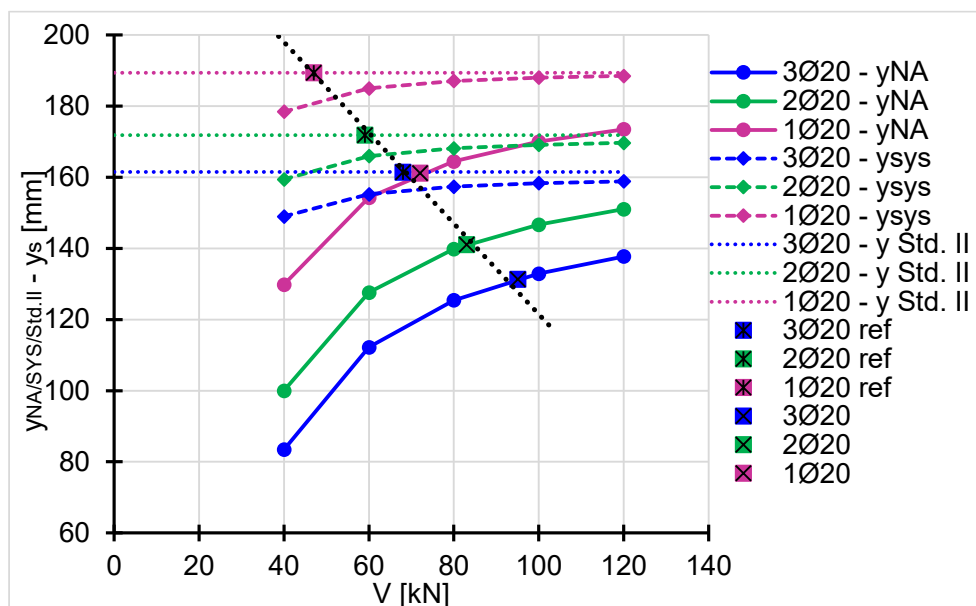
Hvis en også gjør den samme betraktningen for den ekspanderte bjelken med 2 Ø20 mm stenger på hver side for den samme trykkraften, så har den for den antatte skjærkraften på 83 kN (59 MPa + 24 MPa) ved initieringen av skjærrisset en resulterende spenning i strekkarmeringen på ca. 480 MPa (170 MPa + 310 MPa). Den bjelken vil derfor sannsynligvis ikke få flytning i strekkarmeringen under tilsvarende skjærforsøk.

Dette spenningskriteriet kan derfor ikke brukes på tverrsnitt med lite armering uten at det samtidig også kontrolleres at det kan ta den forventede økningen av skjærrisslasten fra trykkraften i det elastiske området i Stadium II beregningen med aksialkraft. Så, hvis en antar en forventet økning av skjærrisslasten med ca. 24 kN for de symmetrisk armerte bjelkene for en trykkspenning i betongen på 3,0 MPa, så vil denne økningen bli redusert på grunn av flytning i strekkarmeringen for armeringsforhold (ρ) som er mindre enn ca. 1,0 %. Denne grenseverdien er imidlertid avhengig av trykkspenningen i betongen. For en trykkspenning på 2,0 MPa vil den være ved et armeringsforhold på ca. 0,85 %, og for en trykkspenning på 1,0 MPa ved et armeringsforhold på ca. 0,70 %. Økningen i skjærrisslasten vil imidlertid da også være mindre, ca. 16 og ca. 8 kN ut fra disse forsøkene fortrykkspenningene på 2,0 og 1,0 MPa. Det trengs derfor ganske mye strekkarmering for at en skal få full effekt av trykkraften fra ekspansjonen på skjærkapasiteten til et ekspandert tverrsnitt.

Det er likevel ikke helt innlysende at de beregnede økningene av skjærrisslasten til denne bjelken, ut fra kriteriene om en trykkspenning på ca. 3,0 MPa i betongen og en tilnærmet lik effektiv spenning i strekkarmeringen ved initieringen av skjærrisset, skal bli tilnærmet lik for de tre armeringsalternativene. I figur 6-44 er avstanden fra strekkarmeringen til nøytralaksen og til tyngdepunktet til tverrsnittet (systemaksen i Stadium II med aksialkraft) plottet som funksjon av skjærkraften for de tre tilfellene. I tillegg er også nøytralaksen til disse bjelkene i Stadium II for ren bøyning, lagt inn som horisontale linjer i denne figuren. Hvis en da legger inn de observerte og beregnede skjærrisslastene på disse kurvene og linjene, så ser en da at disse punktene ligger tilnærmet på en linje. Avstanden mellom punktene for hvert armeringsforhold er også tilnærmet den samme både vertikalt og horisontalt, slik også de tidligere beregningene viste for økningen av skjærrisslasten i de tre tilfellene. Det er likevel ikke så lett å forutse at avstanden mellom nøytralaksene med og uten aksialkraft er så like for disse armeringsmengdene uten å regne på det. Dette betyr da også at skjærkapasiteten til disse bjelkene er ganske proporsjonal med trykksonehøyden. Disse punktene ligger likevel ikke helt på den samme linjen.

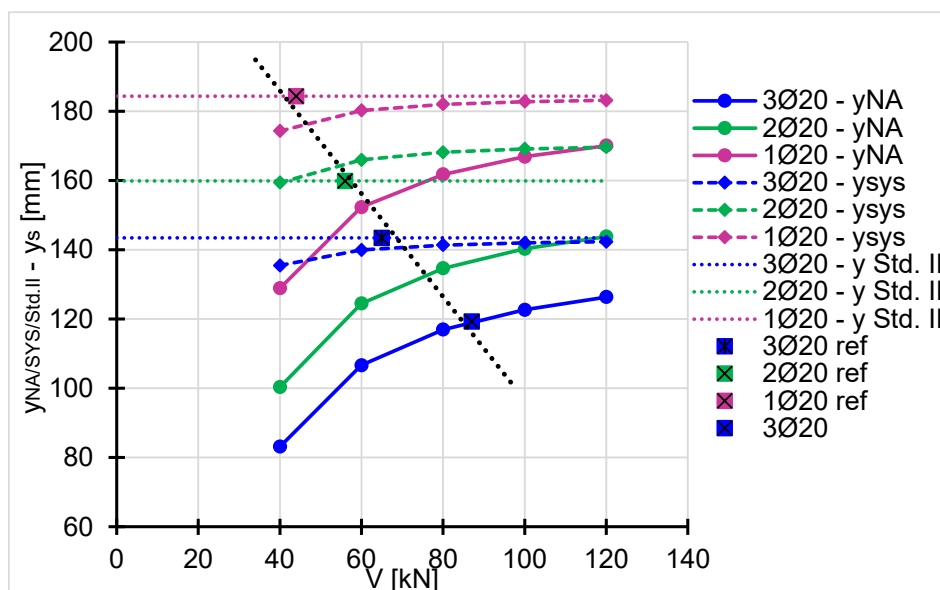
Lineariteten til disse punktene styres da også i stor grad av lineariteten til referanselastene for rent moment, siden avstandene til de andre punktene er tilnærmet den samme i de tre tilfellene.

Noe som betyr at denne relasjonen også kan antas å være noenlunde den samme for andre trykkspenninger (trykkrefter).



Figur 6-44: Avstand fra strekkarmering til nøytralaksen (y_{NA}), til tyngdepunktet til tverrsnittet (y_{SYS}) i stadium II med aksialkraft og til nøytralaksen i Stadium II for ren bøyning (y Std. II) som funksjon av skjærkraften for de symmetrisk armerte bjelkene med 1, 2 og 3 Ø20 mm stenger på hver side.

Disse relasjonene er også vist for de samme armeringsforholdene for den usymmetrisk armerte bjelken i figur 6-45. Det er da bare strekkarmeringen som er endret. Trykkarmeringen er 2 Ø10 mm stenger i alle bjelkene. Referanselasten til bjelken med 1 og 2 Ø20 mm stenger er også i dette tilfellet (som for de symmetrisk armerte bjelkene) estimert til 0,69 og 0,87 ganger referanselasten til bjelken med 3 Ø20 mm strenger, som var 65 kN. Referanselastene til bjelkene med 1 og 2 Ø20 mm stenger blir da ca. 44 og ca. 56 kN, som er markert som kryss på linjene for de rene Stadium II tilstandene. I tillegg er både referanselasten og den observerte skjærrissslasten markert på linjen og kurven for bjelken med 3 Ø20 mm stenger. En ser da at det også i dette tilfellet er en ganske god linearitet mellom disse punktene. Selv om det ikke er regnet noe mer i detalj på disse bjelkene, er det derfor sannsynlig at det også i stor grad er trykkraften som bestemmer økningen av skjærrissslasten for disse bjelkene. Det kommer likevel inn en effekt av eksentrisiteten til trykkraften i dette tilfellet som kan forstyrre dette forholdet en god del.



Figur 6-45: Avstand fra strekkarmering til nøytralaksen (y_{NA}) til tyngdepunktet til tverrsnittet (y_{SYS}) i stadium II med aksialkraft og til nøytralaksen i Stadium II for ren bøyning ($y_{Std. II}$) som funksjon av skjærkraften for de usymmetrisk armerte bjelkene med 1, 2 og 3 Ø20 mm stenger på hver side

Ut fra disse vurderingene, er det derfor sannsynlig at den økningen av skjærrisslasten med trykkspenningen fra ekspansjonen en har funnet i disse skjærforsøkene også gjelder for andre armeringsforhold. Det er likevel ønskelig med noen flere forsøk, av bjelker med mindre armering, for å verifisere dette.

6.3.8 Skjærkapasitet for AR ekspanderte tverrsnitt uten skjærarmering.

Basert på diskusjonene i kapittel 6.3.4, 6.3.5 og 6.3.7, kan et forslag til beregning av skjærfastheten til AR ekspandert betong uten skjærarmering etableres. Det er valgt å ta utgangspunkt i basisuttrykket i punkt 6.4.4 i EC2 med $C_{R,c} = 0,18$, som da blir $v_{R,c} = 0,18 \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3}$. Denne skjærfastheten stemmer godt overens med middelverdien til de symmetrisk- og usymmetrisk armerte referansebjelkene. Videre reduseres denne verdien med en faktor på 0,75 for å finne den karakteristiske referansefastheten til den ekspanderte betongen. Dette blir det samme som å benytte en faktor på 0,75 direkte på den karakteristiske fastheten (etter uttrykket ovenfor) for uskadet betong.

Den karakteristiske skjærfastheten til et AR ekspandert tverrsnitt uten skjærarmering kan da bestemmes ut fra følgende uttrykk:

$$v_{R,c} = 0,135k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cm} \quad (6-12)$$

Hvor k_1 er:

- 0, når ekspansjonen ikke er kjent
- 0,075, når ekspansjonen og de tilhørende trykkspenningene er kjent og når eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen er liten (< 50 mm)
- $\left(\frac{0,7}{a}\right) \cdot \left(e_p + \frac{d}{3}\right) \leq 0,15$, når ekspansjonen, trykkspenningen og plasseringen av trykkspenningen er kjent, og eksentrisiteten er relativt stor (> 50 mm).

Den gjennomsnittlige trykkspenningen, σ_{cm} , bør, ifølge disse forsøkene, begrenses til 3,0 MPa for konstruksjoner i felt.

For ekte konstruksjoner antyder dette også at det vanligvis er basisuttrykket etter ligning 6-12 som benyttes for beregning av skjærfastheten.

Utrykket i EC2 med $C_{R,c} = 0,18$, er også ment til å være en karakteristisk fasthet og er basert på statistiske analyser av 176 bjelker [62]. I disse analysene var det imidlertid benyttet en pålitelighetsindex β på 3,8 istedenfor 5 % fraktilen. De fikk da en design-verdi av $C_{Rd,c}$ lik 0,12, som i EC2 blir satt lik $0,18/\gamma_c$ og anbefalt som den generelle verdien. I det norske tillegget til EC2 [35] er denne faktoren begrenset til betonger med $D_{max} \geq 16$ mm, mer enn 50 % grovt tilslag og spesifiserer at tilslagene ikke bør være kalkstein eller andre tilsvarende svake steintyper. Hvis disse kravene ikke oppfylles settes faktoren lik $0,15/\gamma_c$. Denne verdien er også anbefalt som eneste verdi i den tyske standarden [69]. Kravene i det norske tillegget for det grove tilslaget for å benytte $0,18/\gamma_c$ er i dette tilfellet tilfredsstillt. Relatert til $C_{R,c} = 0,18$ reduseres derfor skjærfastheten med 25 %, mens den for $C_{R,c} = 0,15$ bare reduseres med 10 %. Nylige undersøkelser [67] har imidlertid vist at denne verdien bør være lik 0,138 basert på 5 % fraktilen, noe som antyder at det nesten ikke er noe forskjell mellom den karakteristiske skjærfastheten etter dette forslaget for AR-påvirket betong og den for vanlig uskadd betong.

I EC2 [35] er det også bare ytterligere sikkerhet (materialfaktor $\gamma_c = 1,5$) på det første leddet når en bestemmer den dimensjonerende skjærfastheten. Siden k_1 allerede er redusert, vurderes dette til å være tilstrekkelig også i dette tilfellet uten noen ytterligere reduksjon av denne faktoren. Den dimensjonerende skjærfastheten til et AR ekspandert tverrsnitt uten skjærarmering kan da bestemmes som:

$$v_{Rd,c} = 0,09k(100p_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cm} \quad (6-13)$$

EC2 har også et uttrykk for en minste skjærfasthet, $v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$, for tverrsnitt med lite lengdearmering. Det baserer seg på $C_{R,c} = 0,15$ og har materialfaktoren ($\gamma_m = 1,5$) inkludert i uttrykket. Som en tilnærming, kan en sette v_{min} lik $0,8 \cdot v_{min}$ i henhold til EC2 for AR ekspandert betong.

Videre er det antatt at disse uttrykkene for skjærfastheten til denne AR-påvirkede betongen også kan benyttes for andre betonger med lignende tilslagstyper.

7. SAMMENDRAG OG KONKLUSJONER

Denne rapporten viser resultater fra laboratorieforsøk av bjelker med alkalireaksjoner. Forsøkene besto hovedsakelig av skjærforsøk med to punktlaster på symmetrisk- og usymmetrisk armerte bjelker med dimensjon 200x300x3000 mm ved tre ulike ekspansjonsnivå/terminer (ca. 0,5, 1,0 og 1,5 ‰). De symmetrisk armerte bjelkene hadde 3Ø20 mm stenger i over- og underkant, mens de usymmetrisk armerte bjelkene hadde 2Ø10 mm stenger i overkant og 3Ø20 mm stenger i underkant. Bjelkene hadde en effektiv høyde på 260 mm og skjærspenn på 800 mm som gir et a/d forhold lik 3. For å oppnå ønsket ekspansjon ble bjelkene lagret i et spesialtilpasset telt med ca. 95 % RF inne i et rom i SINTEF-laboratoriet med konstant temperatur på 38 °C. En av hver bjelketype ble testet ved hver termin. I tillegg ble også en symmetrisk- og usymmetrisk armert bjelke lagret fuktig og pakket inn i plast ved 20 °C og testet ved 1. termin som uskadede referanser. Basert på disse resultatene er det foreslått et uttrykk for den dimensjonerende skjærfastheten til et AR ekspandert tverrsnitt uten skjærarmering.

Arbeidet er en fortsettelse av Rapport 853 «Effekter av AR-ekspansjon på frie, fastholdte og armerte prøvestykker» [16] der det ble sett på innvirkningen av ulike typer fastholding, både fra ytre last og fra armering, på ekspansjonen og de mekaniske egenskapene til betongen. En stor del av denne rapporten er derfor også undersøkelser av ekspansjonen på bjelkene og forskjellige skadeparametere i henhold til en bestemt testmetode, kalt- «Stiffness Damage Test» (SDT) og arbeidsdiagram. Disse testene ble utført på Ø95x190 mm kjerner boret ut fra 200x300x1250 mm store referanseprismer ved de samme terminene som skjærforsøkene. Disse prismene hadde lik armering som de symmetrisk armerte bjelkene og kjernene ble boret ut både langs med og på tvers av armeringen. I tillegg ble det også testet trykkfasthet og spaltetrekkfasthet på flere vannlagrede referanseprøver, både Ø100x200 mm sylindere og 100 mm terninger og på Ø95x190 mm kjerner boret ut fra uskadede områder på bjelkene etter skjærforsøkene. Basert på disse resultatene er det endrede verdier av SDI, E_5/E_{ref} , trykkfasthet (f_{cm}) og spaltetrekkfasthet ($f_{ctm,sp}$) for denne betongen med økende ekspansjon oppsummert, relatert til en skadegrad og sammenlignet med tidligere undersøkelser [2, 36]. Videre er det så foreslått prinsipper for å estimere fri ekspansjon og ekspansjon i armeringsretningen basert på målingene av bjelkene og SDT testing av kjerner fra konstruksjonen.

Hovedresultater og konklusjoner fra undersøkelsen, inndelt etter kapittel 4, 5 og 6 er:

Ekspansjon

- Spredningen av målingene på de ulike bjelkene er forholdsvis høy i både fri retning (y-retning) og armeringsretningen (z-retning) med en variasjonskoeffisient mellom 10 og 25 %. Målingene av de jevnlig målte måleområdene på de symmetrisk armerte bjelkene og gjennomsnittsmålingene til hver bjelke samsvarer likevel bra, som tyder på at de ulike bjelkene ekspanderer relativt likt og at gjennomsnittmålingene er representative for ekspansjonen til bjelkene.
- Ekspansjonen i fri retning er betydelig større enn i armeringsretningen for både de symmetrisk- og de usymmetrisk armerte bjelkene. Kurven som representerer de to

retningene fra de jevnlig målte måleområdene på de symmetrisk armerte bjelkene begynner å skille seg fra hverandre ved en ekspansjon på ca. 0,1 ‰.

- For de symmetrisk armerte bjelkene er den gjennomsnittlige ekspansjonen i fri- og armeringsretning ved 3. termin ca. 1,6 ‰ og 0,5 ‰. Dette gir en reduksjon av ekspansjonen i armeringsretningen på ca. 70 ‰.
- De usymmetrisk armerte bjelkene får en ekspansjonsgradient over tverrsnittet (i z-retning) ved alle terminer. Ved 3. termin er ekspansjonen målt ved strekkarmeringen 50 mm fra bunnen av bjelken (z_3) ca. 0,5 ‰ som er likt som gjennomsnittsekspansjonen til de symmetrisk armerte bjelkene. Ekspansjonen målt 50 mm fra toppen ved trykkarmeringen (z_1) er ca. 1,5 ‰. Ekspansjonen i fri retning på samme bjelke er imidlertid mye større enn for den symmetrisk armerte bjelken ved samme termin, ca. 3,5 ‰.
- Referanseprismene, som er likt armert som de symmetrisk armerte bjelkene, har like gjennomsnittlige ekspansjoner som disse bjelkene i armeringsretningen ved alle terminer, mens ekspansjonen i fri retning tilsvarer de usymmetrisk armerte bjelkene og er dermed større enn de symmetrisk armerte bjelkene i denne retningen.
- Forskjellene i ekspansjonen y-retning kan skyldes fuktighetsvariasjoner i teltet og variasjoner i opprissing på bjelkenes overflate. Et riss på 0,1 mm utgjør en tøyning på 0,5 ‰ over en målelengde på 200 mm. Ekspansjonsforskjeller på motstående sideflater tyder også på at en del av overflaterissene ikke er gjennomgående og at ekspansjonene målt på overflaten kan være en del større enn lenger inn i tverrsnittet.
- Ekspansjonen i armeringsretningen ser ut til å flate ut/stoppe når trykkspenningen i betongen fra ekspansjonen overskrider 3 MPa.
- Sammenlignet med prismene og kubene rapportert i [16] som er støpt samtidig med samme betongresept er både ekspansjonen og ekspansjonshastigheten i armeringsretningen/trykkspenningsretningen mye lavere. Forskjellen mellom fri og fastholdt ekspansjon er også mye større for bjelkene selv om trykkspenningene er mye større i de armerte prismene fra Rapport 853. Ved en fri ekspansjon på 1 ‰ er reduksjonen av ekspansjonen i armeringsretningen til de symmetrisk armerte bjelkene ($\rho = 3,14 \%$) og prismene med 4 Ø16 mm stenger ($\rho = 2,6 \%$) ca. 60 og 40 % for en trykkspenning i betongen fra ekspansjonen på henholdsvis 2,5 og 3,2 MPa.
- Den mest sannsynlige årsaken til forskjellene mellom de armerte prismene fra Rapport 853 og bjelkene er forskjellene i RH teltet hvor bjelkene ble lagret sammenlignet med bøttene hvor prismene ble lagret. Disse resultatene tyder på at den høyere fuktigheten i bøttene resulterer i et reaksjons/ekspansjonsprodukt (gel) med et større svelletrykk.

SDT, arbeidsdiagram og materialeegenskaper

- SDI og reduksjon av E-modulen etter fem syklere (E_5/E_{ref}) bestemt fra SDT av kjerner fra referanseprismene er størst for kjernene boret fra tverretningen (i x-retning) ved alle terminer. For kjernene boret fra lengderetningen (i z-retning) er det kun en liten økning i verdiene fra 1. til 2. termin (SDI lik 0.09 til 0.11) selv om ekspansjonen øker fra 0,22 til 0,45 ‰. Det er derfor først og fremst i tverretningen til referanseprismene at ekspansjonen gir store utslag på SDI verdiene og reduksjonen i E-modul.

- Gjennomsnittlig SDI og E_5/E_{ref} for kjernene boret fra både tverr- og lengderetningen til referanseprismene ved de tre terminene plottet mot tilhørende ekspansjon gir lineære sammenhenger med korrelasjonskoeffisienter, R^2 , lik henholdsvis 0,96 og 0,85. Verdiene til kjernene fra tverretningen ved 3. termin, der ekspansjonen er ca. 3,3 %, vil i stor grad kontrollere helningen til de lineære regresjonslinjene.
- Plottet mot ekspansjonen samsvarer SDI og E_5/E_{ref} -verdiene fra referanseprismene godt med resultatene fra Rapport 853 [16] selv om spredningen i resultatene er relativt høy når alle verdiene er plottet, spesielt for SDI sammenhengen som har $R^2 = 0,68$ for en polynomisk regresjonslinje. Samme sammenheng for E_5/E_{ref} er noe bedre med $R^2 = 0,84$. De mest avvikende resultatene kommer først og fremst fra prøvene rapportert i [16] og er nærmere diskutert der.
- Forholdene mellom SDI og E_5/E_{ref} og ekspansjon for prøvene fra referanseprismene ser ikke ut til å avvike fra lineariteten ved ekspansjoner høyere enn 2,5 % slik resultatene fra kubene og prismene fra [16] gjorde. Det samme gjelder også prøvene fra lengderetningen ved ekspansjoner større enn 1 %. Prøvene fra [16] som avvikte fra lineariteten hadde imidlertid en høyere alder enn prøvene fra referanseprismene, noe som antagelig gir prøvene en stivere oppførsel, som diskutert i [16]. Resultatene til referanseprismene ved ekspansjon større enn 2,5 % er også kun basert på et punkt og det er dermed vanskelig å si noe om dette punktet avviker fra lineariteten eller ikke.
- De gjennomsnittlige E_5/E_{ref} verdiene til referanseprisme fra 3. termin er lavere sammenlignet med verdiene til prøvene fra [16] med samme ekspansjonsnivå. Dette tyder på at dette referanseprismet er mer skadet sammenlignet med andre prøver. Bildeanalysene av planslipene fra det samme prismet viser også en slik tendens med omfattende opprissing i tilslaget både i x-y (vertikal skive) og x-z planet (horisontal skive). Den store reduksjonen i E_5/E_{ref} -verdiene til prøvene fra lengderetningen, der den målte ekspansjonen kun er 0,5 %, tyder også på at reduksjonen i E-modul ikke nødvendigvis kun er avhengig av ekspansjonen i test retningen.
- Sammenhengen mellom SDI og E_5/E_{ref} og ekspansjon for prøvene fra fri retning samsvarer godt både for de forskjellige prøvestykkene rapportert i [16] og for referanseprismene med R^2 lik henholdsvis 0,92 og 0,95 for kurvede regresjonslinjer (både polynomisk og funksjon fra Wen [29]). Da disse resultatene både er fra prøver lagret ved 20 og 38 °C, prøver med ulik v/c forhold/fasthet ($f_{cm,28døgn} = 54$ vs. 43 MPa), prøver fra både støpte sylindere med diameter på 150 mm og kjerner med diameter ca. 95 mm boret fra både større og mindre prøvestykker som også har forskjellige lagringsforhold (telt/bøtte) med ulik RF er dette gode resultater som virker å være representative for denne betongen.
- Skadeparameterne $1-E_{opp,1}/E_5$, NLI og PDI også bestemt fra SDT av prøvene fra referanseprismene øker alle med ekspansjonen og samsvarer med verdiene fra prøvene beskrevet i [16]. Når de er plottet mot ekspansjonen er imidlertid spredningen mye større sammenlignet med SDI og E_5/E_{ref} .
- Arbeidsdiagrammene av de samme prøvene fra referanseprismene som ble testet for SDT er ganske like for prøvene både fra tverr- og lengderetning ved 1. og 2. termin. «peak»-spenningen/fastheten er likevel noe høyere for prøvene fra armeringsretningen der ekspansjonen er mindre.

- Ved 3. termin er fastheten til referanseprismet noe redusert sammenlignet med de to første terminene (ca. 10 %). Fastheten er imidlertid ganske lik i de to retningene selv om ekspansjonen i tverretningen er $> 3 \%$ og ekspansjonen i lengde/armeiringsretning kun er ca. 0,5 %. Den høye ekspansjonen i tverretningen ser dermed ut til å styre fasthetsutviklingen i dette prismet. Dette skiller seg fra E-modul og SDI verdiene som viser en mer direkte relasjon til ekspansjonene i de to retningene.
- Prøvene fra tverretningen til referanseprismet ved 3. termin har imidlertid en mye større «peak»-tøyning, ϵ_{peak} , enn prøvene fra lengderetningen på grunn av det høye ekspansjonsnivået som gjør at prøvene får en betydelig mykere oppførsel. Ut fra dette, kan derfor "peak" tøyningen se ut til å være en bedre indikator på ekspansjonsnivået enn selve fastheten. Denne parameteren er imidlertid ganske følsom for deformasjonshastigheten under testing. ϵ_{peak} -verdiene til referanseprismene fra de to første terminene er også ganske like i både tverr- og lengderetning.
- Sekant E-modulen fra arbeidsdiagrammene ved 40 % av maks spenning, E_{arb} , er generelt lavere enn E-modulene funnet fra SDT. De relative verdiene (E/E_{ref}) er imidlertid ganske like.
- Kjernene boret fra uskadde områder på bjelkene etter skjærforsøkene får også en lav reduksjon av trykkfasthet, f_{cm} , kun ca. 10 % ved en relativt stor ekspansjon ($> 3 \%$). Både disse resultatene og resultatene fra arbeidsdiagrammene viser at det er vanskelig å ta ut den rene AR-effekten på trykkfastheten da den under disse forsøkene påvirkes av rekke forhold som slår forskjellig ut, som lagringsbetingelser, temperatur, alder og prøvningsform.
- Reduksjonen i spaltestrekkfasthet, $f_{ctm,sp}$, er også relativt lav for denne AR påvirkede betongen. For den usymmetrisk armerte bjelken ved 3. termin, er reduksjonen ca. 20 % hvis en benytter gjennomsnittsverdien av de fire bjelkene ved 1. termin som referanse. Den aksielle strekkfastheten er forventet å bli mer redusert, noe som primært skyldes testmetoden. Spaltestrekkfastheten blir likevel mer redusert enn trykkfastheten ved AR ekspansjon av denne betongen.

Skjærforsøk

- Skjærrislasten, V_r , er antatt å være skjærkapasiteten til bjelker uten skjærarmering. Dette er fordi bjelkene i noen tilfeller går direkte til brudd når skjærrisset oppstår eller at skjærrisset blir så stort at det ikke kan tillates i en bærende konstruksjon.
- Basert på middelverdiene i denne undersøkelsen, så øker skjærrislasten til de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene, med unntak av en prøve, med ca. 8 og ca. 10 kN for hver MPa trykkspenningen i bjelkene fra ekspansjonen øker. Det er da ikke tatt hensyn til forskjeller i trykkfasthet og ekspansjon. For det ene spennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin, var denne økningen bare 4 kN ved en midlere trykkspenning på ca. 1,5 MPa, eller ca. 2,6 kN/MPa, som er ca. ¼-del av økningen til de andre usymmetrisk armerte bjelkene.
- Relatert til skjærfastheten gir dette økninger med faktorer på ca. 0,15 og ca. 0,20 på trykkspenningen for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene, og med en faktor på ca. 0,05 for det ene spennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin.

- Denne økningen av skjærfastheten fra trykkspenningen vil imidlertid være avhengig av høyden til tverrsnittet, lengden til skjærspennet (a/d -forholdet) og eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen.
- Økningen i skjærrisslast for de ekspanderte bjelkene i denne undersøkelsen er større enn det som tilsvarer dekompresjonsmomentet fra trykkraften. Denne forskjellen er størst for de symmetrisk armerte bjelkene.
- Det er en ganske tydelig relasjon mellom den beregnede effektive spenningen i strekkarmeringen, σ_s' (økningen i spenning utover den initielle ved null spenning i betongen) i Stadium II i midtsnittet og skjærrisslastene på de forskjellige ekspansjonsnivåene til disse bjelkene.
- Ut fra observerte risslaster, har den symmetrisk armerte referansebjelken i disse forsøkene ganske lav bøyestrekfasthet, like lav som for de ekspanderte bjelkene ved 3. termin. Det ser derfor ut til at kun en liten ekspansjon kan redusere strekkfastheten til betongen ganske betydelig.
- Det gjennomsnittlige forholdet mellom bøyestrekfasthetene, basert på observerte risslaster, og de prøvde spaltestrekfasthetene er 0,76 for disse bjelkene. Hvis en bruker uttrykket fra Model Code 2010 [26] til å beregne overgangen fra bøyestrekfasthet til aksiell strekkfasthet, så blir da forholdet mellom aksiell strekkfasthet og spaltestrekfasthet 0,58 for denne ekspanderte betongen.
- De observerte skjærfasthetene regnet som $V_r/b \cdot d$, hvor V_r er skjærrisslasten, stemmer bra med beregnede skjærfastheter etter EC2 [35] med $C_{R,c} = 0,18$ og forslaget til ny EC2 (Fpr 1992-1-1) [54] uten materialfaktor når den midlere trykkfastheten benyttes i beregningene. Både referansebjelkene og det ene spennet til den usymmetrisk armerte bjelken ved 2. termin ligger imidlertid under de beregnede verdiene, spesielt for uttrykket etter gjeldende EC2.
- De beregnede verdiene må betraktes som karakteristiske skjærfastheter selv om et omfattende litteraturstudium [67] i senere tid kan tyde på at de er ganske nær middelfastheter. Det å benytte midlere eller karakteristisk trykkfasthet i disse beregningene, reduserer imidlertid bare fastheten med ca. 7 %. Overgangen fra middel til karakteristisk verdi er derfor først og fremst ivaretatt av konstanten som står først i disse uttrykkene.
- De observerte skjærfasthetene stemmer bra med de beregnede verdiene hvis en benytter fasthetene til referansebjelkene som referanse og antar at disse fasthetene øker med en faktor på 0,15 og 0,20 ganger trykkspenningen fra ekspansjonen for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene, som er lik økningen en fikk (middelverdier) i disse forsøkene.
- Det er bestemt en karakteristisk referanseskjærfasthet (ved null trykkspenning) for disse bjelkene ved å relatere resultatene til skjæruttrykket i EC2 med karakteristisk trykkfasthet for betongen og $C_{R,c} = 0,18$. Videre er det benyttet en overgangsfaktor på 0,75 fra middelverdier til karakteristiske verdier av referansefastheten basert på analysene i [67]. Den karakteristiske skjærfastheten til bjelkene er derfor foreslått som lik basisuttrykket i EC2 med en $C_{R,c}$ faktor lik $0,18 \cdot 0,75 = 0,135$.
- Dette er da en henholdsvis 25- og 10 % reduksjon av de beregnede karakteristiske skjærfasthetene etter uttrykket i EC2 for uskadd betong med $C_{R,c} = 0,18$ og 0,15.

- Økningen av skjærfastheten med trykkspenningen er videre antatt å være et sted mellom null og en faktor på 0,15 på trykkspenningen avhengig av hvor godt en kjenner ekspansjonen, trykkraften og eksentrisiteten til trykkraften. I henhold til forslaget til ny EC2 [54] er denne faktoren 0,07 for disse bjelkene for en sentrisk trykkraft.
- Det er også vist at økningen av skjærfastheten med trykkspenningen i betongen fra ekspansjonen er forventet å bli den samme også for andre armeringsforhold så lenge det er nok strekkarmering til at den ikke begynner å flyte under lastøkningen.
- Basert på EC2 er det da foreslått følgende uttrykk for den dimensjonerende skjærfastheten til et AR ekspandert tverrsnitt uten skjærarmering:

$$v_{Rd,c} = 0,09k(100p_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cm}$$

hvor:

k_l settes til 0, 0,075 eller $(0,7/a) \cdot (e_p + d/3) \leq 0,15$ avhengig av hvor godt en kjenner trykkspenningen og eksentrisiteten til trykkraften fra ekspansjonen. a er her skjærspennet, e_p er eksentrisiteten til trykkraften og d er den effektive høyden til tverrsnittet (mål i mm).

Referanser

1. Leemann, A. M. Góra, B. Lothenbach and M. Heuberger, "Alkali silica reaction in concrete - Revealing the expansion mechanism by surface force measurements". *Cement and Concrete Research*, 2024. **176**: p. 107392.
2. Doran, D.K. (Chairman of Task Group): "Structural Effects of Alkali-Silica Reaction: Technical Guidance on the Appraisal of Existing Structures" *The Institution of Structural Engineers*, 1992. Great Britain
3. Inoue, S. and M. Fujii: "Structural behaviors of reinforced concrete beams affected by alkali-silica reaction", *Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*, Kyoto, Japan, 1989
4. Chana, P.S., and G.A. Korobokis. "Structural Performance of Reinforced Concrete Affected by Alkali Silica Reaction: Phase I." *Contractor Report 267*, Transport and Road Research Laboratory, UK, January 1991.
5. Bach, F., Thorsen, T.S., and Nielsen, M.P. "Load-Carrying Capacity of Structural Members Subjected to Alkali-Silica Reactions." *Construction and Building Materials*, vol. 7, no. 2, 1993, pp. 109-115. Elsevier..
6. den Uijl, J.A., and Kaptijn, N. "Structural Consequences of ASR: An Example on Shear Capacity." *Heron*, vol. 47, no. 2, 2002, pp. 125-139. Delft University of Technology.
7. Deschenes, Dean J., Oguzhan Bayrak, and Kevin J. Folliard. "ASR/DEF-Damaged Bent Caps: Shear Tests and Field Implications." *Ferguson Structural Engineering Laboratory*, The University of Texas at Austin, Aug. 2009
8. Schmidt, J. W., Hansen, S. G., Barbosa, R. A., and Henriksen, A. "Novel Shear Capacity Testing of ASR Damaged Full Scale Concrete Bridge." *Engineering Structures*, vol. 79, 2014, pp. 365-374.
9. Bilodeau, S.B., A. Allard, J.E. Bastien, F.O. Pissot, B.T. Fournier, and D. Mitchell. "Performance Evaluation of Thick Concrete Slabs Affected by Alkali-Silica Reaction (ASR) – Part II: Structural Aspects." *Proceedings of the 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*, 2016, Sao Paulo, Brazil
10. Hansen, S.G., R. Barbosa, L. Cao, and K. Hansen. "Shear Capacity of ASR Damaged Structures–In-depth Analysis of Some In-situ Shear Tests on Bridge Slabs." *Proceedings of the 15th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAAR)*, 2016, Sao Paulo, Brazil.
11. Noël, M., L. Sanchez, and D. Tawil. "Structural Implications of Internal Swelling Reactions in Concrete: Review & Research Needs." *Magazine of Concrete Research*, vol. 70, 2017, pp. 1-36.
12. Allard, A., S. Bilodeau, F. Pissot, B. Fournier, J. Bastien, and B. Bissonnette. "Expansive Behavior of Thick Concrete Slabs Affected by Alkali-Silica Reaction (ASR)." *Construction and Building Materials*, vol. 171, 2018, pp. 421-436. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.159>.
13. Barbosa, R.A., S.G. Hansen, L.C. Hoang, and K.K. Hansen. "Residual Shear Strength of a Severely ASR-Damaged Flat Slab Bridge." *Engineering Structures*, vol. 161, 2018, pp. 82-95. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.01.056>.
14. Hansen, S.G. *Influence of Alkali-Silica Reaction on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs Without Shear Reinforcement*. 2019. University of Southern Denmark, PhD thesis. <https://doi.org/10.13140/RG.2.2.35845.50402>.

15. Aryan, H., and B. Gencturk. "Influence of Alkali-Silica Reaction on the Shear Capacity of Reinforced Concrete Beams with Minimum Transverse Reinforcement." *Engineering Structures*, vol. 235, 2021, p. 112020.
16. Stemland, K. M, "Effekter av AR-ekspansjon på frie, fastholdte og armerte prøver. Alkalireaksjoner i betong". *Statens Vegvesen Rapport nr. 853*, 2024. Oslo, Norge.
17. Stemland, K.M., *Experimental and Structural Basis for Analysis and Assessment of Concrete Structures exposed to Alkali- Silica Reactions*. 2024. NTNU. PhD-thesis
18. Stemland, H. and E. Thorenfeldt, "Skjærkapasitet av lettviktsbetongbjelker uten skjærarmering med Leca 700 grovt tilslag og naturlig sand." *SINTEF Bygg og miljøteknikk*, 1999
19. Lenschow, R., "Betongkonstruksjoner". 1977: Institutt for betongkonstruksjoner, Norges Tekniske Høgskole.
20. Lindgård, J. *Alkali-Silica Reaction (ASR) - Performance Testing*. 2013. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), PhD thesis.
21. Sørgeard Kongshaug, S., O. Oseland, T. Kanstad, M. Hendriks, E. Rodum, and G. Markeset. "Experimental Investigation of ASR-Affected Concrete - The Influence of Uniaxial Loading on the Evolution of Mechanical Properties, Expansion, and Damage Indices." *Construction and Building Materials*, vol. 245, 2020, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118384>.
22. Fagerholt, E. "*Field Measurements in Mechanical Testing Using Close-Range Photogrammetry and Digital Image Analysis*", 2012. Department of Structural Engineering, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), PhD thesis.
23. Lindgård, J., Ö. Andıç-Çakır, I. Fernandes, T.F. Rønning, and M.D.A. Thomas. "Alkali-Silica Reactions (ASR): Literature Review on Parameters Influencing Laboratory Performance Testing." *Cement and Concrete Research*, vol. 42, no. 2, 2012, pp. 223-243. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.10.004>.
24. Jones, A.E.K., and L.A. Clark. "The Effects of ASR on the Properties of Concrete and the Implications for Assessment." *Engineering Structures*, vol. 20, no. 9, 1998, pp. 785-791
25. Smaoui, N., B. Bissonnette, M. Bérubé, and B. Fournier. "Stresses Induced by Alkali-Silica Reactivity in Prototypes of Reinforced Concrete Columns Incorporating Various Types of Reactive Aggregates." *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 34, 2007, pp. 1554-1566. <https://doi.org/10.1139/L07-063>.
26. fib. "*Model Code 2010 - First Complete Draft, Volume 1*". *fib Bulletin No. 55*, 2010. International Federation for Structural Concrete (fib), ISBN: 978-2-88394-095-6. <https://doi.org/10.35789/fib.BULL.0055>
27. Larive, C., *Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques*. 1997, Ecole nationale des ponts et chaussées.
28. Smaoui, N., B. Bissonnette, M. Bérubé, and B. Fournier. "Influence of Specimen Geometry, Orientation of Casting Plane, and Mode of Concrete Consolidation on Expansion Due to ASR." *Cement Concrete and Aggregates*, vol. 26, 2004, pp. 1-13. doi:10.1139/L07-063.
29. Wen, Hong Xing. "*Prediction of Structural Effects in Concrete Affected by Alkali-Aggregate Reaction*". 1993, University of Plymouth, PhD thesis
30. Chrisp, T.M., P. Waldron, and J.G.M. Wood. "Development of a Non-Destructive Test to Quantify Damage in Deteriorated Concrete." *Magazine of Concrete Research*, vol. 45, no. 165, 1993, pp. 247-256.

31. Barbosa, R. A., S. G. Hansen, K. K. Hansen, L. C. Hoang, and B. Grelk. "Influence of Alkali-Silica Reaction and Crack Orientation on the Uniaxial Compressive Strength of Concrete Cores from Slab Bridges." *Construction and Building Materials*, vol. 176, 2018, pp. 440-451. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.096>
32. Esposito, R., C. Anac, M.A.N. Hendriks, and O. Copuroglu. "Influence of the Alkali-Silica Reaction on the Mechanical Degradation of Concrete." *Journal of Materials in Civil Engineering*, vol. 28, no. 6, 2016, 04016007. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001486](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001486).
33. Giaccio, G., R. Zerbino, J.M. Ponce, and O.R. Batic. "Mechanical Behavior of Concretes Damaged by Alkali-Silica Reaction." *Cement and Concrete Research*, vol. 38, no. 7, 2008, pp. 993-1004.
34. fib. "Code-Type Models for Structural Behaviour of Concrete: Background of the Constitutive Relations and Material Models in the fib Model Code for Concrete Structures 2010." *fib Bulletin No. 70*, International Federation for Structural Concrete (fib), 2013. DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0070 ([FIB International](https://www.fib-international.org/)).
35. "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings." NS-EN 1992-1-1:2004, European Committee for Standardization, 2004.
36. Sanchez, L. F. M., B. Fournier, M. Jolin, D. Mitchell, and J. Bastien. "Overall Assessment of Alkali-Aggregate Reaction (AAR) in Concretes Presenting Different Strengths and Incorporating a Wide Range of Reactive Aggregate Types and Natures." *Cement and Concrete Research*, vol. 93, 2017, pp. 17-31. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.12.001>
37. Stemland K, Rodum E & Kanstad T: "Stiffness damage testing of laboratory-cast alkali-silica reactive concrete and cores drilled from an existing concrete structure". *Proceedings to the 16th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete (ICAAAR)*. Lisbon, Portugal. 2022.
38. Gautam, B., D. Panesar, S. Sheikh, and F. Vecchio. "Effect of Multiaxial Stresses on Alkali-Silica Reaction Damage of Concrete." *ACI Materials Journal*, vol. 114, 2017. <https://doi.org/10.14359/51689617>.
39. Wald, David M., Morgan T. Allford, Oguzhan Bayrak, and Trevor D. Hrynyk. "Development and Multiaxial Distribution of Expansions in Reinforced Concrete Elements Affected by Alkali-Silica Reaction." *Structural Concrete*, vol. 19, no. 6, 2017, pp. 914-928. <https://onlinelibrary.wiley.com/doi/abs/10.1002/suco.201600220>
40. Zahedi, A., C. Trottier, L. Sanchez, and M. Noël. "Evaluation of the Induced Mechanical Deterioration of Alkali-Silica Reaction Affected Concrete Under Distinct Confinement Conditions Through the Stiffness Damage Test." *Cement and Concrete Composites*, vol. 126, 2022, p. 104343. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2021.104343>
41. Kawamura, M., and K. Iwahori. "ASR Gel Composition and Expansive Pressure in Mortars Under Restraint." *Cement and Concrete Composites*, vol. 26, no. 1, 2004, pp. 47-56
42. Multon, S., and F. Toutlemonde. "Effect of Applied Stresses on Alkali-Silica Reaction-Induced Expansions." *Cement and Concrete Research*, vol. 36, 2006, pp. 912-920
43. Berra, M., et al. "Influence of Stress Restraint on the Expansive Behaviour of Concrete Affected by Alkali-Silica Reaction." *Cement and Concrete Research*, vol. 40, no. 9, 2010, pp. 1403-1409.

44. Kagimoto, H., Y. Yasuda, and M. Kawamura. "ASR Expansion, Expansive Pressure and Cracking in Concrete Prisms Under Various Degrees of Restraint." *Cement and Concrete Research*, vol. 59, 2014, pp. 1-15.
45. Dunant, C., and K. Scrivener. "Effects of Uniaxial Stress on Alkali–Silica Reaction Induced Expansion of Concrete." *Cement and Concrete Research*, vol. 42, 2012, pp. 567–576.
46. Stemland H, Rodum E, & Johansen H: "ASR – Veiledning for konstruktiv analyse". *Statens Vegvesen Rapport nr. 601*, 2015. Oslo, Norge
47. Johansen H: "Bæreevneklassifisering av bruer med ASR". *Statens Vegvesen Rapport nr. 855*, 2022. Oslo, Norge
48. Stemland, K.M., H. Johansen, and T. Kanstad. "Load Effects of ASR-induced Expansion in Reinforced Concrete and Their Consequences for Structural Assessment" *Nordic Concrete Research*, 2023. **68**(1): p. 39-63.
49. Kani, G.N.J. "Basic Facts Concerning Shear Failure." *ACI Journal, Proceedings*, vol. 63, no. 6, June 1966.
50. Leonhardt, F. and R. Walther, *Shear Tests on Beams With and Without Shear Reinforcement*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, 1962. **No 151**.
51. Sarkhosh, R., J. A. de Uijl, C. R. Braam, and J. C. Walraven. *Shear Capacity of Concrete Beams Without Shear Reinforcement Under Sustained Loads*. Stevin Laboratory, Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, 2010.
52. Walraven, J.C., et al., *The Influence of Depth on the Shear Strength of Lightweight Concrete Beams Without Shear Reinforcement*. 1978: Stevin Laboratory, Delft University of Technology.
53. Yang, Y., J. Walraven, and J. den Uijl, "Shear Behavior of Reinforced Concrete Beams without Transverse Reinforcement Based on Critical Shear Displacement". *Journal of Structural Engineering*, 2016. **143**: p. 04016146.
54. "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings." FprEN 1992-1-1, November 2022
55. Muttoni, A., M.F. Ruiz, and F. Cavagnis. "Shear in Members without Transverse Reinforcement: From Detailed Test Observations to a Mechanical Model and Simple Expressions for Code of Practice." *fib Bulletin 85 "Towards a Rational Understanding of Shear in Beams and Slabs"*, 2016.
56. Cavagnis, F., M. Fernández Ruiz, and A. Muttoni, "Shear failures in reinforced concrete members without transverse reinforcement: An analysis of the critical shear crack development on the basis of test results." *Engineering Structures*, 2015. **103**: p. 157-173.
57. Paulay, T. and P.J. Loeber. *Shear Transfer By Aggregate Interlock*. 1974.
58. Cavagnis, F., M. Fernández Ruiz, and A. Muttoni, "An analysis of the shear-transfer actions in reinforced concrete members without transverse reinforcement based on refined experimental measurements." *Structural Concrete*, 2017. **19**.
59. Kani, G.N.J., "The Riddle of Shear Failure and its Solution". *ACI Journal Proceedings*. vol. 61, no. 4.
60. Sørensen, S.I., *Betongkonstruksjoner - Beregning og dimensjonering etter Eurocode 2*. Fagbokforlaget, 2013
61. Hedman, O., and A. Losberg. "Design of Concrete Structures with Regard to Shear Forces." *CEB Bulletin d'Information* No. 126, 1978, pp. 184-209.
62. Walraven, J., and S. Gmainer. "Vergleich der nationalen Anhänge der EN 1992-1-1 zum Thema Querkraft und Durchstanzen." *Beton- und Stahlbetonbau*, vol. 109, 2014

63. Inoue, S. and M. Fujii: "Structural behaviors of reinforced concrete beams affected by alkali-silica reaction", *Proceedings of the 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction (ICAAR)*, Kyoto, Japan, 1989.
64. Norges Standardiseringsforbund. "NS 3473: Prosjektering av betongkonstruksjoner". 2003
65. De Wilder, K., Lava, P., Debruyne D., Wang, Y., De Roeck, G., Vanderwalle, L., , "Experimental investigation on the shear capacity of prestressed concrete beams using digital image correlation. *Engineering Structures*", 2015. **82**: p. 82-92.
66. Ahmed, T., Burley, E., Rigden, S., Abu-Taira, A. I. "The Effect of Alkali Reactivity on the Mechanical Properties of Concrete." *Construction and Building Materials*, vol. 17, 2003, pp. 123-144. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(02\)00009-0](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00009-0)
67. Dunkelberg, D., and K.-H. Reineck. "ACI-DAfStb Shear Databases - Development, Overview and Relevance for the Evaluation of Shear Design Approaches." *fib Bulletin 85: Towards a Rational Understanding of Shear in Beams and Slabs*, 2016, pp. 82-92.
68. fib, *fib bulletin 51 - Structural Concrete. Textbook on behaviour, design and performance*. 2009.
69. "Eurocode 2: Design of Concrete Structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings." *DIN EN 1992-1-1:2011-01*. European Committee for Standardization

VEDLEGG A: EKSPANSJONSMÅLINGER

A.1 Enkeltmålinger alle bjelker og prismer

Tabell A-1 viser de endelige ekspansjonene av alle enkeltmålinger på alle bjelker. Alle verdier er gjennomsnittet av to målinger. A-I og B-III i samme område på motsatte sider, det samme er A-III og B-I, mens A-II og B-II er i samme område på begge sider.

Tabell A-1: Ekspansjonsmålinger av alle målelinjer bjelker og prismer

Prøvestykke/ Måleområde	Døgn lagret 38°C + (20°C)	z ₁ [‰]	z ₂ [‰]	z ₃ [‰]	z-Gsnitt [‰]	y ₁ [‰]	y ₂ [‰]	y-Gsnitt [‰]
B20-U-A-I	(134)	0,108	0,056	-0,020	0,048	0,120	0,028	0,074
B20-U-A-II	(134)	0,180	0,072	0,016	0,089	0,060	0,056	0,058
B20-U-A-III	(134)	0,112	0,088	0,052	0,084	0,092	0,104	0,098
B20-U-B-I	(134)	0,104	0,064	0,016	0,061	0,056	-0,052	0,002
B20-U-B-II	(134)	0,236	0,064	0,012	0,104	0,028	-0,080	-0,026
B20-U-B-III	(134)	0,124	0,060	-0,012	0,057	-0,092	-0,008	-0,05
B20-U-Gsnitt	(134)	0,144	0,067	0,011	0,074	0,044	0,008	0,026
B20-S-A-I	(132)	-0,028	-0,044	-0,084	-0,052	-0,088	-0,088	-0,088
B20-S-A-II	(132)	0,000	0,000	-0,064	-0,021	-0,076	-0,056	-0,066
B20-S-A-III	(132)	0,032	-0,012	-0,028	-0,003	-0,100	-0,040	-0,070
B20-S-B-I	(132)	0,128	0,152	0,096	0,125	0,128	0,064	0,096
B20-S-B-II	(132)	0,108	0,120	0,052	0,093	0,044	0,048	0,046
B20-S-A-III	(132)	0,096	0,112	0,088	0,099	0,080	0,180	0,130
B20-S-Gsnitt	(132)	0,056	0,055	0,010	0,040	-0,002	0,018	0,008
B38-U-1-A-I	117 + (16)	0,728	0,644	0,296	0,556	0,928	0,892	0,910
B38-U-1-A-II	117 + (16)	0,492	0,408	0,228	0,376	0,444	0,648	0,546
B38-U-1-A-III	117 + (16)	0,732	0,420	0,284	0,479	0,672	0,768	0,720
B38-U-1-B-I	117 + (16)	0,652	0,440	0,280	0,457	0,672	0,764	0,718
B38-U-1-B-II	117 + (16)	0,496	0,252	0,292	0,347	0,592	0,528	0,560
B38-U-1-B-III	117 + (16)	0,716	0,536	0,312	0,521	0,820	0,660	0,740
B38-U-1-Gsnitt	117 + (16)	0,636	0,450	0,282	0,456	0,688	0,710	0,699
B38-S-1-A-I	117 + (15)	0,280	0,240	0,300	0,273	0,668	0,696	0,682
B38-S-1-A-II	117 + (15)	0,188	0,164	0,212	0,188	0,516	0,604	0,56
B38-S-1-A-III	117 + (15)	0,312	0,264	0,288	0,288	0,704	0,660	0,682
B38-S-1-B-I	117 + (15)	0,172	0,132	0,176	0,160	0,488	0,444	0,466
B38-S-1-B-II	117 + (15)	0,048	0,100	0,080	0,076	0,372	0,384	0,378
B38-S-1-B-III	117 + (15)	0,196	0,260	0,300	0,252	0,924	0,652	0,788
B38-S-1-Gsnitt	117 + (15)	0,199	0,193	0,226	0,206	0,612	0,573	0,593
B38-R-1-A	117 + (68)	0,376	0,244	0,176	0,265	0,920	1,092	0,830
B38-R-1-B	117 + (68)	0,236	0,184	0,088	0,169	0,392	0,552	0,184
B38-R-1-Gsnitt	117 + (68)	0,306	0,214	0,132	0,217	0,656	0,822	0,739
B38-U-2-A-I	174 + (38)	0,744	0,684	0,408	0,612	1,828	1,448	1,638
B38-U-2-A-II	174 + (38)	0,916	0,644	0,348	0,636	1,864	1,948	1,906
B38-U-2-A-III	174 + (38)	0,736	0,376	0,260	0,457	1,680	1,596	1,638

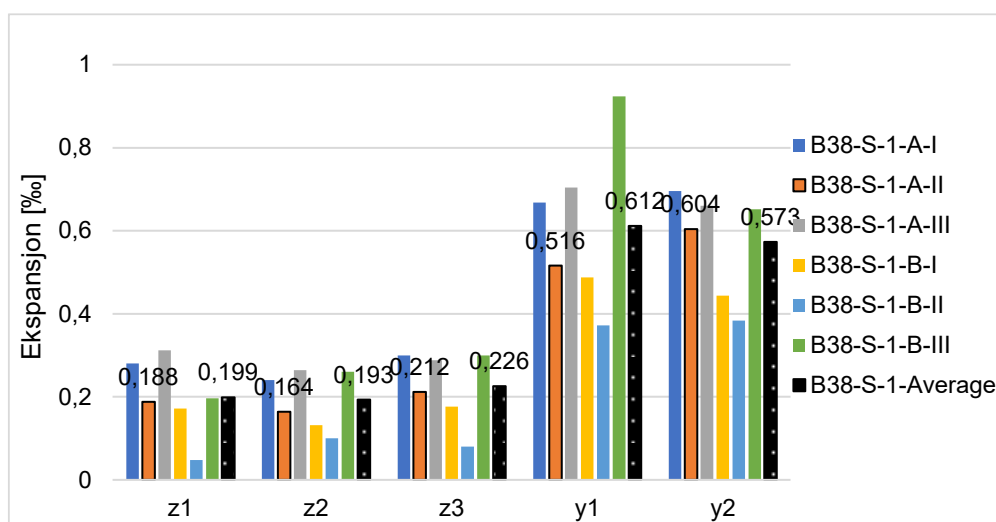
B38-U-2-B-I	174 + (38)	0,864	0,708	0,312	0,628	0,968	1,136	1,052
B38-U-2-B-II	174 + (38)	0,816	0,716	0,444	0,659	1,529	1,048	1,288
B38-U-2-B-III	174 + (38)	0,988	0,576	0,348	0,637	1,132	1,300	1,216
B38-U-2-Gsnitt	174 + (38)	0,844	0,617	0,353	0,605	1,500	1,413	1,456
B38-S-2-A-I	174 + (38)	0,384	0,320	0,372	0,359	1,140	1,148	1,144
B38-S-2-A-II	174 + (38)	0,424	0,384	0,388	0,399	1,032	1,228	1,130
B38-S-2-A-III	174 + (38)	0,452	0,324	0,468	0,415	1,288	1,236	1,262
B38-S-2-B-I	174 + (38)	0,392	0,436	0,408	0,412	1,264	1,260	1,262
B38-S-2-B-II	174 + (38)	0,440	0,340	0,300	0,360	0,940	0,980	0,960
B38-S-2-B-III	174 + (38)	0,416	0,388	0,312	0,372	1,100	1,192	1,146
B38-S-2-Gsnitt	174 + (38)	0,418	0,365	0,375	0,386	1,127	1,174	1,151
B38-R-2-A	174 + (35)	0,500	0,344	0,492	0,445	1,804	1,404	1,604
B38-R-2-B	174 + (35)	0,316	0,484	0,532	0,444	1,388	0,956	1,172
B38-R-2-Gsnitt	174 + (35)	0,408	0,414	0,512	0,445	1,596	1,180	1,388
B38-U-3-A-I	247	1,604	1,052	0,704	1,120	4,484	4,812	4,648
B38-U-3-A-II	247	1,064	0,624	0,256	0,648	3,388	3,352	3,370
B38-U-3-A-III	247	1,556	1,076	0,556	1,063	3,400	3,112	3,256
B38-U-3-B-I	247	1,348	-	0,396	0,872	3,088	3,660	3,374
B38-U-3-B-II	247	1,628	1,072	0,472	1,057	3,160	2,892	3,026
B38-U-3-B-III	247	1,620	0,692	0,580	0,964	2,880	3,432	3,156
B38-U-3-Gsnitt	247	1,470	0,903	0,494	0,956	3,400	3,543	3,472
B38-S-3-A-I	247	0,636	0,524	0,444	0,535	1,816	1,780	1,798
B38-S-3-A-II	247	0,536	0,452	0,404	0,464	1,696	1,476	1,586
B38-S-3-A-III	247	0,760	0,496	0,508	0,588	1,840	1,452	1,646
B38-S-3-B-I	247	0,528	0,444	0,384	0,452	1,192	1,260	1,226
B38-S-3-B-II	247	0,492	0,292	0,324	0,369	1,348	1,376	1,362
B38-S-3-B-III	247	0,352	0,248	0,252	0,284	1,996	1,404	1,700
B38-S-3-Gsnitt	247	0,551	0,409	0,386	0,449	1,648	1,458	1,553
B38-R-3-A	247	0,500	0,616	0,724	0,613	3,376	4,176	3,776
B38-R-3-B	247	0,364	0,172	0,528	0,355	2,688	2,876	2,782
B38-R-3-Gsnitt	247	0,432	0,394	0,626	0,484	3,032	3,526	3,279

A.2 Målinger symmetrisk armerte bjelker:

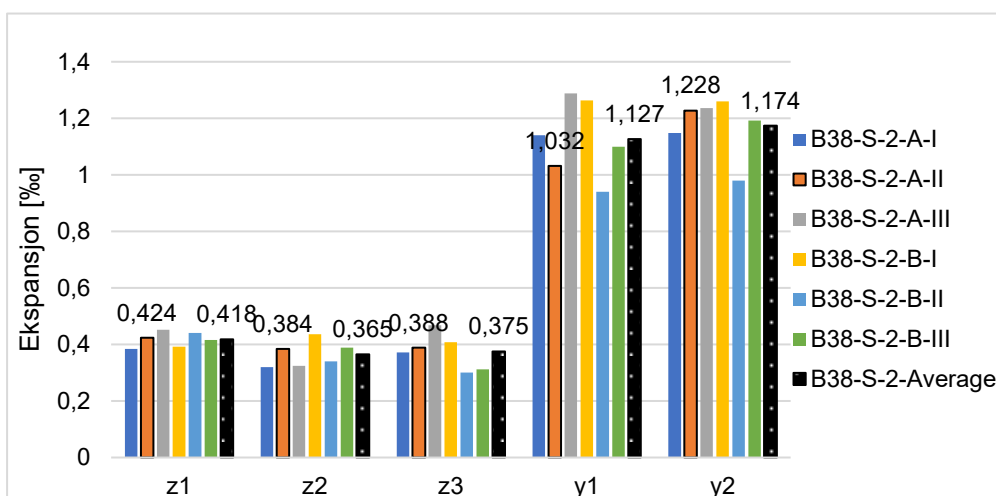
Tabell A-2 viser gjennomsnittlige ekspansjoner og variasjonskoeffisienter for y-retningen og hver høyde i z-retningen, $z_1=250$, $z_2=150$, $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken (6 målinger), og for alle målingene i z-retningen (18 målinger) for de symmetrisk armerte bjelkene. Figur A-1 til A-4 viser alle enkeltverdiene og gjennomsnittet av disse målingene på hver høyde (z_1 , z_2 , z_3). Gjennomsnittet er vist ved svarte stolper og de oransje stolpene er for det feltet i teltet som også ble målt jevnlig (B38-S-A-II) viser det jevnlig i 38°C- rommet.

Tabell A-2: Gjennomsnittlige ekspansjoner av symmetrisk armerte bjelker i z- and y-retning + variasjonskoeffisient

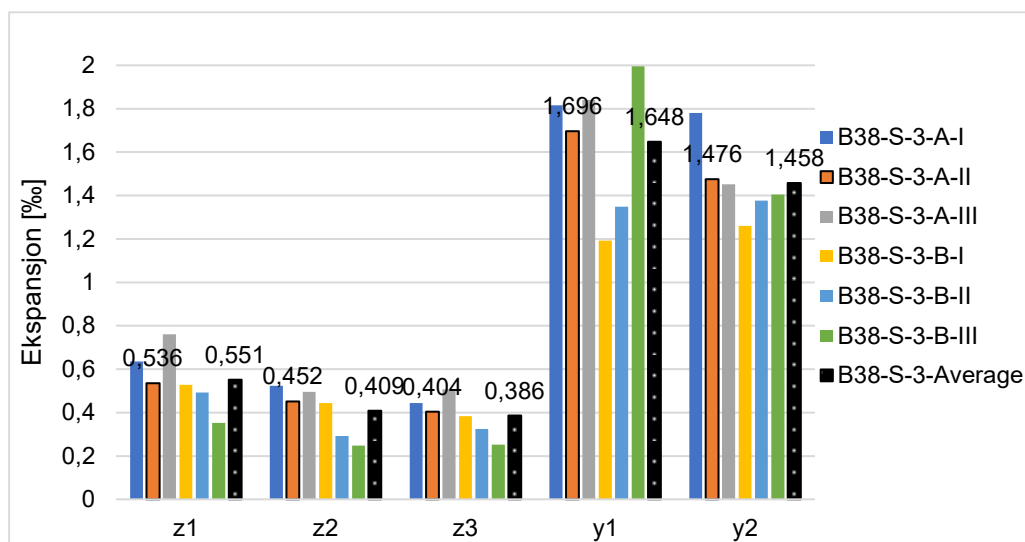
Bjelke	Dager lagret 38°C + (20°C)	z_1 [%]	Var. coeff	z_2 [%]	Var. coeff	z_3 [%]	Var. coeff	z [%]	Var. coeff	y [%]	Var. coeff
B38-S-1	117 + (15)	0,199	46,6	0,193	36,6	0,226	39,0	0,206	39,1	0,593	26,8
B38-S-2	174 + (38)	0,418	6,3	0,365	12,4	0,375	16,7	0,386	13,0	1,151	10,1
B38-S-3	247	0,551	25,0	0,409	27,5	0,386	23,3	0,449	29,3	1,553	16,8



Figur A-1: Alle ekspansjoner av bjelke B38-S-1 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)



Figur A-2: Alle ekspansjoner av bjelke B38-S-2 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)



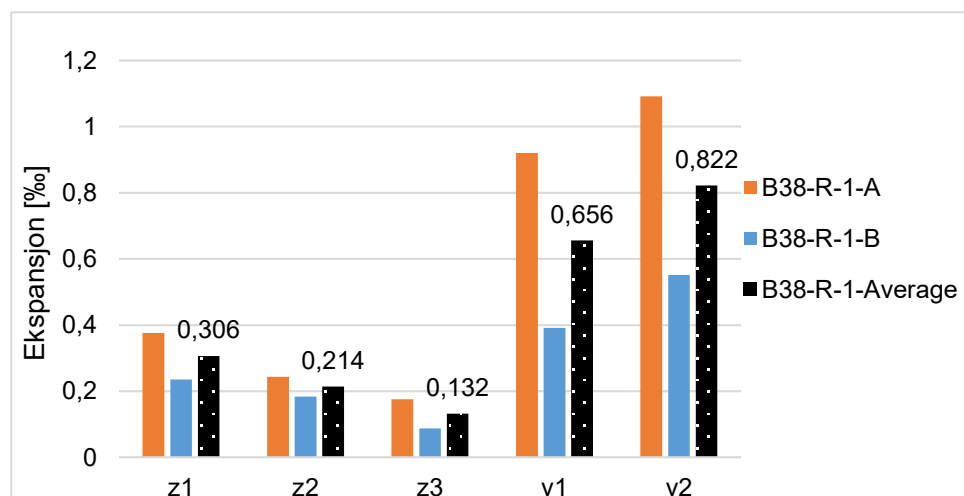
Figur A-3: Alle ekspansjoner av bjelke B38-S-3 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)

A.3 Målinger symmetrisk armerte prismer:

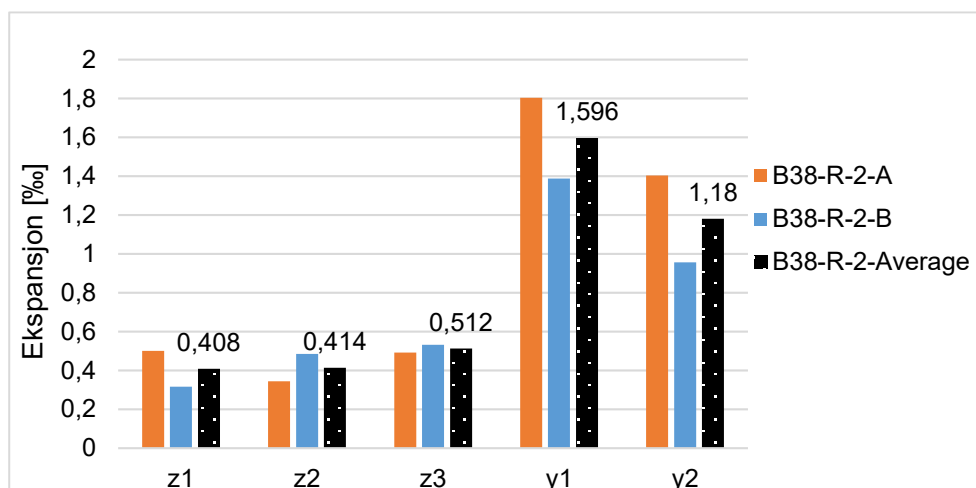
Tabell A-4 viser gjennomsnittlige ekspansjoner og variasjonskoeffisienter for hver høyde i z-retningen, $z_1=250$, $z_2=150$, $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken (2 målinger), og for alle målingene i z-retningen (6 målinger). Figur A-4 til A-5 viser alle enkeltverdiene og gjennomsnittet av disse for de tre målelinjene for de samme prismene.

Tabell A-4: Gjennomsnittlige ekspansjoner av referanse prismer i z- og y-retning + variasjonskoeffisient

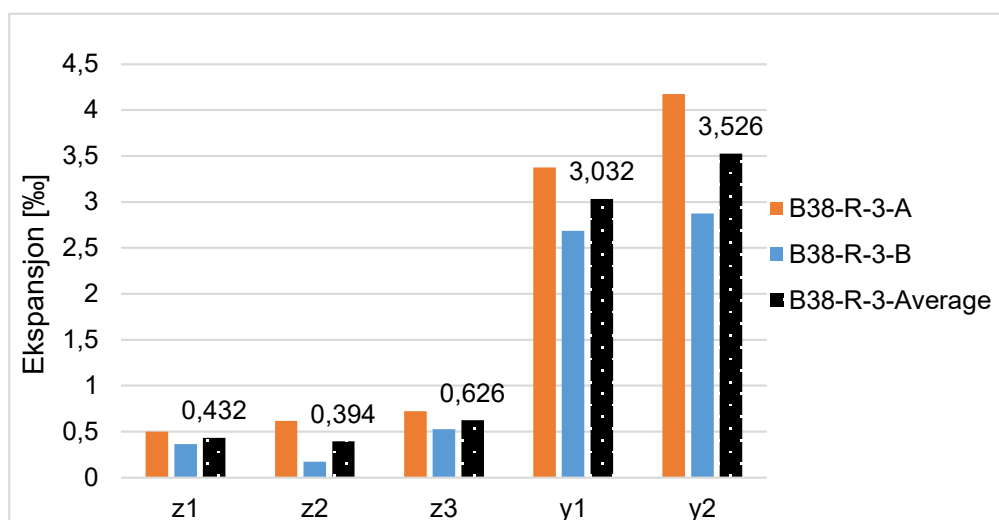
Prisme	Dager lagret 38°C + (20°C)	z_1 [%]	Var. coeff	z_2 [%]	Var. coeff	z_3 [%]	Var. coeff	z [%]	Var. coeff	y [%]	Var. coeff
B38-R-1	117 + (15)	0,306	32,6	0,214	19,8	0,132	47,1	0,217	44,0	0,739	43,7
B38-R-2	174 + (38)	0,408	31,9	0,414	23,9	0,512	5,5	0,445	20,4	1,388	25,0
B38-R-3	247	0,432	22,3	0,394	79,7	0,625	22,1	0,484	40,2	3,279	20,3



Figur A-4: Alle ekspansjoner av prisme B38-R-1 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)



Figur A-5: Alle ekspansjoner av prisme B38-R-2 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)



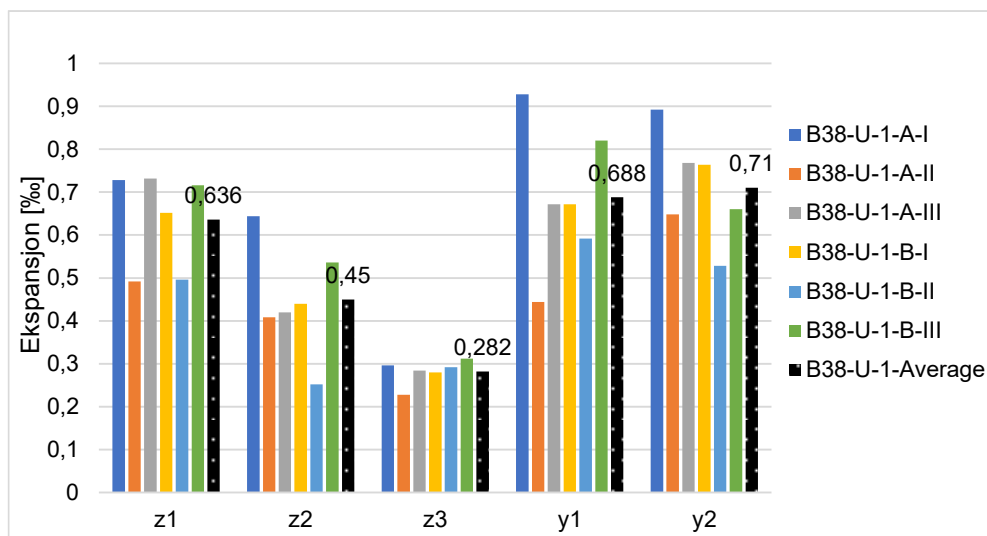
Figur A-6: Alle ekspansjoner av prisme B38-R-3 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)

A.4 Målinger usymmetrisk armerte bjelker:

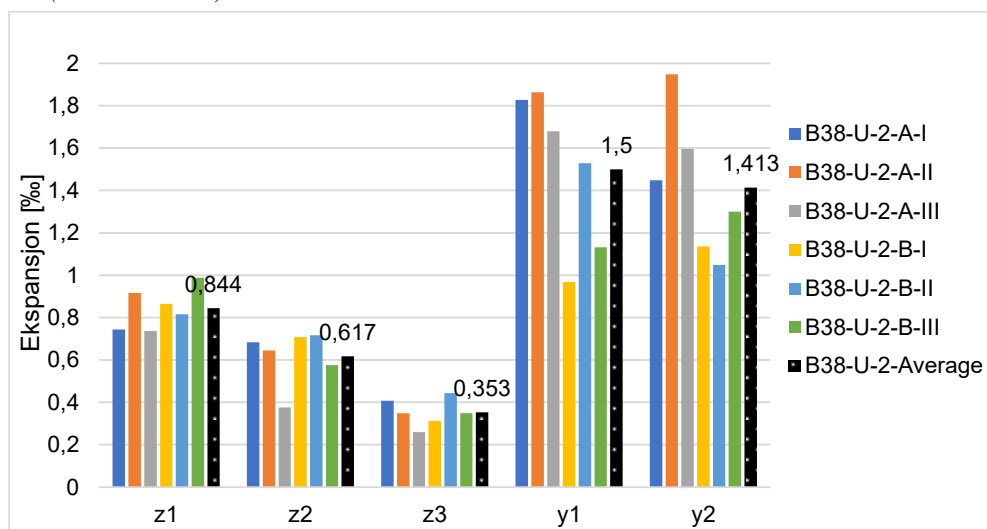
Tabellen viser gjennomsnittlige ekspansjoner og variasjonskoeffisienter for hver høyde i z-retningen ($z_1=250$, $z_2=150$, $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken) og for alle målingene i denne retningen for de usymmetrisk armerte bjelkene. Figurene viser enkeltverdiene og middel av disse for hvert høydenivå ved hver termin for de samme bjelkene.

Tabell A-3: Gjennomsnittlige ekspansjoner av de usymmetrisk armerte bjelkene i z-(hver høyde, $z_1=250$, $z_2=150$, $z_3=50$ mm fra bunnen av bjelken) og y-retning + variasjonskoeffisient

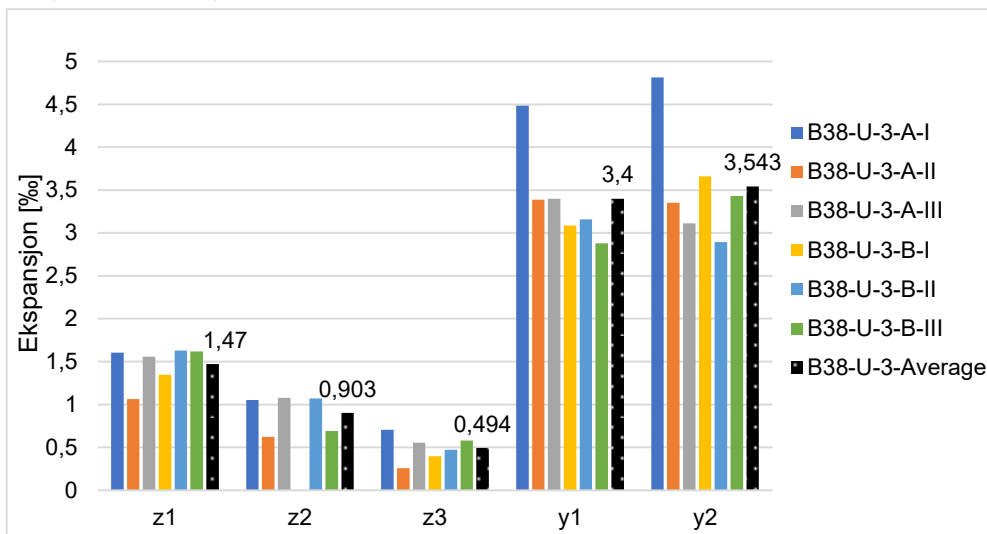
Bjelke	Dager lagret ved 38°C + (20°C)	z_1 [%]	Var. coeff	z_2 [%]	Var. coeff	z_3 [%]	Var. coeff	y [%]	Var. coeff
B38-U-1	117 + (16)	0.636	17.9	0.450	29.3	0.282	10.2	0.699	20.4
B38-U-2	174 + (38)	0.844	11.7	0.617	20.9	0.353	18.7	1.456	23.2
B38-U-3	247	1.470	15.2	0.903	24.9	0.494	31.6	3.472	17.2



Figur A-7: Alle ekspansjoner av bjelke B38-U-1 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)



Figur A-8: Alle ekspansjoner av bjelke B38-U-2 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)

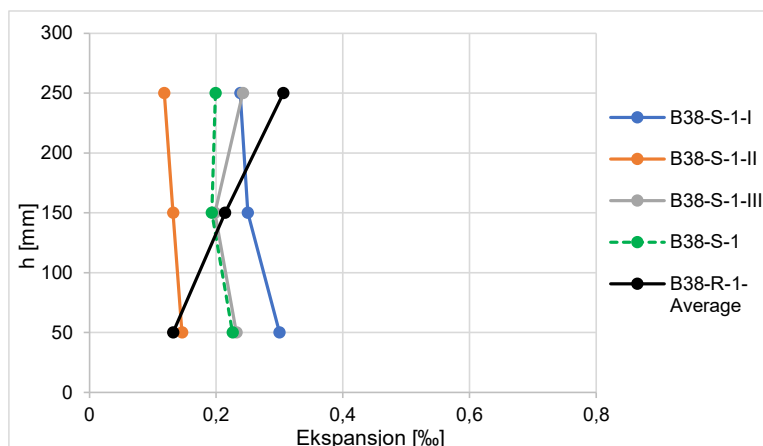


Figur A-9: Alle ekspansjoner av bjelke B38-U-3 i alle målelinjer og beregnet gjennomsnitt (svart kolonne)

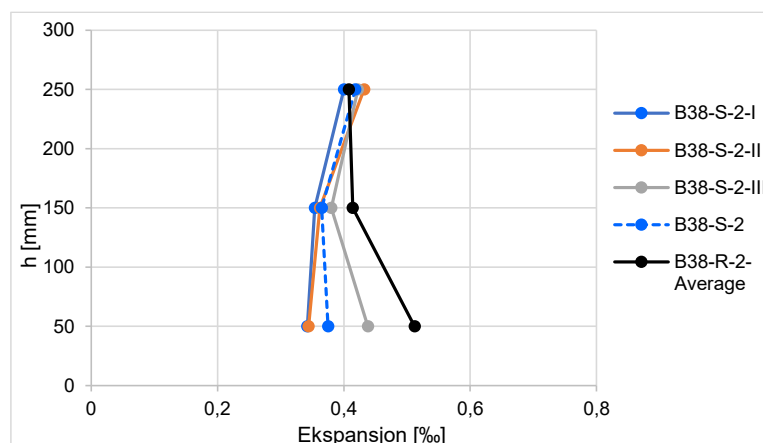
A.5 Tøyninger over høyden i hvert felt (I, II og III)

Figurene viser målingene over tverrsnittets høyde for hvert felt; venstre skjærfelt side A (I), midt på bjelken (II) og høyre skjærfelt side A (III). Tøyningene vist i figurene er gjennomsnittet av målingene på motsatte sider (side A og B) i hvert felt for bjelkene og prismene tilhørende hver termin.

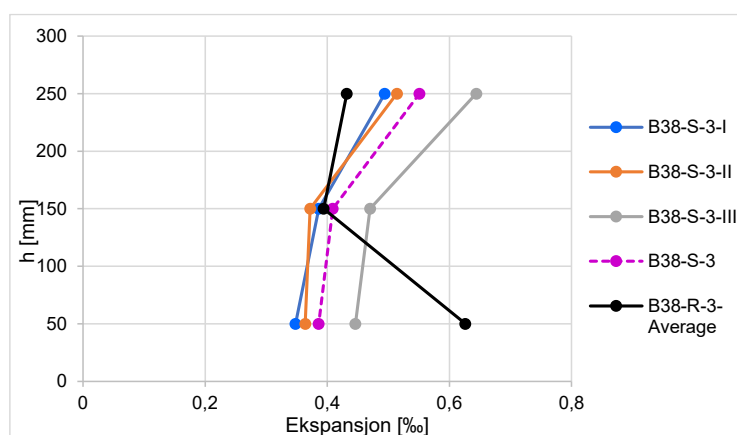
Symmetrisk armerte bjelker og prizmer:



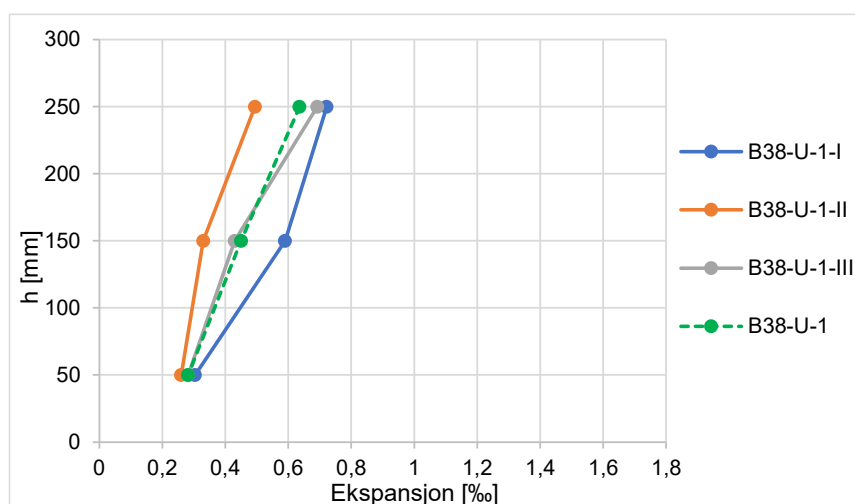
Figur A-10: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-S-1 og prizme B38-R-1 termin 1



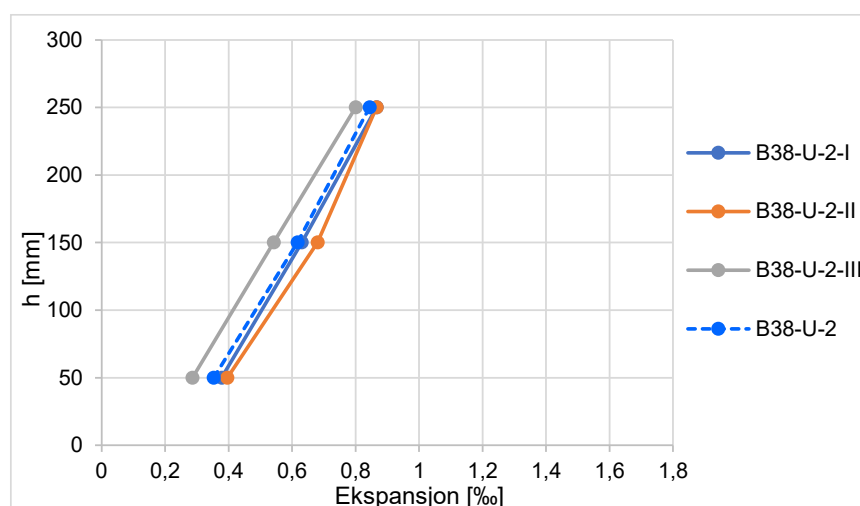
Figur A-11: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-S-2 og prizme B38-R-2 termin 2



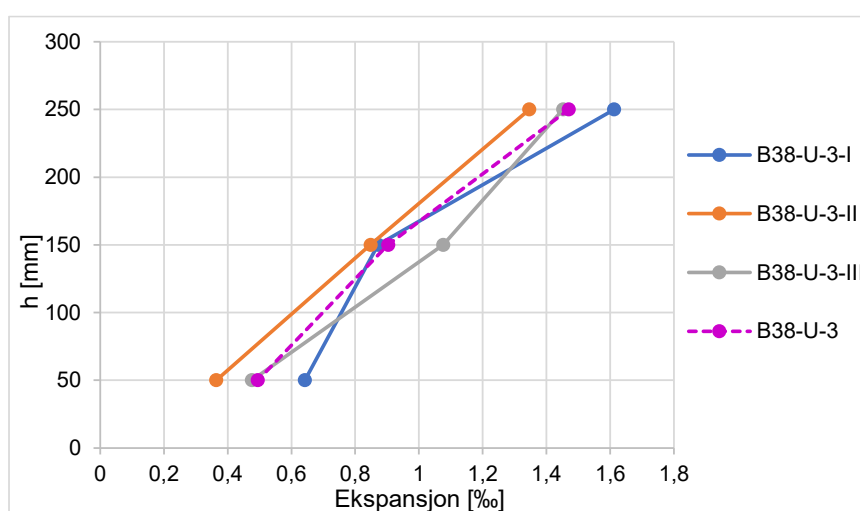
Figur A-12: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-S-3 og prizme B38-R-3 termin 3

Usymmetrisk armerte bjelker:

Figur A-13: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-U-1 termin 1



Figur A-14: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-U-2 termin 2



Figur A-15: Gjennomsnittlige tøyninger over høyden i hvert felt bjelke B38-U-3 termin 3

A.6 Gjennomsnittlige tøyninger i armeringshøyde og betongtverrsnittets tyngdepunkt

Tabeller i tilknytning til figur 4-7 og 4-8, som viser tøyningene til regresjonslinjene på midten og ved over- og underkant armeringen.

Tabell A-4: Tøyningsverdier i høyden til over- og underkantsarmering og betongtverrsnittets nøytralakse for symmetrisk armerte bjelker

h [mm]	Tøyning i z-retning [‰]			
	B20-S	B38-S-1	B38-S-2	B38-S-3
260	0,073	0,181	0,427	0,555
150	0,040	0,206	0,386	0,449
40	0,007	0,231	0,345	0,342

Tabell A-5: Tøyningsverdier i høyden til over- og underkantsarmering og betongtverrsnittets nøytralakse for symmetrisk armerte prismer

h [mm]	Tøyning i z-retning [‰]		
	B38-R-1	B38-R-2	B38-R-3
260	0,313	0,373	0,308
150	0,217	0,445	0,484
40	0,122	0,517	0,660

Tabell A-6: Tøyningsverdier i høyden til over- og underkantsarmering og betongtverrsnittets nøytralakse for usymmetrisk armerte bjelker

h [mm]	Tøyning i z-retning [‰]			
	B20-U	B38-U-1	B38-U-2	B38-U-3
300	0,175	0,722	0,974	1,694
265	0,151	0,660	0,888	1,522
148,5	0,074	0,456	0,605	0,956
139	0,067	0,437	0,578	0,902
40	0,000	0,261	0,334	0,414
0	-0,027	0,190	0,236	0,217

A.7 Vurdering av endeplater på referanseprismer

Resultatene tyder på at det er sannsynlig at prismene får en gradient i z-retningen som skyldes stålplatene i endene. Siden stålplatene i enden på bjelkene er symmetriske i forhold til stengene er det forventet at disse gir et trykk i betongen som har samme tyngdepunkt som strekket i armeringen. For prismene kan imidlertid stålplatene overføre dette trykket til betongen noe lenger inne på platen, slik at det blir en kraftvirkning i hver ende (strekk i armeringen og trykk i betongen) som gir et moment i prismet. Det er først når det blir forskjell i tøyningene i over og underkant av tverrsnittet at dette momentet utvikler seg. Dette momentet vil kunne virke drivende på ekspansjonen i en tidligfase før trykkspenningene fra stålplaten blir så store at de klarer å motvirke den effekten. Dette gjør at gradienten blir noenlunde lik i alle prismene.

Hvis denne forskjellen er 0,2 ‰, slik den ser ut til å være på disse prismene, så gir det en tilleggskraft i armeringen på den siden med størst tøyning lik $0,2 \cdot 200 \cdot 314 \cdot 3 = 38 \text{ kN}$. Hvis vi videre antar at stålplaten er stiv og fordeler denne kraften som en trekantlast til betongen, så vil den da ha en resultant som virker 100 mm ($300/3$) fra den kanten som har mest spenning i armeringen. For at platen skal være i likevekt, må det imidlertid også virke en (tilleggs) strekkkraft i armeringen på den andre siden som allerede er med i den observerte tøyningforskjellen, men som da egentlig reduserer den noe. Den kraften kan bestemmes ved å ta momentet om trykkresultanten, og blir da: $38 \cdot 0,06/0,16 = 14 \text{ kN}$. Den totale trykkraften fra platen til prismet blir da: $38 + 14 = 52 \text{ kN}$. Armeringen er 40 mm fra kanten, og moment på prismet blir da: $38 \cdot 0,11 - 52 \cdot 0,05 = 1,6 \text{ kNm}$. I tillegg setter da denne situasjonen også opp en liten trykkraft på prismet på 14 kN.

Tøyningforskjellen fra et moment kan uttrykkes som $(M/EI) \cdot h$, hvor E er en langtids E-modul for betongen, I er annet arealmoment for tverrsnittet (treghetsmomentet) der armeringen er tatt hensyn til og h er avstanden mellom målelinjene z1 og z3, som er 200 mm. Hvis $E_c = 10\,000 \text{ MPa}$ blir I tilnærmet lik $883 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$. Vi får da en tøyningdifferanse mellom de to målelinjene på 0,036 ‰, som bare er ca. 1/5 av det som er målt. Hvis E-modulen til betongen settes til 5000 MPa så øker denne differansen til 0,048 ‰, og hvis det bare tas hensyn til armeringen blir den 0,07 ‰. Denne modellen kan derfor ikke forklarer den observerte tøyningforskjellen i disse prismene som en ren momenteffekt. Dette momentet kan likevel antas å ha en «drivende effekt» på gradienten. Det trengs derfor en gradient for at det skal bli et moment som igjen virker slik at det bidrar til å øke gradienten i prismet. Det er derfor bare en del av denne gradienten som skyldes momentet. Resten kommer fra forskjell i ekspansjon. I dette tilfellet betyr det da at bare ca. 0,04 ‰ kommer fra momentet, og resten, ca. 0,16 ‰, kommer fra forskjell i ekspansjon over tverrsnittet.

For at gradienten skal bli noenlunde lik i alle prismene, som har ulik ekspansjon, må det da være noe som gjør at den stopper opp når den kommer opp på et visst nivå. Den mest nærliggende forklaringen er at det er trykkspenningene fra stålplaten til betongen som er årsaken. Hvis stålplaten er stiv, blir fordelingen av denne spenningen trekantformet og spenningen helt ute ved kanten på siden med mest tøyning blir da $(52 \cdot 10^3 / 200 \cdot 300) \cdot 2 = 1,8 \text{ MPa}$. Hvis vi sammenligner denne spenningen med den tilsvarende spenningen for det drivende momentet, så er tøyningen ute ved kanten fra det momentet ca. $(0,052/2) \cdot (150/100) = 0,027 \text{ ‰}$, og for den antatte E-modulen på 10 000 MPa, blir da den spenningen ca. 0,3 MPa.

Det betyr at fastholdingen fra stålplaten er omtrent 6 ganger så stor som det drivende momentet. Denne fastholdingen oppveier også for ca. $\frac{3}{4}$ -deler av gradienten $(1,8 \cdot (250/300))/10000 = 0,15 \text{ ‰}$ basert på den antatte E-modulen. For at trykkraften fra stålplaten til betongen skal kompensere for hele tøyningsforskjellen på 0,20 ‰ trengs det derfor en E-modul på ca. 7500 MPa. Dette forklarer derfor delvis at en videre utvikling av tøyningsgradienten til disse prismene stopper opp ved en tøyningsdifferanse på ca. 0,20 ‰.

For å se litt på selve stålplaten, regner vi først kraften i armeringen om til intensiteter, og får da intensiteten i betongen ved den mest påkjente randen som: $(52 \cdot 2)/0,3 = 347 \text{ kN/m}$. Intensiteten ved armeringen blir da: $(347/300) \cdot 260 = 300 \text{ kN/m}$, og momentet i platen ved den mest tøyde armeringen fra dette trykket fra betongen og strekk-kraften i den minst tøyde armeringen blir da: $((300 \cdot 0,26)/2) \cdot (0,26/3) - 14 \cdot 0,16 = \text{ca. } 1,2 \text{ kNm}$. Den plastiske kapasiteten til stålplaten er antakelig ca. 4,5 kNm. Så selv om det også blir et tillegg til dette momentet fra middelspenningen i armeringen, så klarer derfor sannsynligvis denne stålplaten å ta opp denne kraftfordelingen i enden av disse prismene.

Denne diskusjonen er derfor en mulig forklaring på tøyningsgradienten til disse prismene. De målte tøyingene er likevel blitt justert litt for å gi den samme gradienten ved 2. og 3. termin som ved 1. termin. Det er derfor ikke helt sikkert at disse gradientene er så systematiske som det kan se ut som for disse prismene.

VEDLEGG B: RESULTATER FRA SDT OG ARBEIDSDIAGRAM

B.1 Resultater fra SDT

Tabell B-1, B-2 og B-3 viser ulike resultater fra SDT av Ø95x190 mm kjerner fra referanseprismene B38-R-1, B38-R-2 og B38-R-3. Kjernene er nummerert etter figur 3-2, der kjerne 1 til 4 er boret i prismenes tverretning (tvers på armeringen) og 5 til 7 i lengderetningen (langs armeringen). Resultatene som er vist er sekant E-modulen ved på- og avlasting av sykel en og fem (E5), SDI, alternativ SDI, PDI og NLI. I tillegg er også kjernenes ekspansjon og vekslingenens makslast i prosent av trykkfastheten funnet fra arbeidsdiagrammene i avsnitt 5-2 gitt.

Oppgitt ekspansjon for kjernene boret i lengderetning er lik gjennomsnittlig målt ekspansjon på overflaten i samme retning (z-retning). I prismenes tverretning er imidlertid ekspansjonen målt på sideflatene i y-retningen, mens kjernene ble boret normalt på dette planet i x-retningen. Da det ikke var mulig å måle ekspansjonen i denne retningen, er de gjennomsnittlige ekspansjonene i y-retningen antatt å være gjeldene for disse prøvene.

Tabell B-1: Resultater fra SDT av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-1 (1. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	$E_{opp,1}$ [MPa]	$E_{ned,1}$ [MPa]	$E_{opp,5}$ [MPa]	$E_{ned,5}$ [MPa]	SDI	SDI _{alt}	PDI	NLI	Lastnivå [%]
B38-R-1-1	0,739	24458	27509	26820	26715	0,107	0,518	0,157	1,120	44,5
B38-R-1-2	0,739	25231	28411	27651	27524	0,105	0,510	0,160	1,104	44,9
B38-R-1-3	0,739	24695	27997	27112	27056	0,112	0,540	0,173	1,111	44,8
B38-R-1-4	0,739	24494	28162	27182	27224	0,114	0,549	0,204	1,102	45,0
B38-R-1-5	0,217	25083	28129	27215	27056	0,102	0,498	0,169	1,105	44,4
B38-R-1-6	0,217	27944	30018	29636	29359	0,080	0,391	0,103	1,084	40,9
B38-R-1-7	0,217	26150	28170	27960	27599	0,078	0,380	0,090	1,091	42,6

Tabell B-2: Resultater fra SDT av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-2 (2. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	$E_{opp,1}$ [MPa]	$E_{ned,1}$ [MPa]	$E_{opp,5}$ [MPa]	$E_{ned,5}$ [MPa]	SDI	SDI _{alt}	PDI	NLI	Lastnivå [%]
B38-R-2-1	1,388	22787	27310	26188	26121	0,138	0,656	0,227	1,118	43,9
B38-R-2-2	1,388	20545	24576	23687	23743	0,146	0,693	0,227	1,132	42,7
B38-R-2-3	1,388	21768	25649	24848	24872	0,132	0,631	0,215	1,119	41,5
B38-R-2-4	1,388	22784	26807	25894	25902	0,129	0,619	0,216	1,115	43,4
B38-R-2-5	0,445	24380	27473	26860	26818	0,109	0,527	0,180	1,084	41,1
B38-R-2-6	0,445	24541	27807	27071	27006	0,102	0,496	0,177	1,073	40,9
B38-R-2-7	0,445	25388	28488	27863	27760	0,105	0,512	0,179	1,090	39,6

Tabell B-3: Resultater fra SDT av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-3 (3. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	$E_{opp,1}$ [MPa]	$E_{ned,1}$ [MPa]	$E_{opp,5}$ [MPa]	$E_{ned,5}$ [MPa]	SDI	SDI _{alt}	PDI	NLI	Lastnivå [%]
B38-R3-1	3,279	10697	17120	15662	16079	0,293	1,308	0,454	1,266	47,6
B38-R3-2	3,279	11882	17074	15737	16086	0,257	1,176	0,387	1,300	48,1
B38-R3-3	3,279	12597	17812	16590	16709	0,242	1,107	0,372	1,263	48,8
B38-R3-4	3,279	10666	15888	14556	14832	0,278	1,256	0,405	1,343	46,8
B38-R3-5	0,484	20937	24079	23238	23257	0,128	0,621	0,192	1,091	46,5
B38-R3-6	0,484	21756	24517	23725	23497	0,120	0,585	0,169	1,098	45,9
B38-R3-7	0,484	22257	24845	23996	24074	0,123	0,605	0,184	1,099	45,0

B.2 Resultater fra arbeidsdiagram

Resultatene fra testing av arbeidsdiagram på de samme prøvene testet for SDT, vist i tabell B-1 til B-3, er vist i tabell B-4 til B-6. Resultatene som er vist er trykkfastheten, f_c , tøyningen ved bruddspenning, ϵ_{peak} , og sekant E-modulen ved 40 % av max last, E_{arb} . I tabell 5-2 er de gjennomsnittlige resultatene fra de tre prismene på tvers- og i armeringsretningen vist. Som for SDT-resultatene i Vedlegg B er ekspansjonen til prøvene fra tverretningen (kjerne 1-4) ekspansjonen til prismenes y-retning, mens kjernene er boret i x-retning. Ekspansjonen tilhørende prøvene i lengderetning (kjerne 5-7) er lik ekspansjonen i samme retning (z-retning).

Tabell B-4: Resultater fra testing av arbeidsdiagram av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-1 (1. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	f_c	ϵ_{peak}	E_{arb}
B38-R-1-1	0,739	38,1	2,60	20749
B38-R-1-2	0,739	37,9	2,47	20202
B38-R-1-3	0,739	37,9	2,60	20243
B38-R-1-4	0,739	37,8	2,47	20270
B38-R-1-5	0,217	38,2	2,60	20607
B38-R-1-6	0,217	41,5	2,54	22109
B38-R-1-7	0,217	39,9	2,60	21131

Tabell B-5: Resultater fra testing av arbeidsdiagram av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-2 (2. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	f_c	ϵ_{peak}	E_{arb}
B38-R-2-1	1,388	38,6	2,54	18936
B38-R-2-2	1,388	39,9	2,85	19877
B38-R-2-3	1,388	40,9	2,82	18393
B38-R-2-4	1,388	39,2	2,61	19290
B38-R-2-5	0,445	41,4	2,81	19979
B38-R-2-6	0,445	41,6	2,87	18585
B38-R-2-7	0,445	43,0	2,61	20967

Tabell B-6: Resultater fra testing av arbeidsdiagram av Ø95x190 mm sylindere fra B38-R-3 (3. Termin)

Prøve	ϵ_{AR} [%]	f_c	ϵ_{peak}	E_{arb}
B38-R3-1	3,279	35,6	4,16	11381
B38-R3-2	3,279	35,3	4,12	12409
B38-R3-3	3,279	34,8	3,87	12651
B38-R3-4	3,279	36,3	4,39	11786
B38-R3-5	0,484	36,5	2,66	17650
B38-R3-6	0,484	37,0	2,70	18024
B38-R3-7	0,484	37,7	2,57	19255

VEDLEGG C: RESULTATER TRYKKFASTHET OG SPALTESTREKK FRA BJELKER

C.1 Trykkfasthet

Tabell C-1 viser resultatene fra alle støpte terningene og sylindrene, markert med henholdsvis T og S før nummer på støp og nummer på prøve, og de borede kjernene fra bjelkene, markert med navn på bjelke og om de er boret til høyre eller venstre på bjelken i forhold bjelkens plassering i riggen (høyre og venstre sett fra side B). Videre er type prøve, lagring, testdato og ekspansjon (for prøvene fra bjelkene) også vist. Denne ekspansjonen er bjelkenes ekspansjon i tverretning (y-retningen). Tabellen er sortert kronologisk etter testdato. Kjernene er testet en stund etter skjærforsøkene. Mellom boring og testing ble kjernene pakket inn i plast og lagret ved 5°C.

Tabell C-1: Trykkfasthet fra 100 mm terninger, Ø100x200 mm sylindere og Ø95x190 mm kjerner fra bjelker

Type	Lagring	Mrk.	Støp nr.	Testdato	f _c [MPa]	Ekspansjon [%]
28-døgn						
Terning, 100x100 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	T-1-1	1	28.07.2020	51,69	
		T-1-2	1	28.07.2020	51,19	
		T-1-3	1	28.07.2020	50,11	
		T-2-1	2	28.07.2020	51,00	
		T-2-2	2	28.07.2020	50,19	
		T-2-3	2	28.07.2020	50,98	
		T-3-1	3	29.07.2020	53,91	
		T-3-2	3	29.07.2020	52,55	
		T-3-3	3	29.07.2020	54,74	
		T-4-1	4	29.07.2020	53,32	
		T-4-2	4	29.07.2020	52,63	
		T-4-3	4	29.07.2020	54,05	
Sylinder, ø100x200 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	S-1-1	1	28.07.2020	42,51	
		S-1-2	1	28.07.2020	42,57	
		S-1-3	1	28.07.2020	41,55	
		S-2-1	2	28.07.2020	40,41	
		S-2-2	2	28.07.2020	40,37	
		S-2-3	2	28.07.2020	41,68	
		S-3-1	3	29.07.2020	45,44	
		S-3-2	3	29.07.2020	42,50	
		S-3-3	3	29.07.2020	45,12	
		S-4-1	4	29.07.2020	42,16	
		S-4-2	4	29.07.2020	43,47	
		S-4-3	4	29.07.2020	43,89	
90-døgn						
Terning, 100x100 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	T-1-4	1	28.09.2020	57,48	
		T-1-5	1	28.09.2020	59,39	
		T-1-6	1	28.09.2020	57,68	
1. termin						
Terning,		T-1-7	1	02.02.2021	60,75	

100x100 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	T-1-8	1	02.02.2021	62,30	
		T-1-9	1	02.02.2021	63,19	
		T-2-4	2	02.02.2021	62,04	
		T-2-5	2	02.02.2021	61,65	
		T-2-6	2	02.02.2021	62,07	
Kjerne, Ø95x188 mm	Bjelke lagret ved 20°C	B20-S-H1	1	01.06.2021	38,36	0,01
		B20-S-V1	1	01.06.2021	40,32	0,01
		B20-U-H1	1	01.06.2021	36,54	0,02
		B20-U-V1	1	01.06.2021	38,66	0,02
	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-1-H1	2	01.06.2021	44,36	0,59
		B38-S-1-V1	2	01.06.2021	42,48	0,59
		B38-U-1-H1	2	01.06.2021	45,40	0,70
		B38-U-1-H2	2	01.06.2021	43,37	0,70
2. termin						
Terning, 100x100 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	T-3-4	3	28.04.2021	67,19	
		T-3-5	3	28.04.2021	69,58	
		T-3-6	3	28.04.2021	66,65	
Kjerne, Ø95x188 mm	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-2-H1	3	01.06.2021	43,95	1,15
		B38-S-2-V1	3	01.06.2021	42,34	1,15
		B38-U-2-H1	3	01.06.2021	43,96	1,45
		B38-U-2-H2	3	01.06.2021	43,20	1,45
3. termin						
Terning, 100x100 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	T-4-4	4	16.06.2021	66,86	
		T-4-5	4	16.06.2021	66,83	
		T-4-6	4	16.06.2021	65,16	
Kjerne, Ø95x188 mm	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-3-H1	4	08.09.2021	46,33	1,55
		B38-S-3-H1	4	08.09.2021	45,30	1,55
		B38-U-3-H1	4	08.09.2021	35,72	3,47
		B38-U-3-V1	4	08.09.2021	44,96	3,47

C.2 Spaltestrekkfasthet

Tabell C-2 viser resultatene fra testing av spaltestrekk på $\varnothing 100 \times 200$ mm sylindere. 3 stk. utstøpte sylindere fra støp 1 ble testet som referanseverdier etter ca. 28 døgn (11/08 vil si 42 døgn etter støp). Videre ble det testet 2 stk. kjerner boret fra bjelkenes x-retning fra hver bjelke etter skjærtestene, tilsvarende som for trykkfasthet.

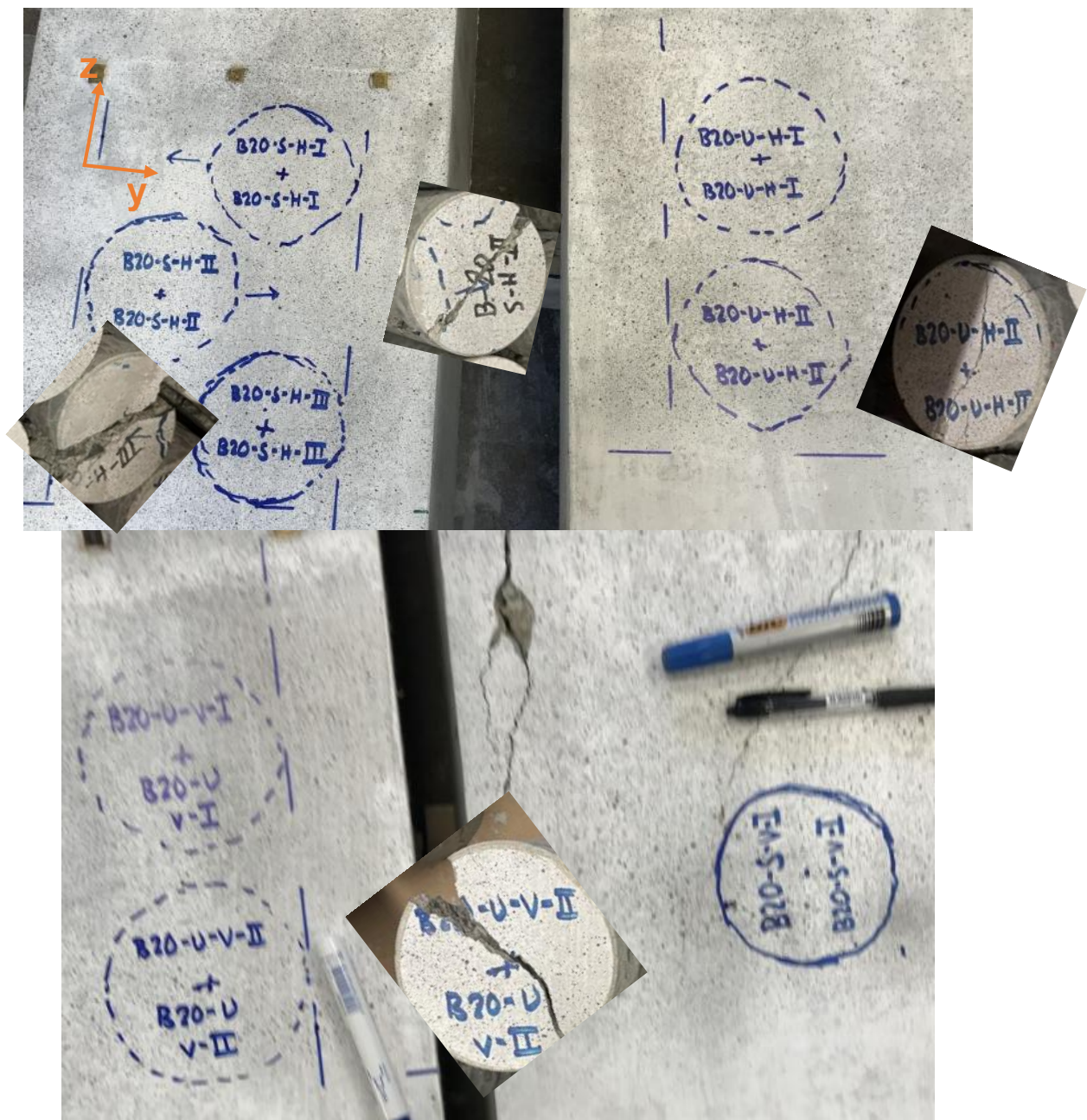
Tabell C-2: Spaltestrekkfasthet fra $\varnothing 100 \times 200$ mm sylindere og $\varnothing 95 \times 190$ mm kjerner fra bjelker

Type	Lagring	Mrk.	Støp nr.	Testdato	f _{ct,sp} [MPa]	Ekspansjon [%]
43 døgn						
Sylinder, ø100x200 mm	Lagret i vannbad ved 20°C	S-1-4	1	11.08.2020	3,54	
		S-1-5	1	11.08.2020	3,76	
		S-1-6	1	11.08.2020	3,93	
1. termin						
Kjerne, ø95x190 mm	Bjelke lagret ved 20°C	B20-S-HII	1	03.06.2021	3,15	0,01
		B20-S-HIII	1	03.06.2021	3,88	0,01
		B20-U-HII	1	03.06.2021	3,37	0,02
		B20-U-VII	1	03.06.2021	3,71	0,02
Kjerne, ø95x190 mm	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-1-HII	2	03.06.2021	3,85	0,59
		B38-S-1-VII	2	03.06.2021	3,46	0,59
		B38-U-1-HII	2	03.06.2021	3,22	0,7
		B38-U-1-VII	2	03.06.2021	3,87	0,7
2. termin						
Kjerne, ø95x190 mm	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-2-HII	3	03.06.2021	3,36	1,15
		B38-S-2-HIII	3	03.06.2021	3,33	1,15
		B38-U-2-HII	3	03.06.2021	3,36	1,45
		B38-U-2-VII	3	03.06.2021	3,23	1,45
3. termin						
Kjerne, ø95x190 mm	Bjelke lagret ved 38°C	B38-S-3-HII	4	08.09.2021	3,39	1,55
		B38-S-3-VII	4	08.09.2021	3,39	1,55
		B38-U-3-HII	4	08.09.2021	2,59	3,47
		B38-U-3-VII	4	08.09.2021	3,18	3,47

C.3 Vurdering av retninger spaltestrekk

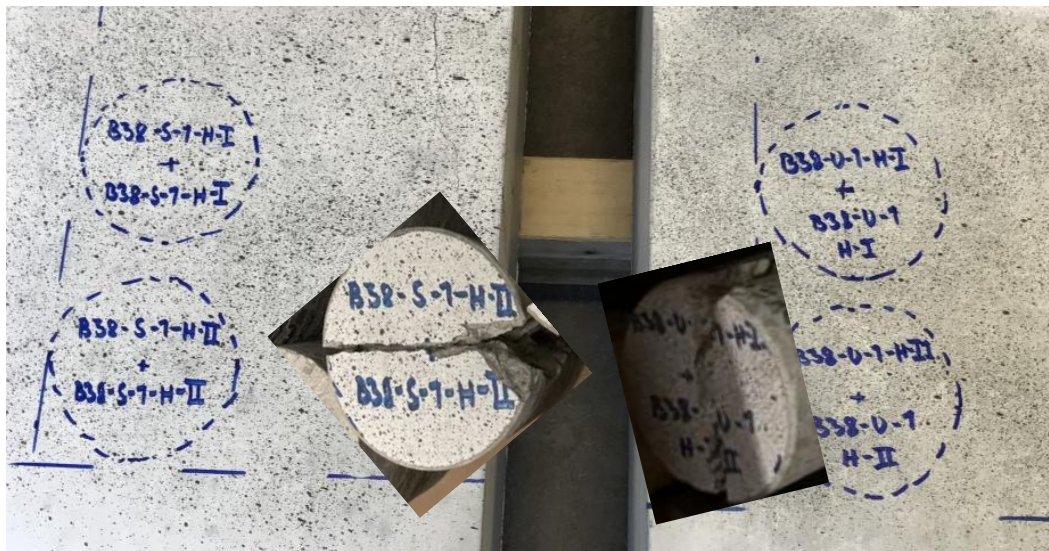
Tabell C-3: Vurdert testretning spaltestrekkfasthet referansebjelker

Prøve	$f_{ct,sp}$	Ekspansjon (y/z) [%]	Vurdert testretning
B20-S-HII	3,15	0,01/0,07	(y/z)
B20-S-HIII	3,88	0,01/0,07	(y)
B20-U-HII	3,37	0,02/0,04	(z)
B20-U-VII	3,71	0,02/0,04	(y/z)



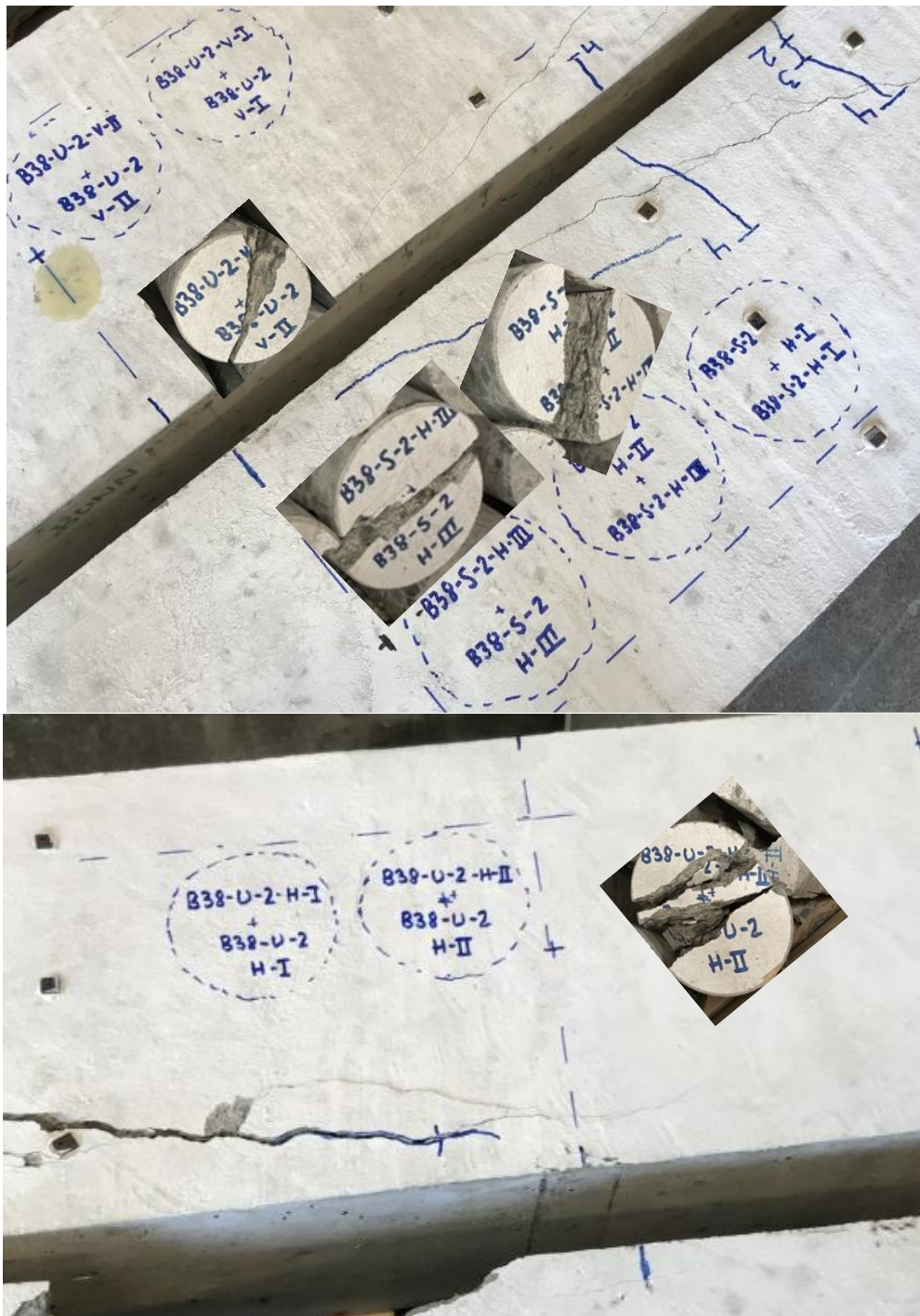
Tabell C-4: Vurdert testretning spaltestrekkfasthet bjelker 1. Termin

Prøve	$f_{ct,sp}$	Ekspansjon (y/z^*) [%]	Vurdert testretning
B38-S-1-HI	3,85	0,59/0,20	(y)
B38-S-1-VII	3,46	0,59/0,20	(z)
B38-U-1-HII	3,22	0,7/0,46	(z)
B38-U-1-VII	3,87	0,7/0,46	(z)



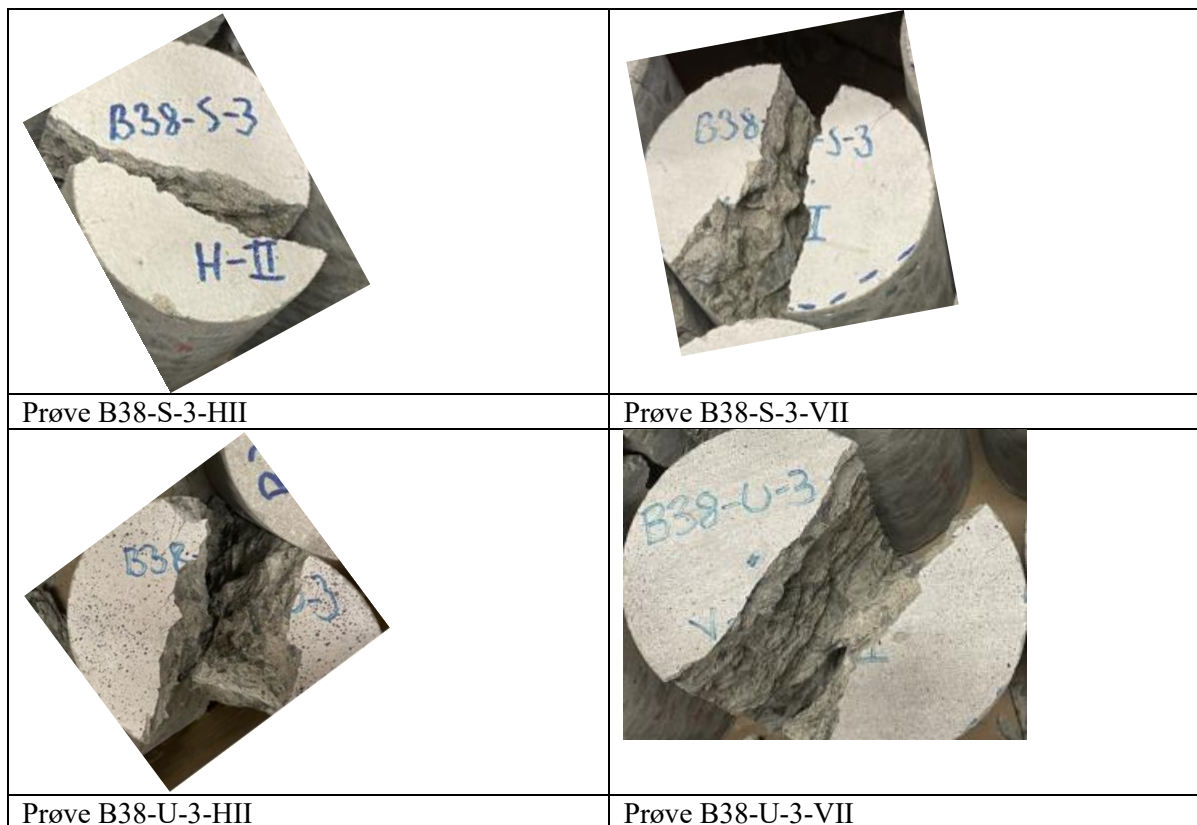
Tabell C-5: Vurdert testretning spaltestrekkfasthet bjelker 2. Termin

Prøve	$f_{ct,sp}$	Ekspansjon (y/z*) [%]	Vurdert testretning
B38-S-2-HII	3,36	1,15/0,39	(y/z)
B38-S-2-HIII	3,33	1,15/0,39	(z)
B38-U-2-HII	3,36	1,45/0,61	(y/z)
B38-U-2-VII	3,23	1,45/0,61	(z)



Tabell C-6: Vurdert testretning spaltestrekkfasthet bjelker 3. Termin

Prøve	$f_{ct,sp}$	Ekspansjon (y/z^*) [%]	Vurdert testretning
B38-S-3-HII	3,39	1,55/0,45	-
B38-S-3-VII	3,39	1,55/0,45	-
B38-U-3-HII	2,59	3,47/0,96	-
B38-U-3-VII	3,18	3,47/0,06	-



Disse prøvene vet man ikke retningen på. Verdien på prøve B38-U-3-HII skiller seg noe ut, men forutinntatt at bjelkene er tegnet på samme vei, er retningen lik som for B38-U-3-VII. Begge prøvene fra den symmetrisk-armerte bjelken har lik spaltestrekkfasthet, men disse, forutinntatt at bjelkene er tegnet på samme vei, er prøvd i ulike retninger.

VEDLEGG D: BILDER BJELKER

Dette vedlegget viser bilder fra forsøkene før skjærttestene. Bildene av skjærttestene + DIC er vist i Vedlegg H. Figur D-1 viser bilder av opprissingen på bjelkene fra første og andre termin før bjelkene ble malt og testet for skjær.



a) Bjelke B38-S-2



b) Bjelke B38-U-2



c) Bjelke B38-U-2



d) Bjelke B38-U-3



e) Bjelke B38-U-3 (topp)



f) Bjelke B38-U-3 (måleområde A-I)

Figur D-1: Bilder av bjelkene etter lagring og før skjærtester

VEDLEGG E: TVERRSNITTSDATA

E.1 Tallverdier av tverrsnittstørrelser for bjelker uten armering

Tabell E-1 viser tallverdier for $A_{c,ua}$, $I_{c,ua}$ og $y_{c,ua}$, hvor $y_{c,ua}$ er avstanden fra underkant av bjelkene til tyngdepunktet til det rene betongtverrsnittet for de symmetrisk og usymmetrisk armerte bjelkene.

Tabell E-1: Tverrsnittsdata rent betongtverrsnitt uten armering (Std. I)

	B-S	B-U
$A_{c,ua}$ [mm ²]	58115,0	58900,4
$y_{c,ua}$ [mm]	150,0	148,5
$I_{c,ua}$ [mm ⁴]	427144913,4	436899853,5

E.2 Tverrsnittsdata for bjelker med armering

Tabell E-2: Tverrsnittsdata B20-S (u. N)

B20-S (E=28000 MPa)	A_c [mm ²]	y_c [mm]	I_c [mm ⁴]
Std. I	71579	150	5,90E+08
Std. II	30508	210,1	2,58E+08

Tabell E-3: Tverrsnittsdata B20-U (u. N)

B20-U (E=28000 MPa)	A_c [mm ²]	y_c [mm]	I_c [mm ⁴]
Std. I	66754	142,1	5,29E+08
Std. II	27727	199,8	2,43E+08

Tabell E-4: Tverrsnittsdata B38-S-1

B38-S-1 (E=25000 MPa) (Brudd ved P =95 kN)						$(\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 51,9 \text{ MPa})$		
	y_N [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm ²]	I_{ekv} [mm ⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	150		73195	6,10E+08	1,52E+13			
Std. II	207,2		32705	2,82E+08	7,06E+12			
m. N Std. II N' = 97,81 kN								
M=32 kNm/P=40 kN	176,8	203,5	38786	2,84E+08	7,10E+12	11,6	155,1	103,2
M=48 kNm/P=60 kN	187,0	204,7	36728	2,83E+08	7,07E+12	17,0	229,3	177,4
M=64 kNm/P=80 kN	191,9	205,1	35751	2,83E+08	7,06E+12	22,4	304,0	252,1
M=80 kNm/P=100 kN	194,8	205,3	35181	2,82E+08	7,06E+12	27,8	378,9	327,0

Tabell E-5: Tverrsnittsdata B38-U-1

B38-U-1 (E=24000 MPa) (Brudd ved P =87 kN)						$(\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 68,2 \text{ MPa})$		
	y_N [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm ²]	I_{ekv} [mm ⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	140,8		68063	5,43E+08	1,30E+13			
Std. II	194,2		30160	2,71E+08	6,52E+12			
m. N Std. II								
N' = 85,5 kN								
M=32 kNm/P=40 kN	164,3	191,5	36136	2,73E+08	6,55E+12	11,8	158,6	90,5
M=48 kNm/P=60 kN	175,6	192,9	33885	2,72E+08	6,52E+12	18,2	233,2	165,1
M=64 kNm/P=80 kN	180,6	193,3	32878	2,72E+08	6,52E+12	24,5	308,4	240,2
M=80 kNm/P=100 kN	183,5	193,5	32306	2,72E+08	6,52E+12	30,7	383,7	315,6

Tabell E-6: Tverrsnittsdata B38-S-2

B38-S-2 (E=22000 MPa) (Brudd ved P =142,5 kN)						$(\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 100 \text{ MPa})$		
	y_N [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm ²]	I_{ekv} [mm ⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	150		75251	6,35E+08	1,40E+13			
Std. II	203,9		35414	3,13E+08	6,89E+12			
m. N Std. II								
N' = 188,4 kN								
M=32 kNm/P=40 kN	140,4	194,4	48118	3,26E+08	7,17E+12	11,6	166,1	66,1
M=48 kNm/P=60 kN	163,6	198,9	43482	3,17E+08	6,97E+12	16,7	237,5	137,5
M=64 kNm/P=80 kN	174,2	200,5	41358	3,15E+08	6,92E+12	21,8	311,2	211,2
M=80 kNm/P=100 kN	180,2	201,2	40145	3,14E+08	6,91E+12	26,8	385,7	285,7
M=96 kNm/P=120 kN	184,2	201,6	39361	3,14E+08	6,90E+12	31,9	460,5	360,6
M=112 kNm/P=140 kN	186,9	201,8	38812	3,13E+08	6,90E+12	36,9	535,5	435,5

Tabell E-7: Tverrsnittsdata B38-U-2

B38-U-2 (E=20000 MPa) (Brudd ved P =100 kN)						$(\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 91 \text{ MPa})$		
	y_N [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm ²]	I_{ekv} [mm ⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	139,0		69899	5,63E+08	1,13E+13			
Std. II	187,3		33355	3,08E+08	6,17E+12			
m. N Std. II								
N' = 114,7 kN								
M=32 kNm/P=40 kN	144,0	182,7	42030	3,13E+08	6,26E+12	11,0	164,7	73,5
M=48 kNm/P=60 kN	161,0	185,3	38639	3,10E+08	6,19E+12	17,0	239,0	147,8
M=64 kNm/P=80 kN	168,4	186,1	37165	3,09E+08	6,18E+12	22,9	314,4	223,3
M=80 kNm/P=100 kN	172,5	186,5	36341	3,09E+08	6,17E+12	28,8	390,2	299,1
M=96 kNm/P=120 kN	175,1	186,7	35815	3,09E+08	6,17E+12	34,7	466,2	375,1
M=112 kNm/P=140 kN	176,9	186,8	35450	3,09E+08	6,17E+12	40,5	542,3	451,3

Tabell E-8: Tverrsnittsdata B38-S-3

B38-S-3 (E=20000 MPa) (Brudd ved P=120 kN)						($\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 119 \text{ MPa}$)		
	y_N [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm²]	I_{ekv} [mm⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	150		76965	6,55E+08	1,31E+13			
Std. II	201,5		37610	3,39E+08	6,77E+12			
m. N Std II (N' = 224,2 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	123,4	189,0	53218	3,62E+08	7,24E+12	11,3	172,5	53,6
M=48 kNm/P=60 kN	152,2	195,2	47463	3,45E+08	6,89E+12	16,2	242,2	123,3
M=64 kNm/P=80 kN	165,4	197,4	44824	3,41E+08	6,82E+12	21,1	315,3	196,4
M=80 kNm/P=100 kN	172,9	198,3	43324	3,40E+08	6,79E+12	25,9	389,6	270,6
M=96 kNm/P=120 kN	177,7	198,9	42357	3,39E+08	6,78E+12	30,7	464,4	345,4
M=112 kNm/P=140 kN	181,1	199,2	41683	3,39E+08	6,78E+12	35,4	539,4	420,5

Tabell E-9: Tverrsnittsdata B38-U-3

B38-U-3 (E=18000 MPa) (Brudd ved P=140 kN)						($\sigma_{i+e} = \sigma_{ini} + \sigma_{el} = 115 \text{ MPa}$)		
	y [mm]	y_{SYS} [mm]	A_{ekv} [mm²]	I [mm⁴]	EI	σ_c	$\sigma_{s,total}$ (m. σ_{i+e})	σ_s' (u. σ_{i+e})
u. N								
Std. I	137,8		71118	5,76E+08	1,04E+13			
Std. II	183,4		35379	3,32E+08	5,97E+12			
m. N Std. II (N' = 158,17 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	123,1	175,5	47433	3,43E+08	6,18E+12	11,2	173,0	58,5
M=48 kNm/P=60 kN	146,6	179,9	42733	3,34E+08	6,02E+12	17,0	246,2	131,7
M=64 kNm/P=80 kN	156,9	181,4	40674	3,33E+08	5,99E+12	22,8	321,3	206,7
M=80 kNm/P=100 kN	162,7	182,0	39523	3,32E+08	5,98E+12	28,5	397,1	282,5
M=96 kNm/P=120 kN	166,4	182,3	38787	3,32E+08	5,97E+12	34,1	473,2	358,7
M=112 kNm/P=140 kN	168,9	182,5	38277	3,32E+08	5,97E+12	39,8	549,6	435,0

E.3 Tverrsnittsdata for bjelker med reduserte armeringsmengder

2Ø20 mm armering

Tabell E-10: Ekspansjon og spenningsfordeling for bjelker med 2Ø20 mm stenger som strekkarmering

2Ø20 i topp og bunn			2Ø10 i topp, 2Ø20 i bunn, y_{kraft} = 123,6 -> ep = 18,8)	
h	ε	σ	ε	σ
300	0,700	-2,99	1,700	-1,04
260	0,700	-2,99	1,560	-1,32
150	0,700	-2,99	1,100	-2,23
40	0,700	-2,99	0,660	-3,10
0	0,700	-2,99	0,500	-3,42

Tabell E-11: Tverrsnittsdata for B38-S (2Ø20 i topp og bunn)

B38-S (E=20000 MPa)						(σ _{i+e} = σ _{ini} +σ _{el} =170 MPa)		
	y _N [mm]	y _{SYS} [mm]	A _{ekv} [mm ²]	I _{ekv} [mm ⁴]	EI	σ _c	σ _{s,total} (m. σ _{i+e})	σ _{s'} (u. σ _{i+e})
u. N								
Std. I	150		71310	5,87E+08	1,17E+13			
Std. II	211,8		29569	2,44E+08	4,89E+12			
m. N Std II (N' = 213,5 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	140,0	199,4	43943	2,62E+08	5,25E+12	13,1	251,7	81,8
M=48 kNm/P=60 kN	167,6	206,0	38418	2,49E+08	4,98E+12	19,2	354,8	184,9
M=64 kNm/P=80 kN	179,8	208,2	35971	2,46E+08	4,92E+12	25,2	463,1	293,2
M=80 kNm/P=100 kN	186,7	209,1	34602	2,45E+08	4,90E+12	31,1	573,1	403,1
M=96 kNm/P=120 kN	191,0	209,7	33728	2,45E+08	4,90E+12	37,1	683,7	513,8
M=112 kNm/P=140 kN	194,1	210,0	33122	2,45E+08	4,89E+12	43,0	794,8	624,8

Tabell E-12: Tverrsnittsdata for B38-U (2Ø20 mm i bunn og 2Ø10 mm i topp)

B38-U (E=18000 MPa)						(σ _{i+e} = σ _{ini} +σ _{el} =166 MPa)		
	y _N [mm]	y _{SYS} [mm]	A _{ekv} [mm ²]	I _{ekv} [mm ⁴]	EI	σ _c	σ _{s,total} (m. σ _{i+e})	σ _{s'} (u. σ _{i+e})
u. N								
Std. I	142,4		67941	5,44E+08	9,79E+12			
Std. II	199,9		28594	2,52E+08	4,54E+12			
m. N Std II (N' = 155,9 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	140,6	190,9	40500	2,63E+08	4,73E+12	12,2	251,4	84,9
M=48 kNm/P=60 kN	164,8	196,1	35671	2,55E+08	4,58E+12	18,7	357,8	191,4
M=64 kNm/P=80 kN	175,0	197,7	33634	2,53E+08	4,55E+12	25,2	467,9	301,4
M=80 kNm/P=100 kN	180,6	198,4	32515	2,53E+08	4,55E+12	31,7	579,1	412,6
M=96 kNm/P=120 kN	184,2	198,7	31808	2,52E+08	4,54E+12	38,1	690,8	524,3
M=112 kNm/P=140 kN	186,6	199,0	31321	2,52E+08	4,54E+12	44,5	802,7	636,3

1 Ø20 mm armering

Tabell E-13: Ekspansjon og spenningsfordeling for bjelker med 1Ø20 mm stenger som strekkarmering

1Ø20 i topp og bunn			2Ø10 i topp, 1Ø20 i bunn, y _{kraft} = 128,1 -> ep = 19,4)	
h	ε	σ	ε	σ
300	1,400	-2,96	2,00	-1,57
260	1,400	-2,96	1,92	-1,78
150	1,400	-2,96	1,65	-2,48
40	1,400	-2,96	1,39	-3,15
0	1,400	-2,96	1,30	-3,39

Tabell E-14: Tverrsnittsdata for B38-S (1Ø20 i topp og bunn)

B38-S (E=20000 MPa)						(σ _{i+e} = σ _{ini} +σ _{el} =309,6 MPa)		
	y _N [mm]	y _{SYS} [mm]	A _{ekv} [mm ²]	I _{ekv} [mm ⁴]	EI	σ _c	σ _{s,total} (m. σ _{i+e})	σ _s ' (u. σ _{i+e})
u. N								
Std. I	150		65655	5,18E+08	1,03E+13			
Std. II	229,4		20093	1,39E+08	2,78E+12			
m. N Std II (N' = 194,5 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	169,8	218,4	32003	1,49E+08	2,97E+12	16,4	473,5	163,9
M=48 kNm/P=60 kN	194,3	225,0	27113	1,41E+08	2,82E+12	25,1	676,2	366,6
M=64 kNm/P=80 kN	204,5	227,1	25077	1,40E+08	2,79E+12	33,6	888,1	578,5
M=80 kNm/P=100 kN	210,0	228,0	23967	1,39E+08	2,78E+12	42,0	1102,8	793,2
M=96 kNm/P=120 kN	213,5	228,5	23268	1,39E+08	2,78E+12	50,3	1318,7	1009,0
M=112 kNm/P=140 kN	215,9	228,8	22788	1,39E+08	2,78E+12	58,6	1535,2	1225,5

Tabell E-15: Tverrsnittsdata for B38-U (1Ø20 mm i bunn og 2Ø10 mm i topp)

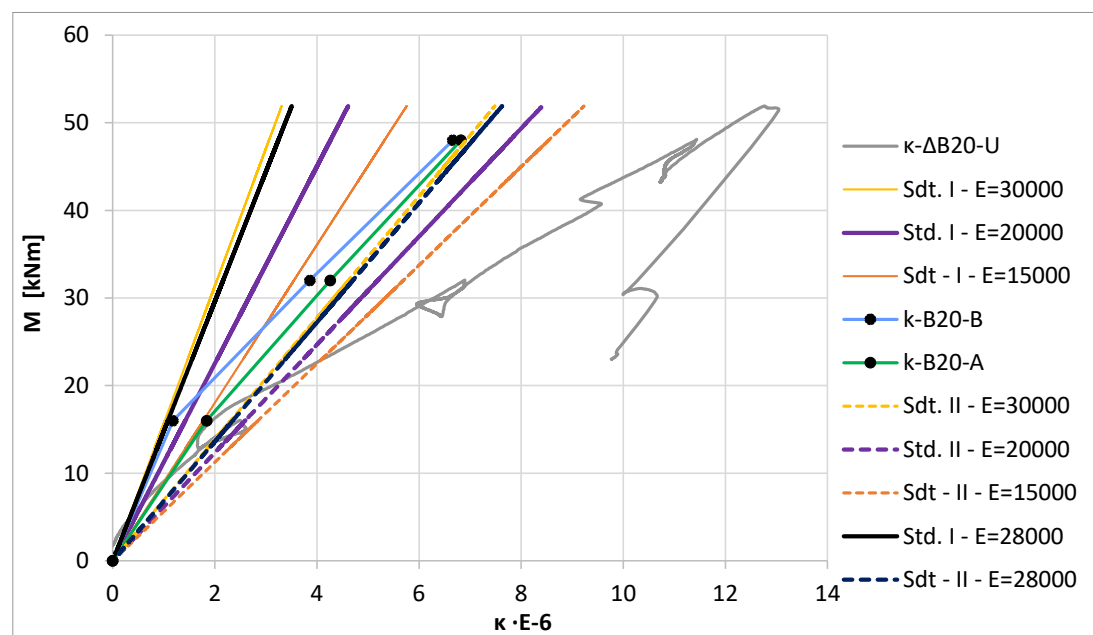
B38-U (E=18000 MPa)						(σ _{i+e} = σ _{ini} +σ _{el} =313 MPa)		
	y _N [mm]	y _{SYS} [mm]	A _{ekv} [mm ²]	I _{ekv} [mm ⁴]	EI	σ _c	σ _{s,total} (m. σ _{i+e})	σ _s ' (u. σ _{i+e})
u. N								
Std. I	147,4		64765	5,09E+08	9,16E+12			
Std. II	224,3		20211	1,50E+08	2,70E+12			
m. N Std II (N' = 161,9 kN)								
M=32 kNm/P=40 kN	168,9	214,3	31300	1,58E+08	2,85E+12	14,9	476,8	163,1
M=48 kNm/P=60 kN	192,3	220,2	26617	1,52E+08	2,73E+12	23,4	535,0	368,6
M=64 kNm/P=80 kN	201,8	222,0	24722	1,51E+08	2,71E+12	31,8	748,2	581,7
M=80 kNm/P=100 kN	206,9	222,8	23701	1,50E+08	2,71E+12	40,0	963,6	797,2
M=96 kNm/P=120 kN	210,1	223,2	23061	1,50E+08	2,71E+12	48,2	1180,0	1013,6
M=112 kNm/P=140 kN	212,3	223,4	22623	1,50E+08	2,70E+12	56,4	1396,9	1230,5

VEDLEGG F: MOMENT/KRUMNINGS-RELASJON

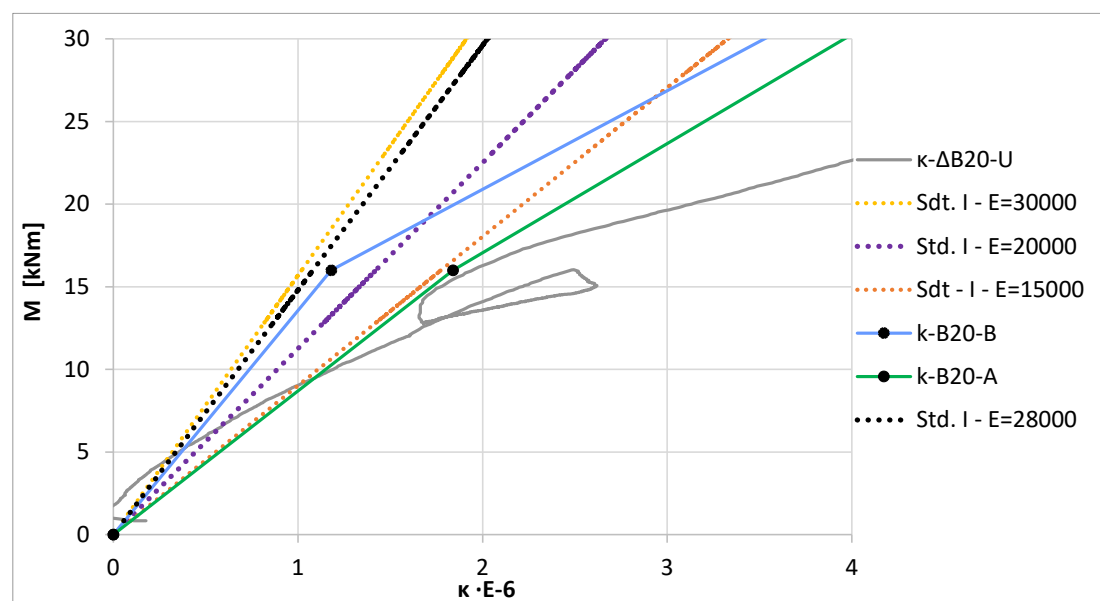
Moment/krumning relasjoner fra målte tøyninger i midtspennet vist med blå og grønne linjer. Krumninger funnet fra deformasjonsmålingene er også vist med grå linje. Disse krumningene er funnet fra Δ nedbøyning (nedbøyning på midten delt på gjennomsnittet av nedbøyningen under lastpunktene). Krumningen er da $\Delta \cdot 8/L^2$, der L er lengden på midtspennet (800 mm). For å estimere en E-modul er beregnede krumninger i Std. I og Std. II for en valgt E-modul på 30000, 20000 og 15000 MPa også plottet i figurene. Nøyaktigheten på LVDT/nedbøyningsmålingene har ikke tilstrekkelig nøyaktighet til å gi riktige krumninger som figurene viser. Estimert E-modul blir dermed bestemt fra de ekstensometermålingene og E-modulene fra første pålastingskurve fra SDT av kjerner fra referanseprismene i lengderetning ved de samme terminene (Vedlegg B). Disse er imidlertid kjørt med en større hastighet og er derfor antagelig noe høyere. De estimerte E-modulene er vist med svarte linjer.

B20-U

Fra SDT (K20-1): $E_{opp,1} = 30500 \text{ MPa}$. Valgt E-modul: 28000 MPa (markert i svart)



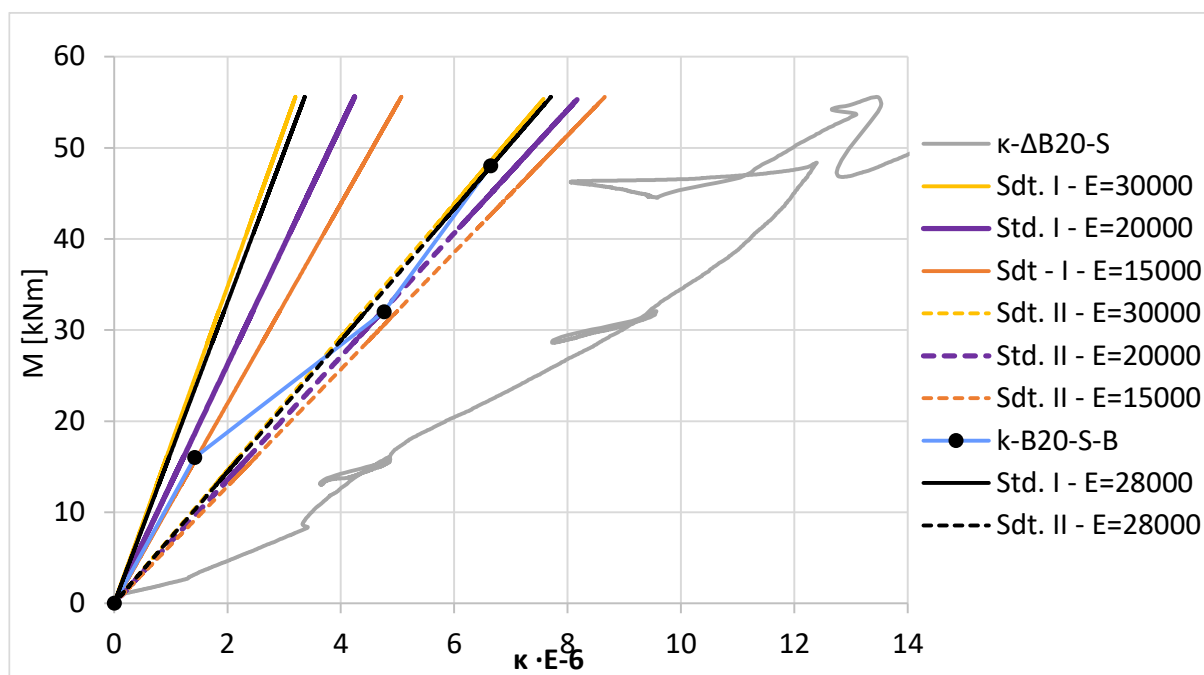
Figur F-1: Moment/krumning B20-U, estimert E-modul: 28000 MPa



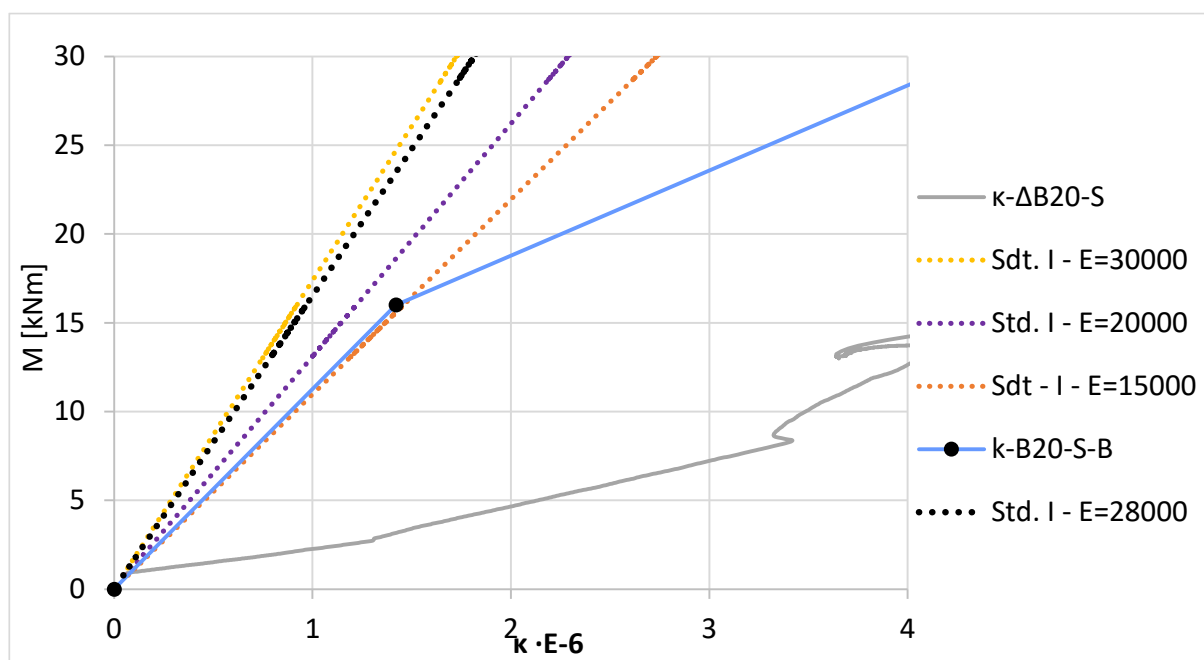
Figur F-2: Moment/krumning B20-U opp til 30 kNm , estimert E-modul: 28000 MPa

B20-S

Valgt E-modul: 28000 MPa (markert i svart)



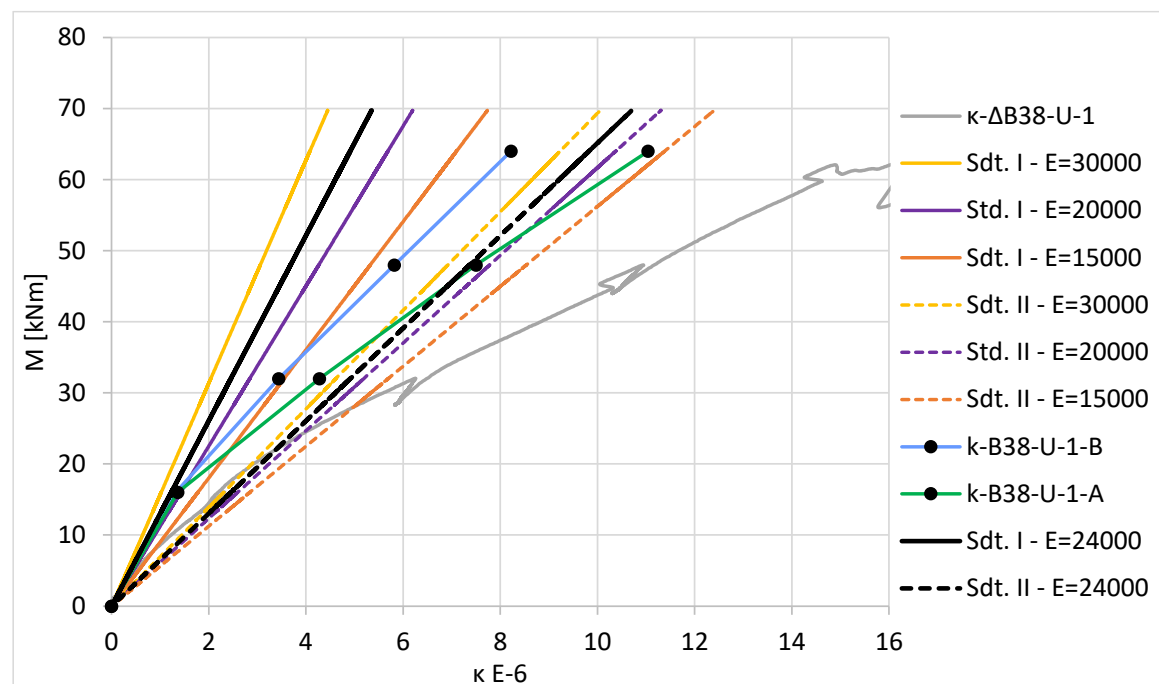
Figur F-3: Moment/krumning B20-S, estimert E-modul: 28000 MPa



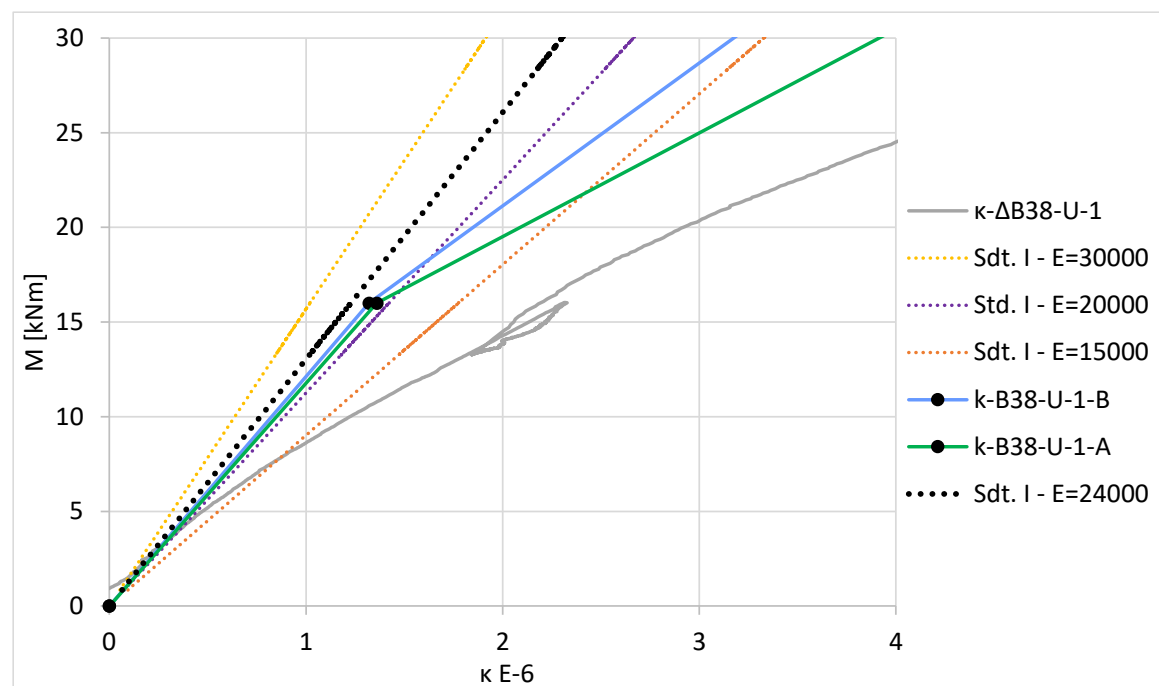
Figur F-4: Moment/krumning B20-S opp til 30 kNm, estimert E-modul: 28000 MPa

B38-U-1

Eopp1 (B38-R-1-lengderetning): 26300 MPa. Valgt E-modul: 24000 MPa (markert i svart)



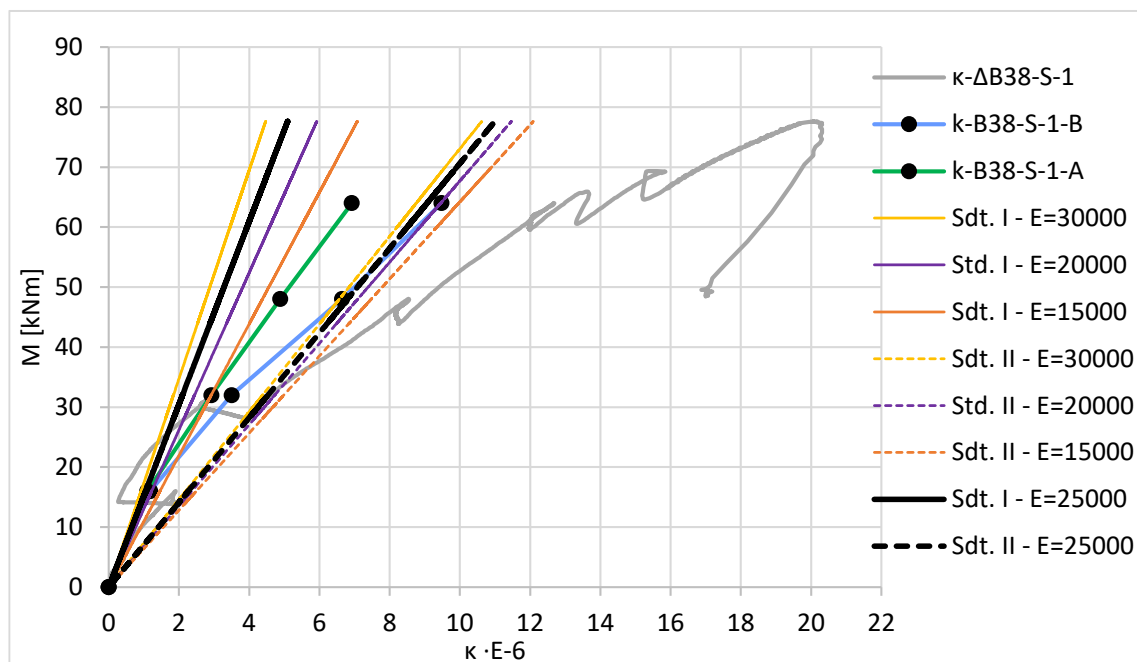
Figur F-5: Moment/krumning B38-U-1, estimert E-modul: 24000 MPa



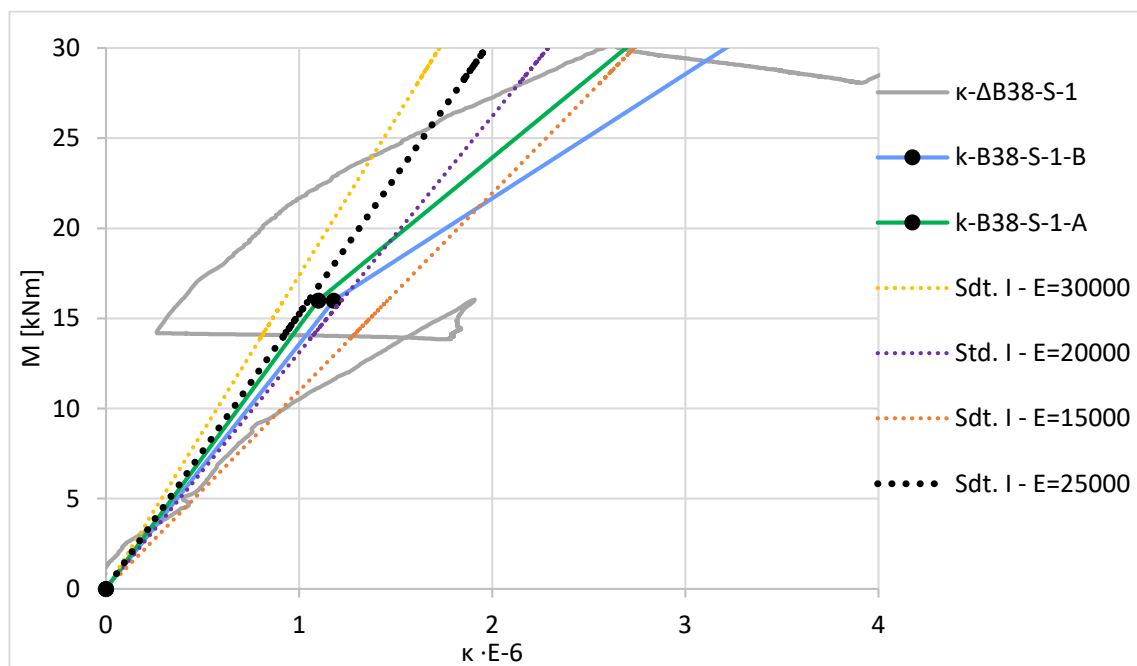
Figur F-6: Moment/krumning B38-U-1 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 24000 MPa

B38-S-1

Valgt E-modul: 25000 MPa (markert i svart)



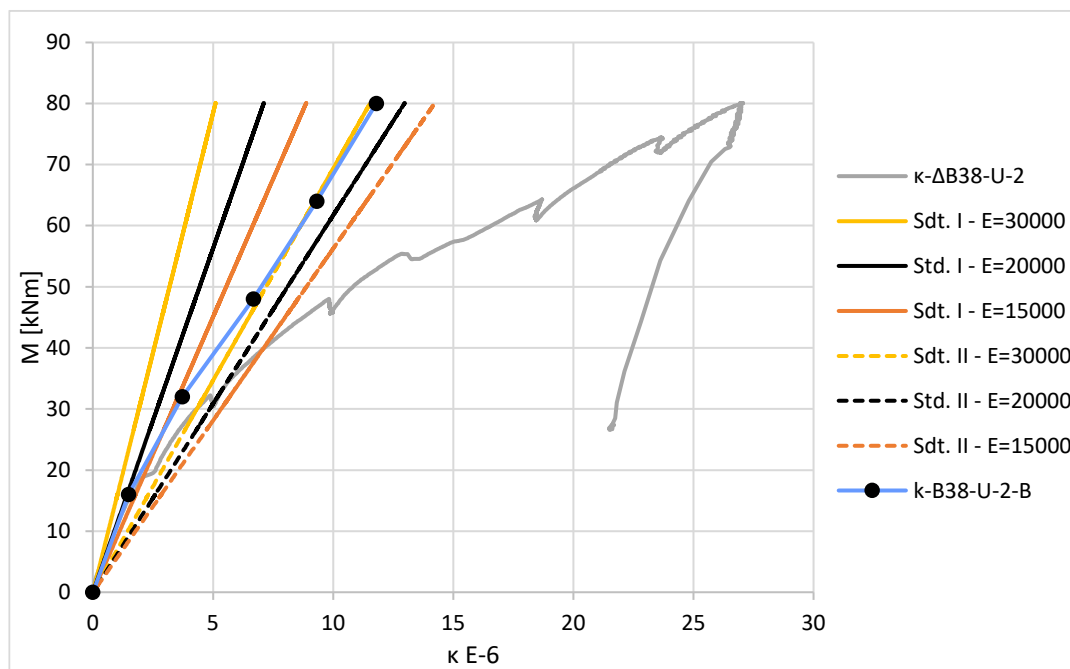
Figur F-7: Moment/krumning B38-U-1, estimert E-modul: 25000 MPa



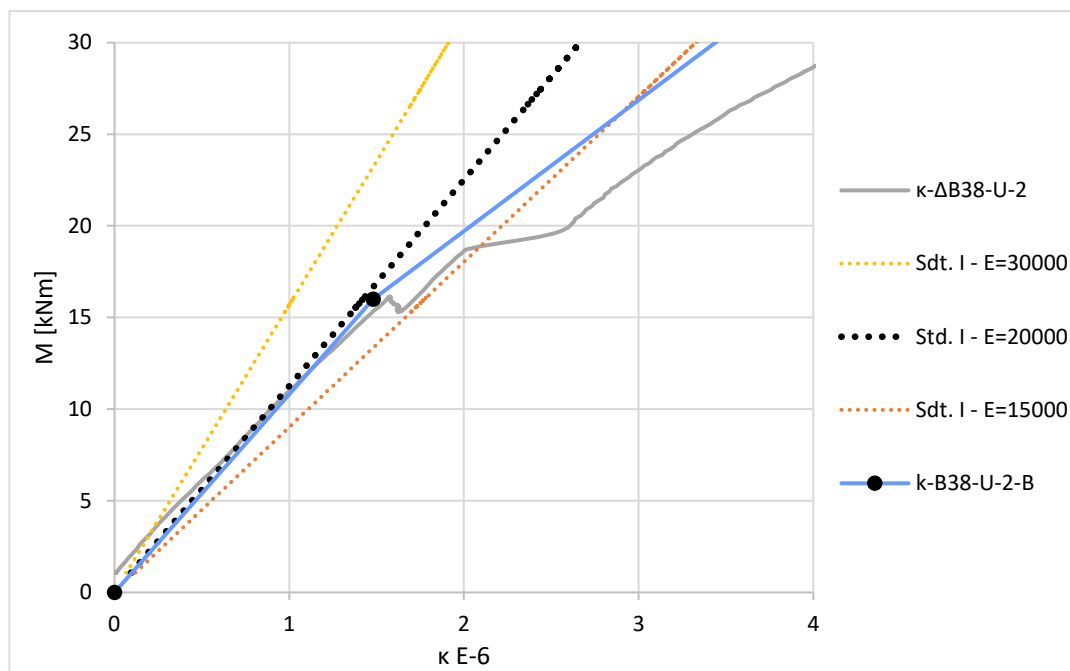
Figur F-18: Moment/krumning B38-S-1 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 25000 MPa

B38-U-2

Eopp,1 (B38-R-2-lengderetning: 24800 MPa. Valgt E-modul: 20000 MPa (markert i svart))



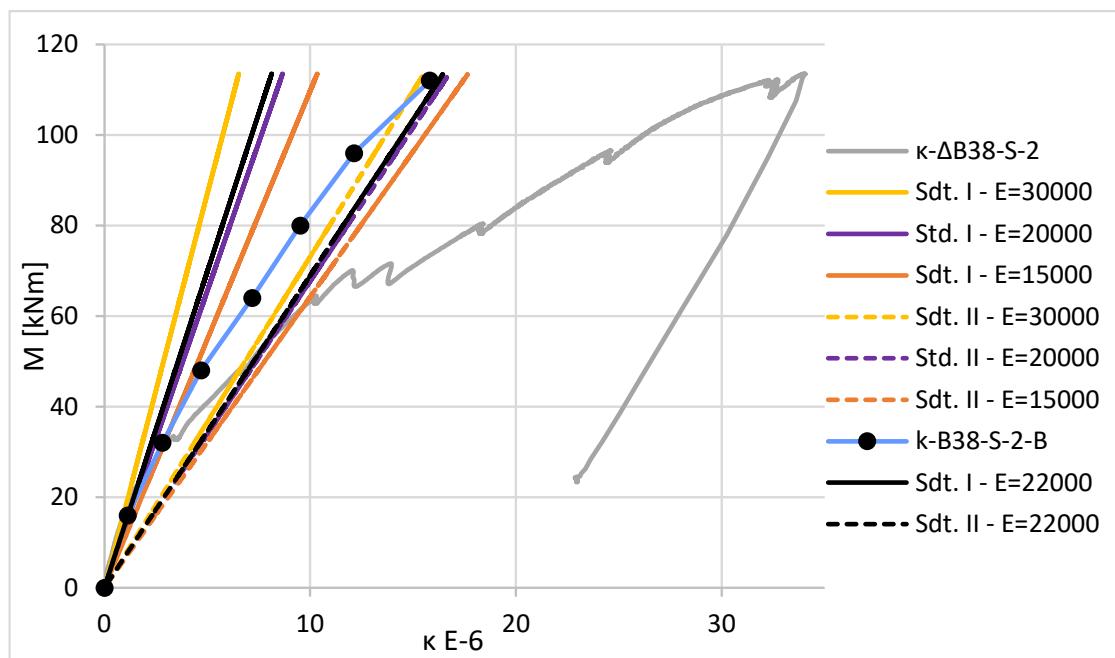
Figur F-29: Moment/krumning B38-U-2, estimert E-modul: 20000 MPa



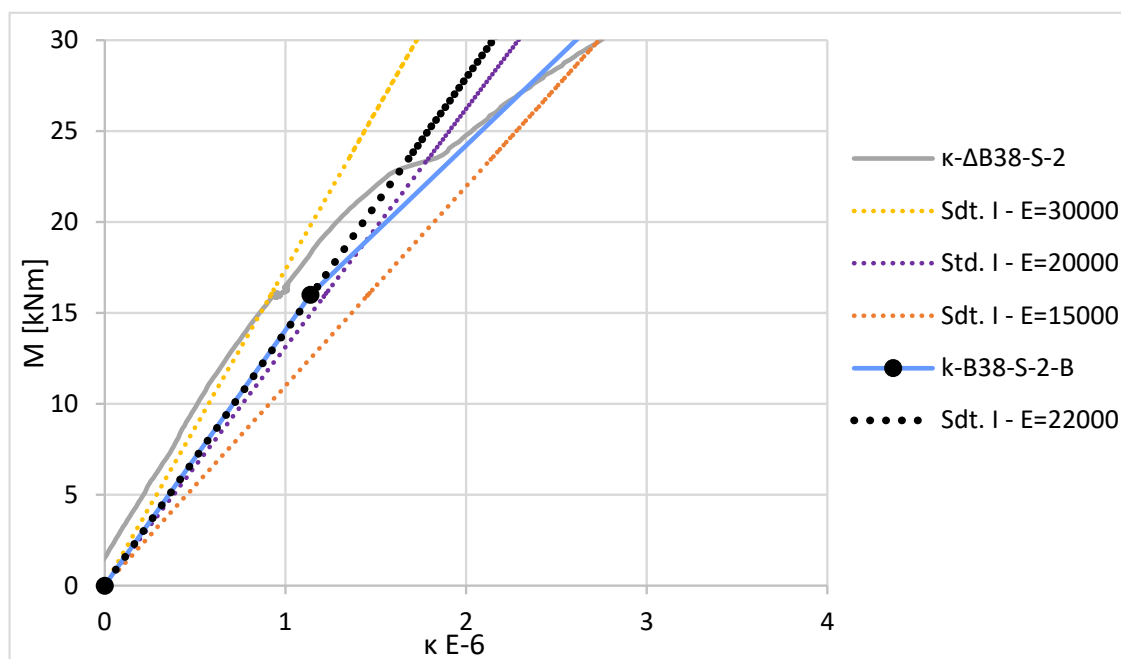
Figur F-310: Moment/krumning B38-U-2 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 20000 MPa

B38-S-2

Valgt E-modul: 22000 MPa (markert i svart)



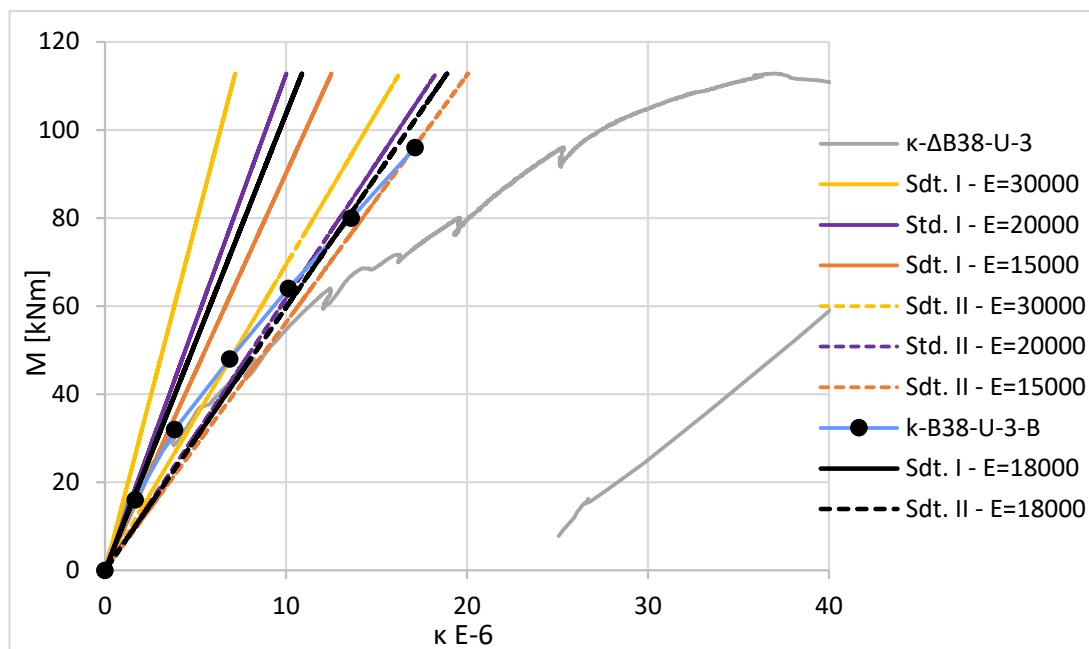
Figur F-11: Moment/krumning B38-S-2, estimert E-modul: 22000 MPa



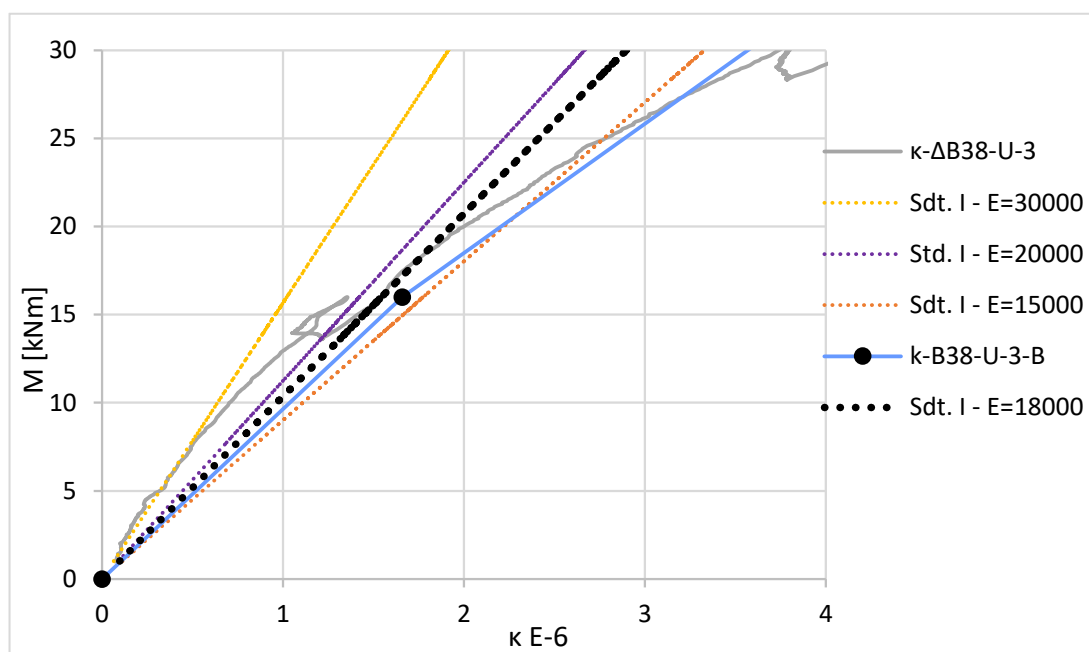
Figur F-12: Moment/krumning B38-S-2 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 22000 MPa

B38-U-3

Eopp,1 (B38-R-3-lengderetning): 21650. Valgt E-modul: 18000 MPa (markert i svart)



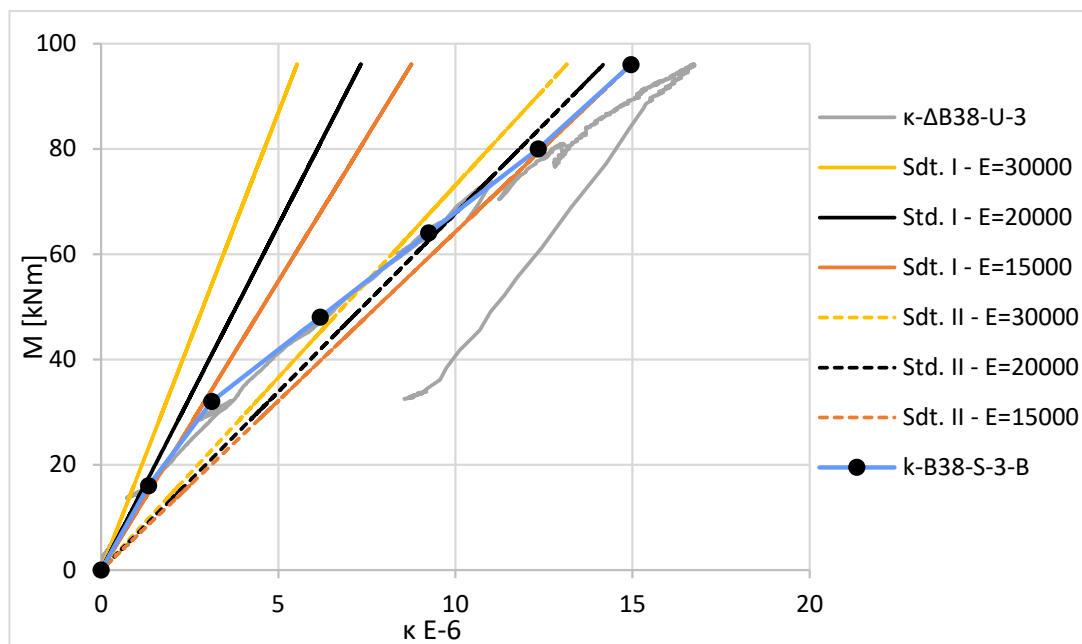
Figur F-13: Moment/krumning B38-U-3, estimert E-modul: 18000 MPa



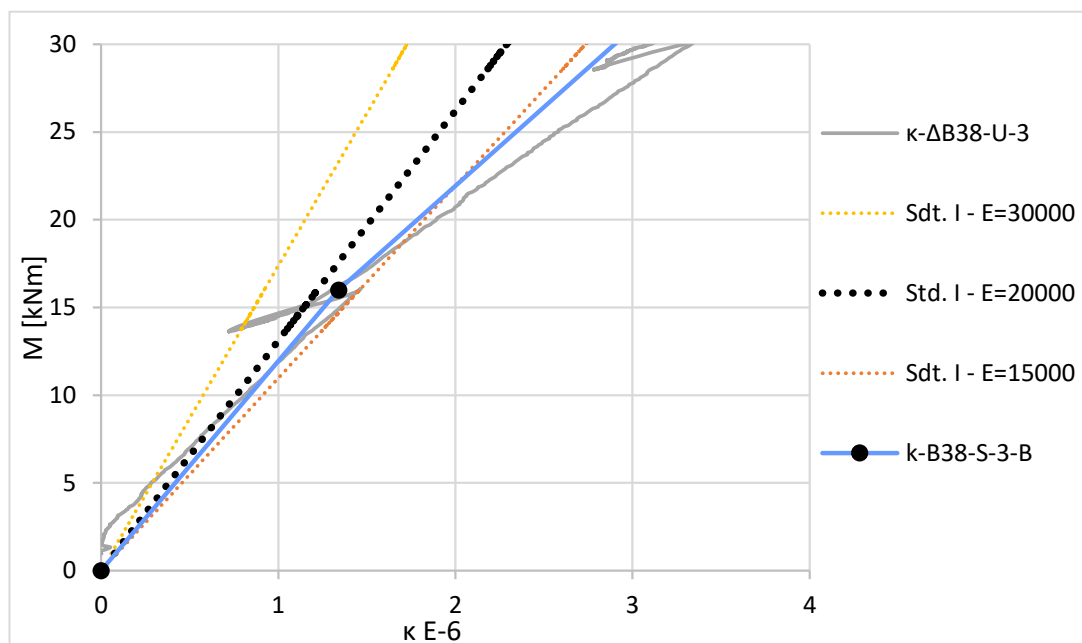
Figur F-54: Moment/krumning B38-U-3 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 18000 MPa

B38-S-3

Valgt E-modul: 20000 MPa (markert i svart)



Figur F-6+5: Moment/krumning B38-S-3, estimert E-modul: 20000 MPa



Figur F-7+6: Moment/krumning B38-S-3 opp til 30 kNm, estimert E-modul: 20000 MPa

VEDLEGG G: TØYNINGSMÅLINGER SKJÆRFORSØK

I tabell E-1 er alle de horisontale målingene målt med ekstensometer på hvert lasttrinn på 20 kN vist. Merkingen av målelinjene og områdene er som vist i figur 3-4 og 3-5. Det ble først og fremst målt på side B da side A ble benyttet til DIC. På noen bjelker er det imidlertid også målt i midtsonen på side A.

Tabell G-1: Horisontale tøyningmålinger målt med ekstensometer ved hvert lasttrinn på 20 kN

Bjelke	Område	Måle- linje (h)	Last [kN]						
			20	40	60	80	100	120	140
B20-S	B-I (V)	z1 (200)	-0,036	-0,100	-0,124				
		z2 (150)	0,008	0,024	0,112				
		z3 (50)	0,056	0,196	0,628				
	B-II (M)	z1 (200)	-0,056	-0,236	-0,336				
		z2 (150)	0,064	0,228	0,448				
		z3 (50)	0,228	0,716	0,992				
	B-III (H)	z1 (200)	-0,044	-0,088	-0,12				
		z2 (150)	0	0,024	0,096				
		z3 (50)	0,076	0,244	0,828				
B20-U	B-I (V)	z1 (200)	-0,036	-0,088	-0,040				
		z2 (150)	0,024	0,036	0,444				
		z3 (50)	0,060	0,176	0,864				
	B-II (M)	z1 (200)	-0,096	-0,216	-0,364				
		z2 (150)	0,100	0,232	0,332				
		z3 (50)	0,140	0,556	0,968				
	B-III (H)	z1 (200)	-0,028	-0,096	-0,156				
		z2 (150)	0	0,024	0,112				
		z3 (50)	0,056	0,188	0,428				
	A-II (M)	z1 (200)	-0,124	-0,26	-0,396				
		z2 (150)	0,064	0,236	0,44				
		z3 (50)	0,244	0,592	0,968				
B38-S-1	B-I (V)	z1 (200)	-0,040	-0,092	-0,144	-0,176			
		z2 (150)	0,004	0,028	0,048	0,036			
		z3 (50)	0,064	0,172	0,428	1,032			
	B-II (M)	z1 (200)	-0,092	-0,232	-0,372	-0,508			
		z2 (150)	0,012	0,096	0,216	0,340			
		z3 (50)	0,144	0,468	0,956	1,388			
	B-III (H)	z1 (200)	-0,048	-0,112	-0,18	-0,232			
		z2 (150)	-0,016	0,004	0,012	0,016			
		z3 (50)	0,024	0,084	0,196	0,400			
	A-II (M)	z1 (200)	-0,116	-0,192	-0,256	-0,336			
		z2 (150)	0,028	0,132	0,272	0,408			
		z3 (50)	0,104	0,392	0,72	1,048			
B38-U-1	B-I (V)	z1 (200)	-0,064	-0,156	-0,236				
		z2 (150)	-0,016	-0,008	-0,016				
		z3 (50)	0,032	0,100	0,344				
	B-II (M)	z1 (200)	-0,140	-0,316	-0,504	-0,680			

B38-S-2	B-III (H)	z2 (150)	0,008	0,068	0,152	0,256				
		z3 (50)	0,124	0,372	0,660	0,964				
		z1 (200)	-0,044	-0,156	-0,256					
		z2 (150)	-0,012	-0,008	-0,02					
		z3 (50)	0,052	0,116	0,204					
	A-II (M)	z1 (200)	-0,124	-0,276	-0,424	-0,624				
		z2 (150)	0,004	0,100	0,280	0,440				
		z3 (50)	0,148	0,580	1,076	1,584				
	I (V)	z1 (200)	-0,076	-0,140	-0,204	-0,264	-0,252	-0,292		
		z2 (150)	-0,016	0,008	-0,032	-0,012	-0,328	-0,436		
		z3 (50)	0,056	0,120	0,216	0,432	2,78	2,992		
	II (M)	z1 (200)	-0,116	-0,256	-0,384	-0,524	-0,62	-0,764	-0,928	
		z2 (150)	0,020	0,092	0,144	0,216	0,316	0,492	0,752	
		z3 (50)	0,112	0,308	0,556	0,912	1,284	1,664	2,236	
	III (H)	z1 (200)	-0,064	-0,132	-0,200	-0,256	-0,172	-0,196		
		z2 (150)	0,008	0,008	0,008	0,020	-0,252	-0,348		
		z3 (50)	0,064	0,144	0,280	0,572	3,52	4,912		
B38-U-2	I (V)	z1 (200)	-0,080	-0,152	-0,232	-0,304	-0,28			
		z2 (150)	0,000	-0,008	-0,020	-0,016	-0,264			
		z3 (50)	0,040	0,104	0,132	0,244	1,248			
	II (M)	z1 (200)	-0,152	-0,324	-0,528	-0,708	-0,916			
		z2 (150)	-0,008	0,016	0,116	0,196	0,256			
		z3 (50)	0,144	0,420	0,808	1,156	1,444			
	III (H)	z1 (200)	-0,092	-0,168	-0,256	-0,236	-0,296			
		z2 (150)	0,000	0,000	-0,008	-0,228	-0,324			
		z3 (50)	0,060	0,108	0,220	1,536	1,932			
	B38-S-3	I (V)	z1 (200)	-0,028	-0,088	-0,148	-0,204	-0,248	-0,292	
			z2 (150)	-0,012	-0,004	0,012	0,024	-0,376	-0,504	
			z3 (50)	0,08	0,176	0,288	0,552	3,732	5,02	
II (M)		z1 (200)	-0,132	-0,256	-0,404	-0,54	-0,692	-0,816		
		z2 (150)	0,012	0,052	0,156	0,308	0,488	0,636		
		z3 (50)	0,136	0,368	0,832	1,308	1,776	2,176		
III (H)		z1 (200)	-0,04	-0,104	-0,172	-0,244	-0,256	-0,328		
		z2 (150)	0,016	0,02	0,028	0,028	-0,376	-0,504		
		z3 (50)	0,052	0,12	0,2	0,348	2,456	3,288		
B38-U-3	I (V)	z1 (200)	-0,076	-0,164	-0,272	-0,364	-0,364	-0,420		
		z2 (150)	-0,012	-0,02	-0,024	-0,076	-0,312	-0,448		
		z3 (50)	0,044	0,132	0,252	0,452	2,928	4,308		
	II (M)	z1 (200)	-0,184	-0,404	-0,648	-0,904	-1,172	-1,448		
		z2 (150)	-0,008	0,016	0,052	0,108	0,204	0,312		
		z3 (50)	0,148	0,364	0,732	1,124	1,548	1,980		
	III (H)	z1 (200)	-0,084	-0,18	-0,296	-0,4	-0,416	-0,468		
		z2 (150)	0	-0,004	-0,016	-0,044	-0,284	-0,188		
		z3 (50)	0,032	0,096	0,164	0,14	3,436	5,148		

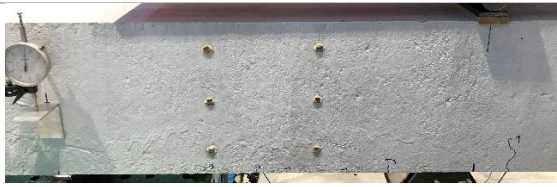
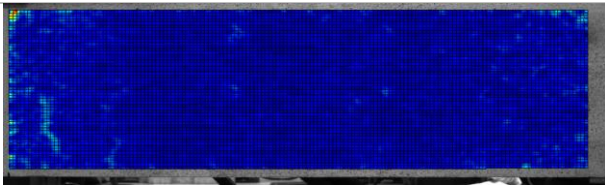
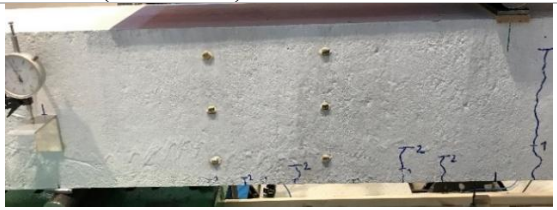
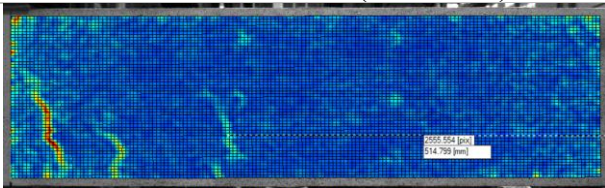
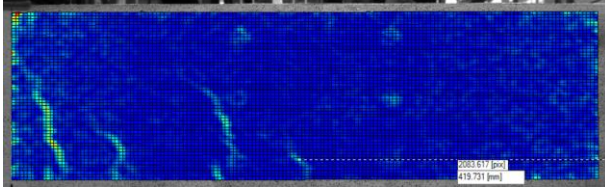
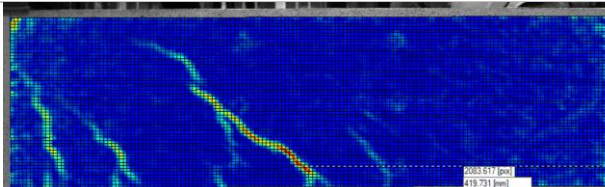
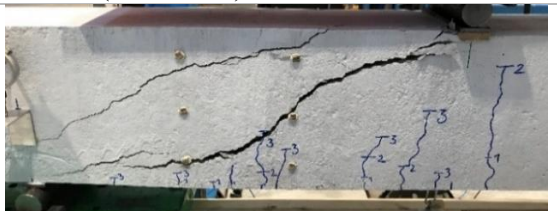
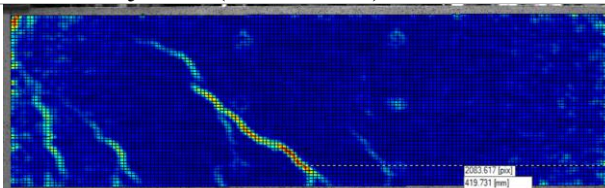
VEDLEGG H: BILDER FRA FORSØK OG DIC ANALYSER

I dette vedlegget vises alle resultatene fra analysene med DIC. DIC analysene er tatt på side A. I tillegg er bildene tatt av de samme skjærspennene ved hvert lasttrinn på side B vist ved siden av bildene fra DIC analysene ved ca. samme lastnivå. Som nevnt i avsnitt 6.2.7 ble flere analyser forstyrret og ødelagt under prøvingen på grunn av ukontrollerbare forhold i prøvehallen. For noen bjelker er dermed DIC-analysene kun vist for et skjærspenn. Venstre og høyre er angitt fra side B og tilsvarer henholdsvis Nord og Sør under forsøkene.

B20-S

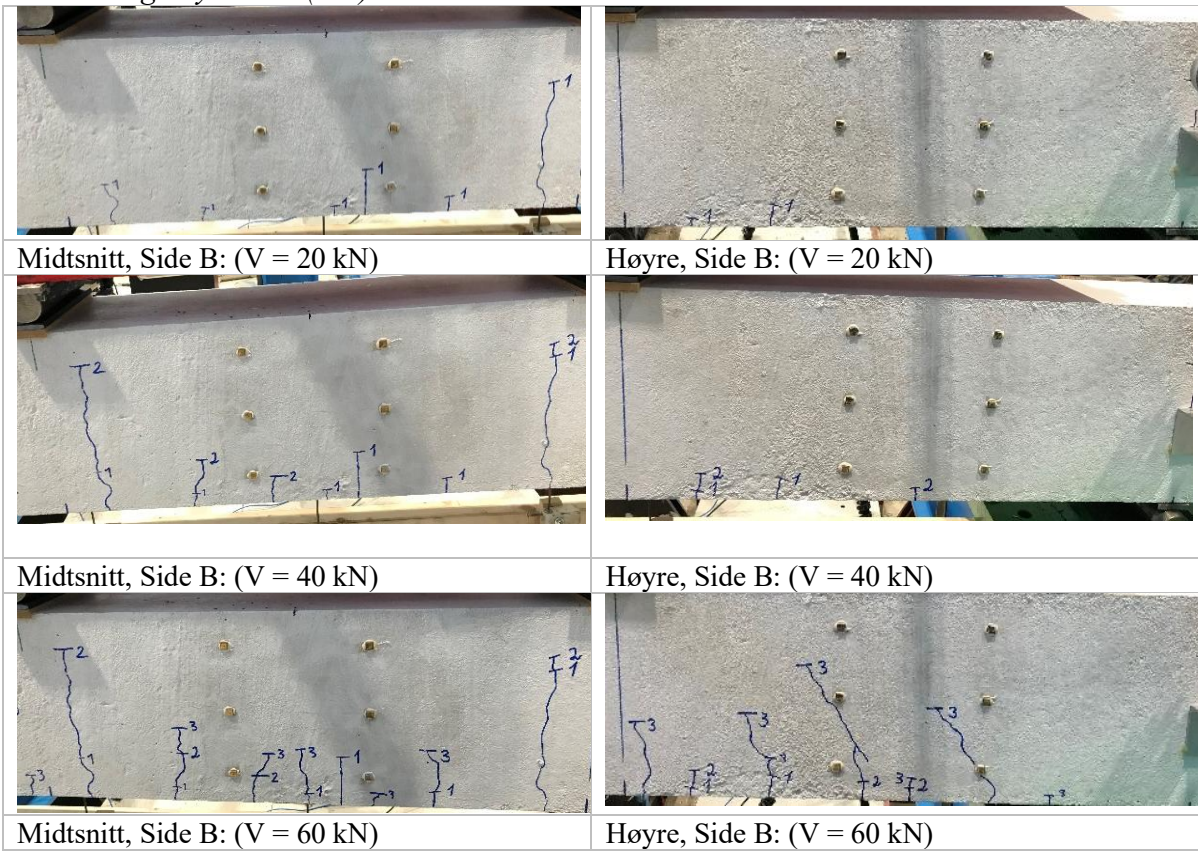
Observert: Begynnende skråriss ved $V = 60$ kN til Høyre. Skråriss og brudd ved ca. $V = 68$ kN på venstre side.

Venstre side (Nord):

	
Side B: ($V = 20$ kN)	Side A: Første observerte riss ($V = 27$ kN)
	
Side B: ($V = 40$ kN)	Side A: Riss nærmere opplegg, $a = 514$ mm ($V = 39,6$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Riss midt i spenn, $a=420$ mm ($V = 46$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Skjærriss ($V = 58,6$ kN)
	
Side B: Etter brudd ($V = 70$ kN)	Side A: Skjærriss, $a = 420$ mm ($V = 57$ kN)

Figur H-81: Venstre side bjelke B20-S

Midtsnitt og høyre side (Sør):

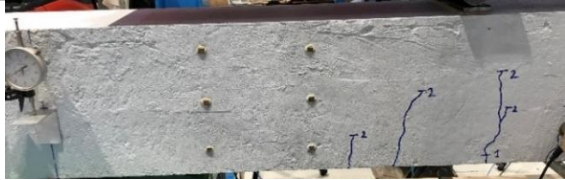
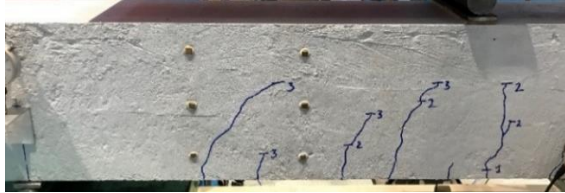
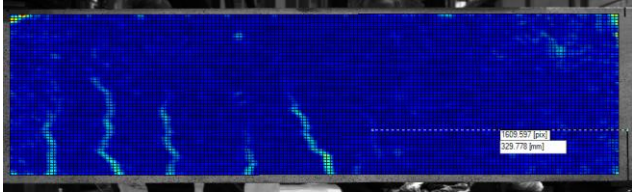
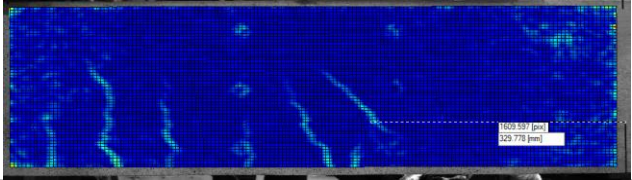
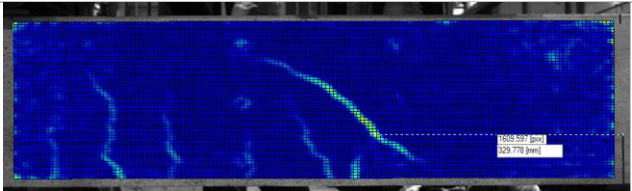
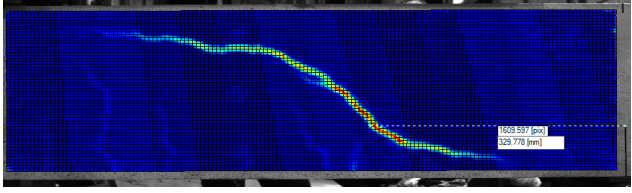


Figur H-92: Midtsnitt og høyre side bjelke B20-S

B20-U

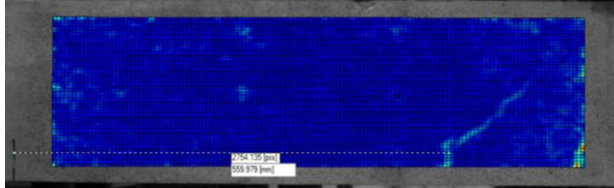
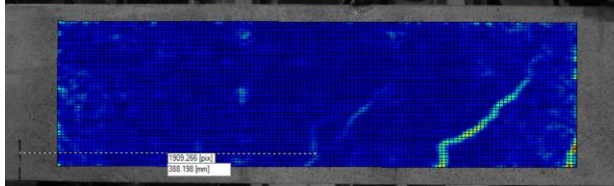
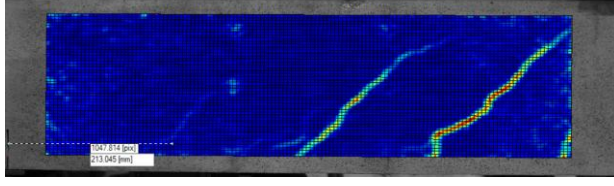
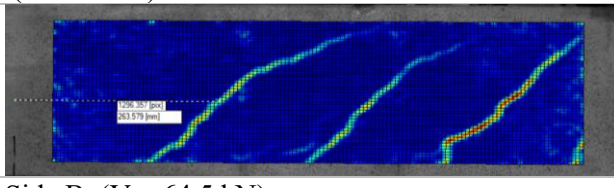
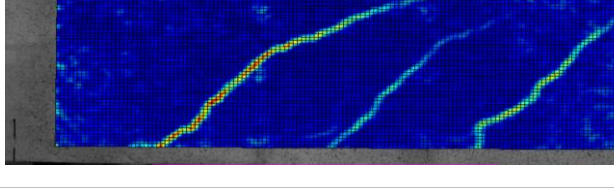
Observert: Skjærriss (V_r) ved $V = 60$ kN, Brudd (V_b) ved $V = 65$ kN (Begge venstre side).
Fra DIC virker det som skrårisset først kommer til høyre.

Venstre side (Nord):

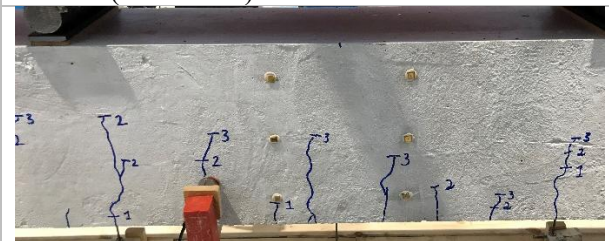
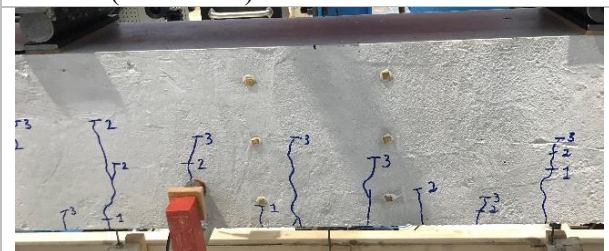
	
Side B: ($V = 40$ kN)	Side B: Første riss, ($V = 42$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Bøyeriss i skjærsonen. Riss nærmest vedlegg, $a = 330$ mm ($V = 56$ kN)
	
	Side A: Begynnende skråriss ($V = 65$ kN)
	
Side B: ($V = 65$ kN)	Side A: Skråriss ($V = 64,5$ kN)
	
	Side A: Rett før brudd ($V_r = 65$ kN)

Figur H-103: Venstre side bjelke B20-U

Høyre side (Sør):

	
Side B: Riss, a = 560 mm fra opplegg (V = 33 kN)	Side B: (V = 20 kN)
	
Side B: Andre skråriss, a = 390 mm fra opplegg (V = 42 kN)	Side B: (V = 40 kN)
	
Side B: Tredje skråriss, a = 210 mm fra opplegg (V = 65 kN)	Side B: (V = 60 kN)
	
Side B: (V = 64,5 kN)	
	
Side B: Siste bilde (V = 65 kN)	Side B: (V = 65 kN)

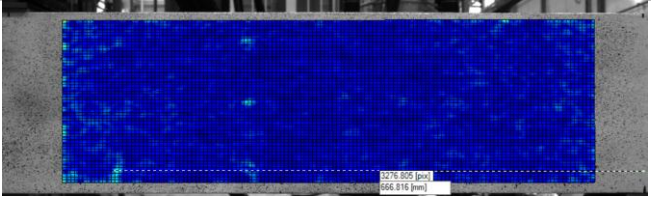
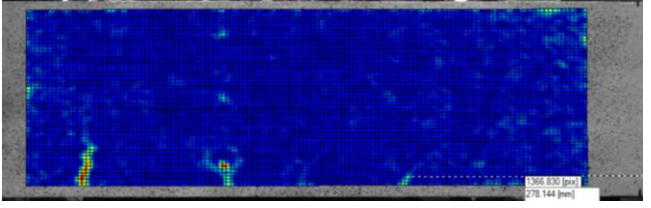
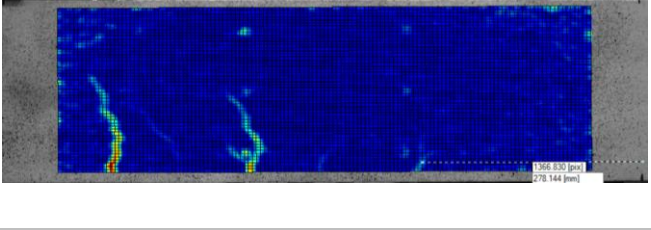
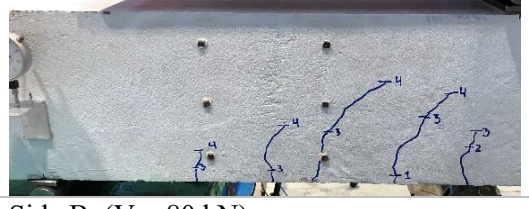
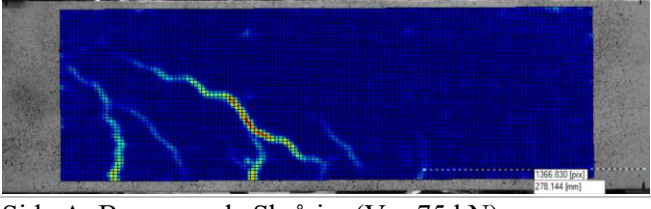
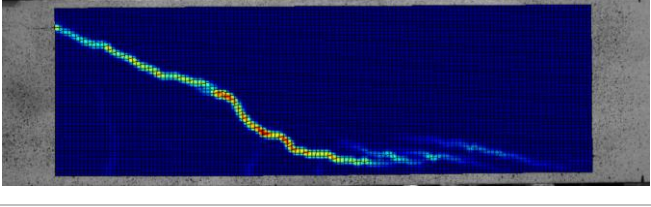
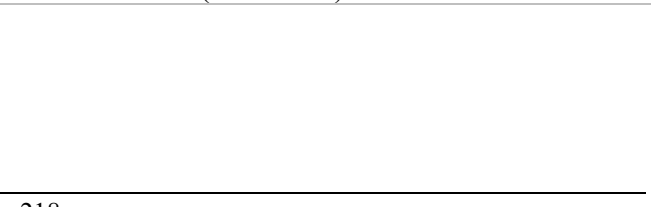
Figur H-114: Høyre side bjelke B20-U

Midtsnitt:Side B: ($V = 20$ kN)Side B: ($V = 40$ kN)Side B: ($V = 60$ kN)Side B: ($V = 65$ kN)*Figur H-~~125~~: Midtsnitt bjelke B20-U*

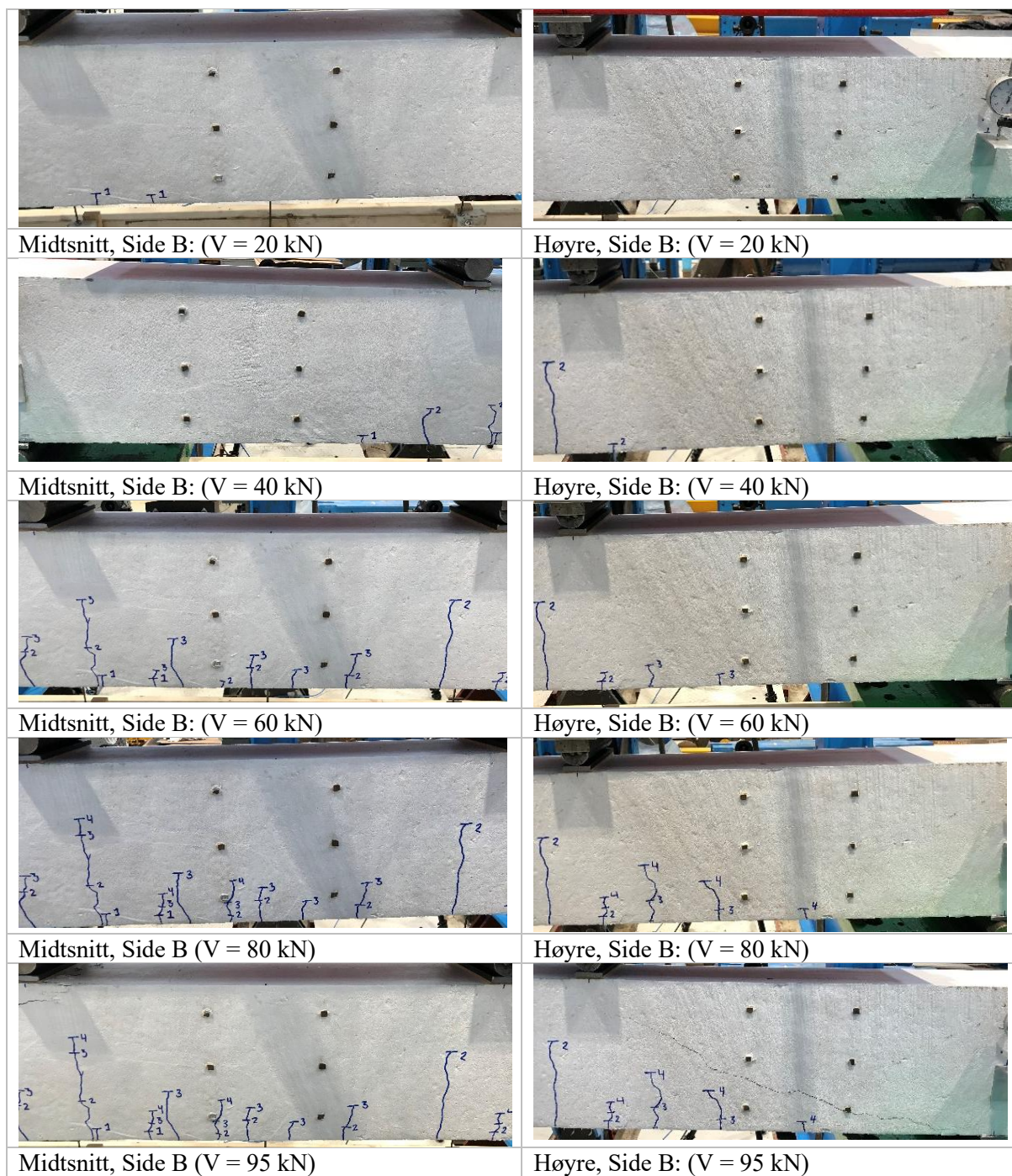
B38-S-1

Observert: Begynnende skråriss ved $V = 72$ kN og 65 kN til venstre og høyre, skrårisslast (V_r) ved $V = 82,5$ kN og 86 kN. Brudd ved $V_b = 95$ kN til venstre.

Venstre side (Nord):

	
Side B: ($V = 20$ kN)	Side A: Første og andre riss, $a = 667$ og 495 mm ($V = 24$ kN)
	
Side B: ($V = 40$ kN)	Side A: Tredje riss, $a = 278$ mm ($V = 37$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Utvikling noe skrå ($V = 67,6$ kN)
	
Side B: ($V = 80$ kN)	Side A: Begynnende skråriss, ($V = 67,6$ kN)
	
Side B: Brudd ($V = 95$ kN)	Side A: Begynnende Skråriss ($V = 75$ kN)
	
	Side A: Skråriss ($V = 80$ kN)

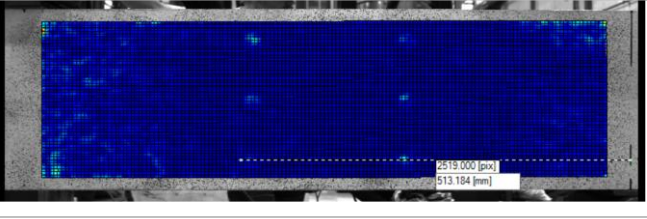
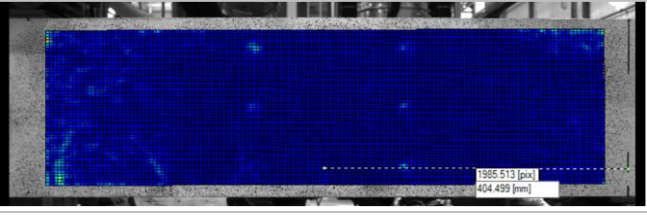
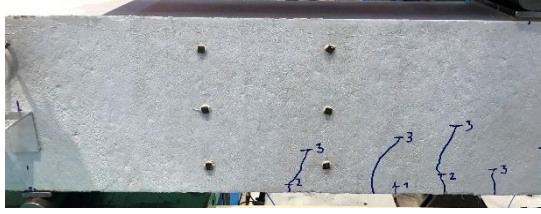
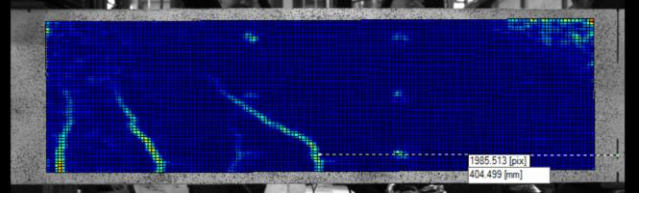
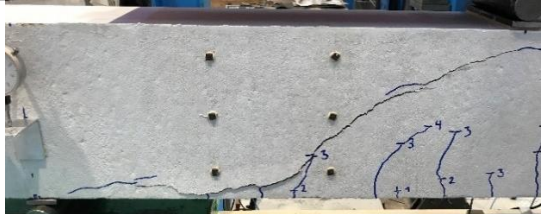
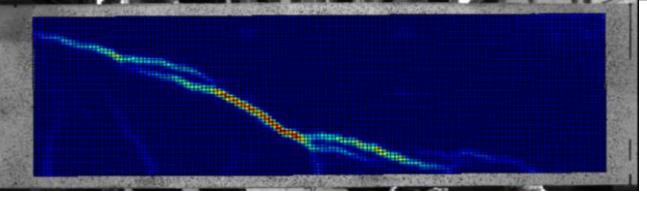
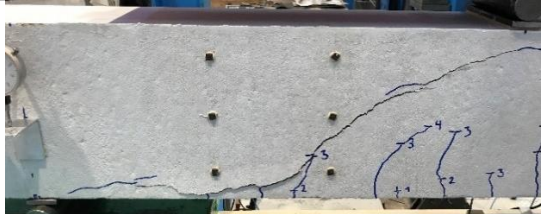
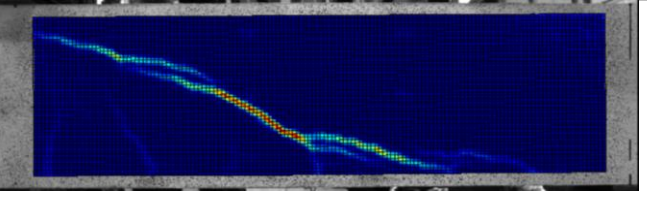
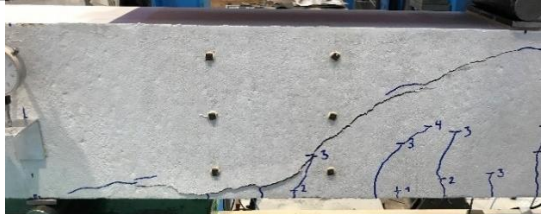
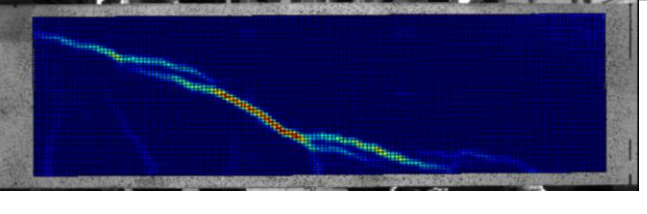
Figur H-136: Venstre side bjelke B38-S-1

Midtsnitt og høyre side (Sør):*Figur H-147: Midtsnitt og høyre side bjelke B38-S-1*

B38-U-1

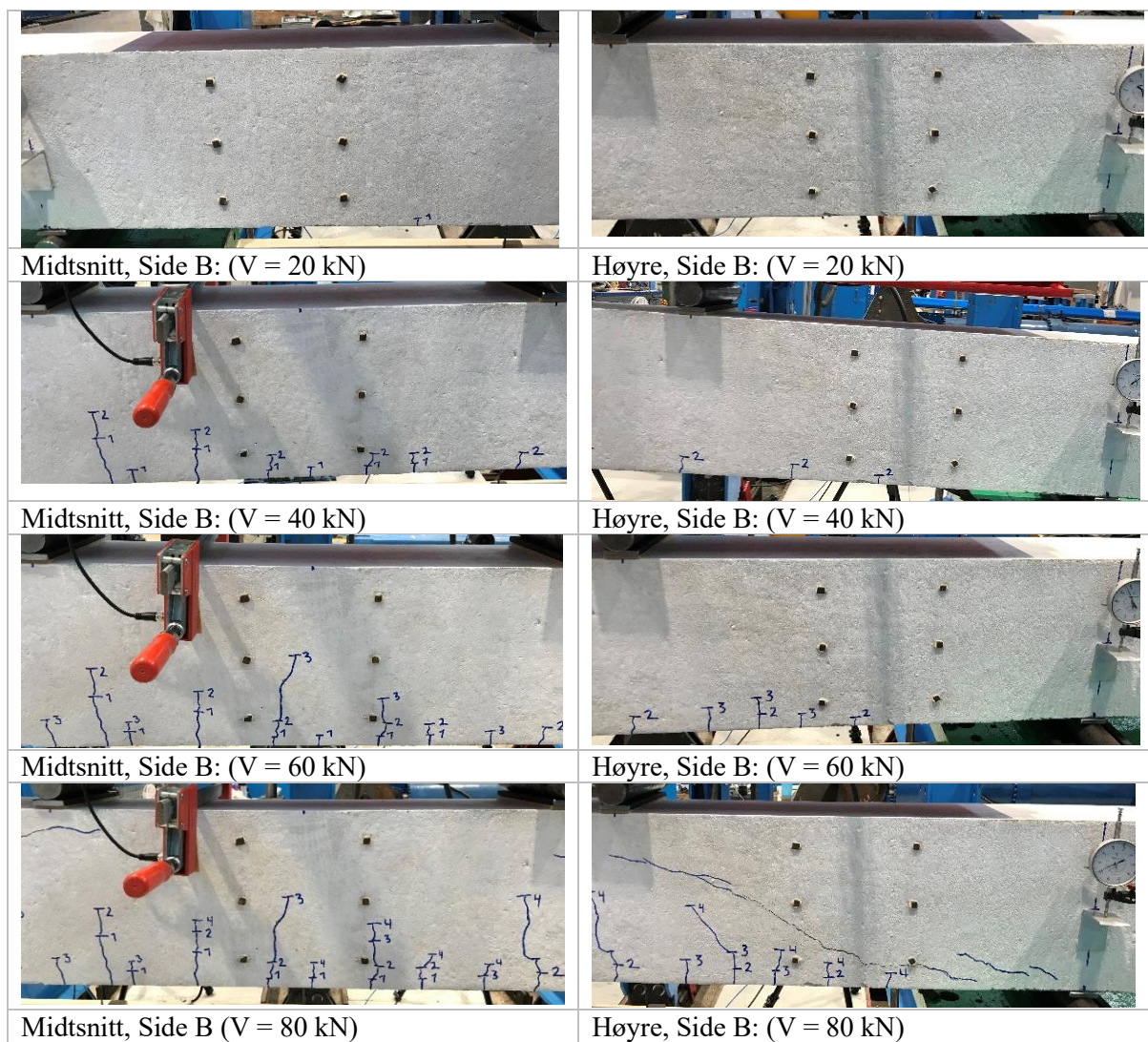
Observert: Riss i skjærsonen ved ca. $V = 60$ kN. Skråriss (V_r) ved $V = 79$ kN til venstre og $V = 77,5$ kN til høyre. Brudd (V_b) til venstre ved $V = 87$ kN.

Venstre side (Nord):

	
Side B: ($V = 20$ kN)	Side A: Riss $a = 512$ mm fra opplegg ($V = 36$ kN)
	
Side B: ($V = 40$ kN)	Side A: 4 riss, $a = 405$ mm fra opplegg ($V = 44,4$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Mer rissutvikling ($V = 52$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Skråutvikling ($V = 68$ kN)
	
Side B: ($V = 80$ kN)	Side A: Skråriss ($V = 77,5$ kN)
	
Side B: ($V = 80$ kN)	Side A: Skråriss ($V = 79$ kN)

Figur H-158: Venstre side bjelke B38-U-1

Midtsnitt og høyre side (Sør):

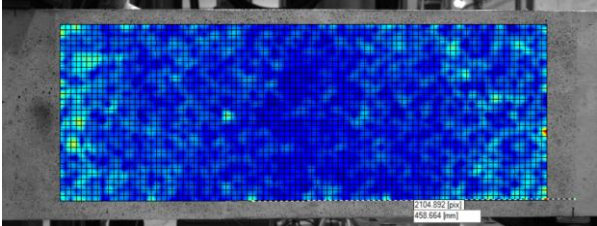
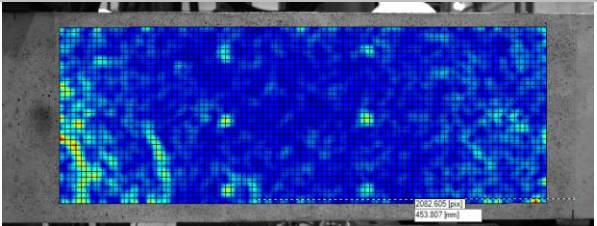
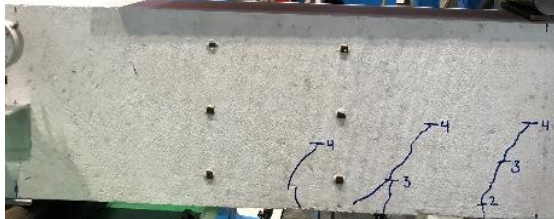
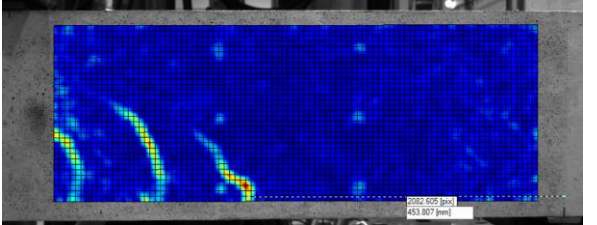
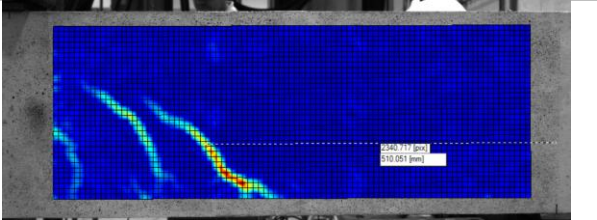


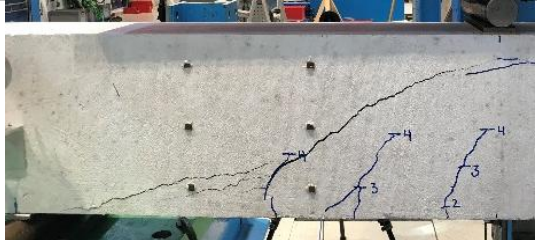
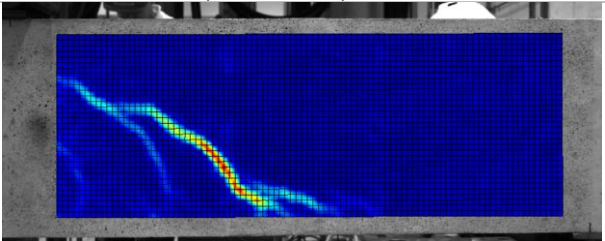
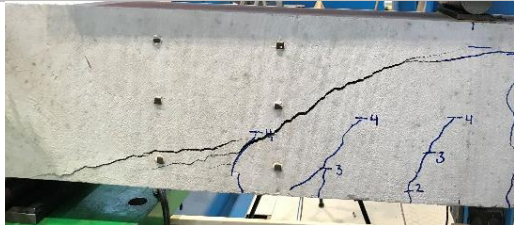
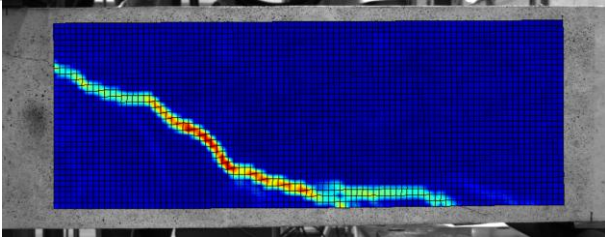
Figur H-9: Midtsnitt og høyre side bjelke B38-U-1

B38-S-2

Observert: Første riss i skjærsonen ved $V = 60$ kN. Begynnende skjærriss ved $V = 80$ kN på begge sider. Skråriss ved $V_r = 87$ kN til venstre og $V_r = 89,5$ kN til høyre. Brudd ved $V_b = 142,5$ kN til venstre. Pga. skiftende lys i bildeserien ble DIC kjørt fra bilde 4021 (60,2 kN).

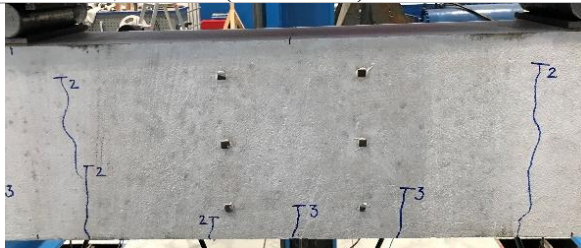
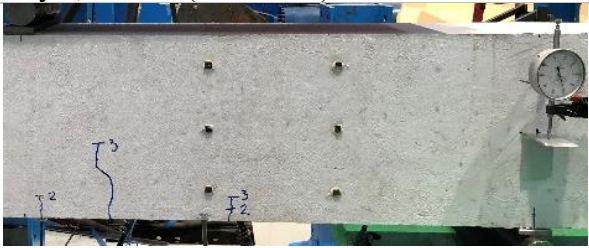
Venstre side (Nord):

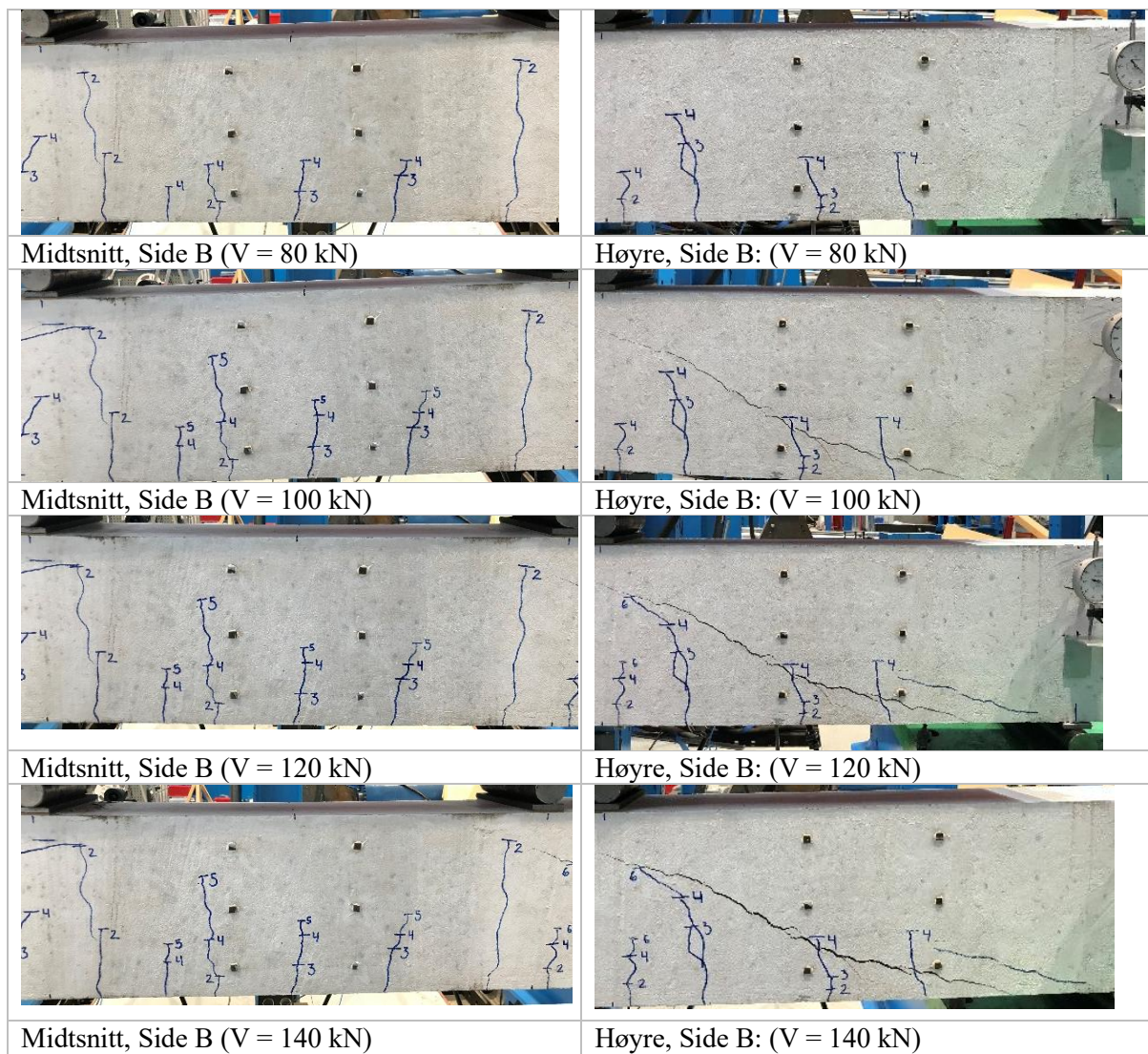
	
Side B: ($V = 20$ kN)	
	
Side B: ($V = 40$ kN)	
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Første rissantydning, riss 3 (som blir skjærriss) $a = 459$ mm ($V = 64$ kN)
	
	Side A: Mer utvikling ($V = 71$ kN)
	
Side B: ($V = 80$ kN)	Side A: Noe skråutvikling, ($V = 80$ kN)
	

Side B: ($V = 100 \text{ kN}$)	Side A: Skråriss ($V_r = 87 \text{ kN}$)
	
Side B: ($V = 120 \text{ kN}$)	Side A: Skråriss (dupp) ($V = 85 \text{ kN}$)
	
Side B: Skråriss ($V = 140 \text{ kN}$)	Side A: Max last ($V_b = 142,5 \text{ kN}$)

Figur H-10: Venstre side bjelke B38-S-2

Midtsnitt og høyre side (Sør):

	
Midtsnitt, Side B: ($V = 20 \text{ kN}$)	Høyre, Side B: ($V = 20 \text{ kN}$)
	
Midtsnitt, Side B: ($V = 40 \text{ kN}$)	Høyre, Side B: ($V = 40 \text{ kN}$)
	
Midtsnitt, Side B: ($V = 60 \text{ kN}$)	Høyre, Side B: ($V = 60 \text{ kN}$)

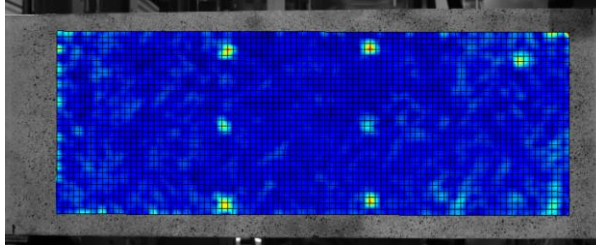
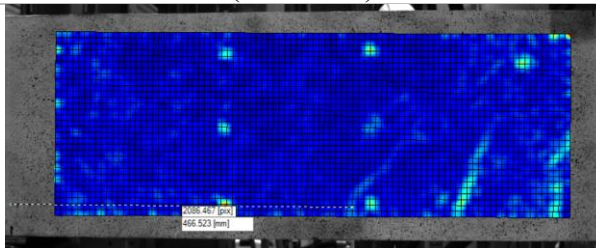
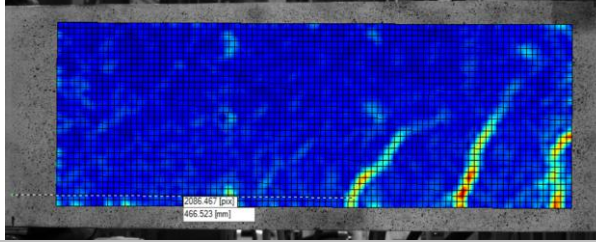
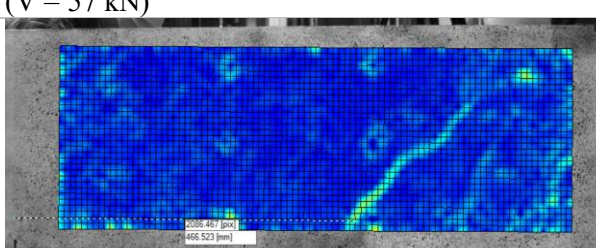
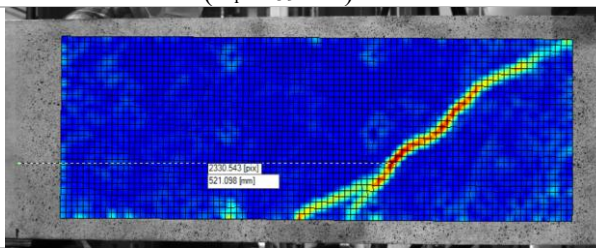


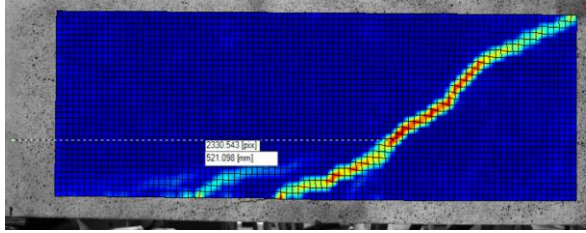
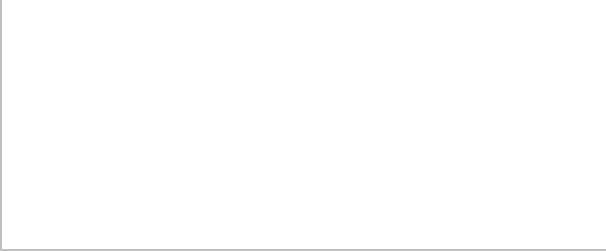
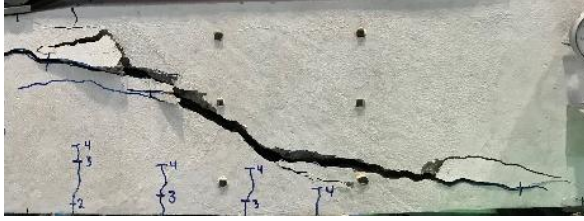
Figur H-11: Midtsnitt og høyre side bjelke B38-S-2

B38-U-2

Observervert: Riss i skjærsone ved $V = 60$ kN på begge sider. Skråriss (V_r) ved $V = 80$ kN til venstre og $V = 69$ kN til høyre. Brudd (V_b) ved $V = 100$ kN til høyre. Også her er lysforholdene et problem. To separate analyser ble derfor utført i samme spenn; en analyse opp til 57 kN og en fra dette punktet og til brudd.

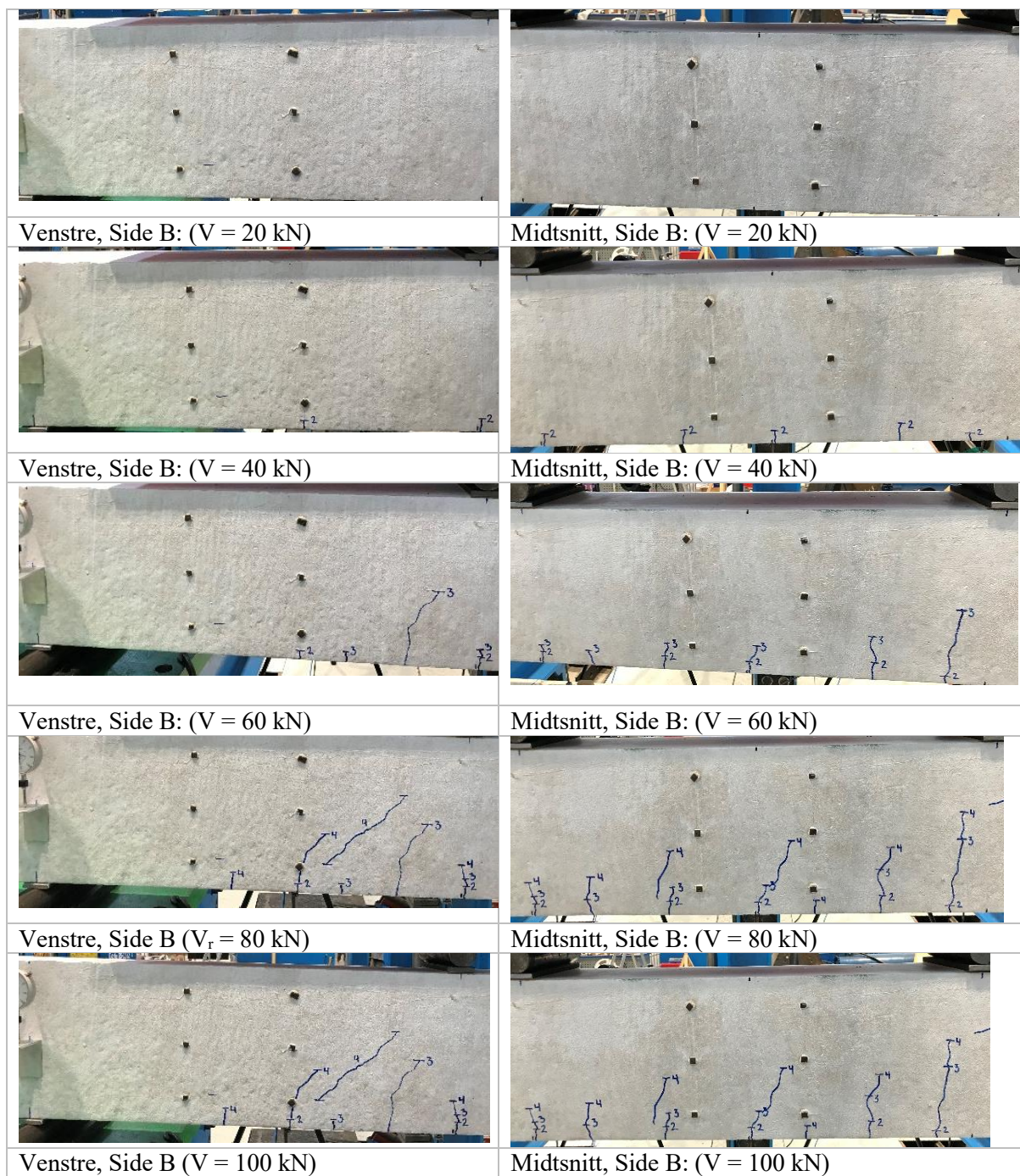
Høyre side (Sør):

	
Side A: Første riss ($V = 38$ kN)	Side B: ($V = 40$ kN)
	
Side A: 3 riss, $a = 466$ mm ($V = 60$ kN)	Side B: ($V = 60$ kN)
	
Side A: Før lysskifte, antydning 4 riss ($V = 57$ kN)	
	
Side A: Skråriss ($V_r = 69$ kN)	
	
Side A: Skråriss ($V_r = 68$ kN)	

	
Skråriss, ($V = 76$ kN)	Side B: ($V = 80$ kN)
	
	Side B: ($V = 100$ kN)

Figur H-12: Høyre side bjelke B38-U-2

Midtsnitt og venstre side (Nord):

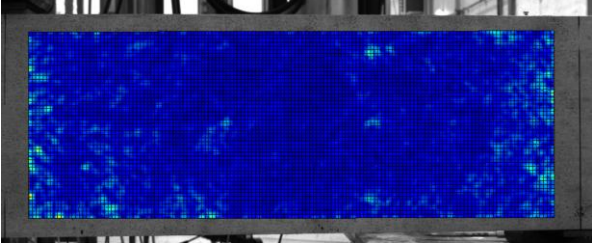
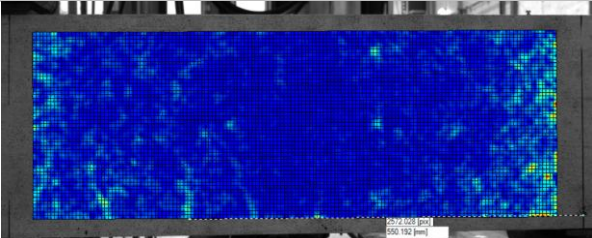
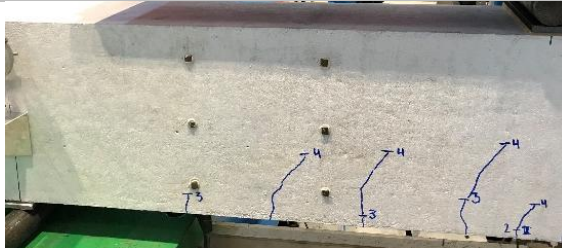
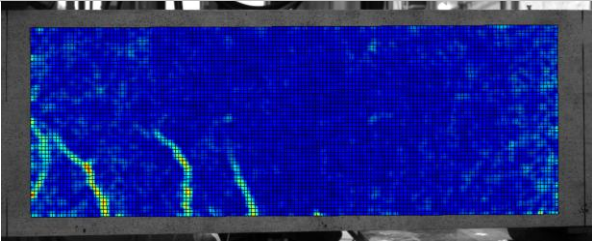
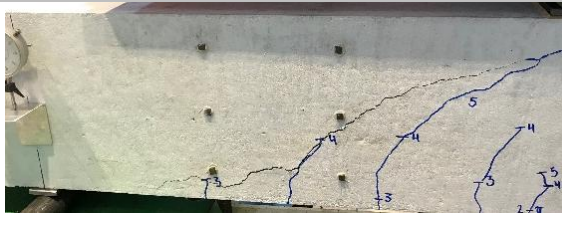
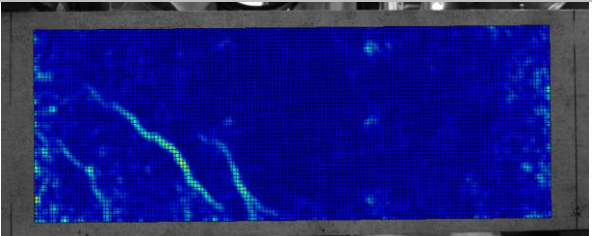


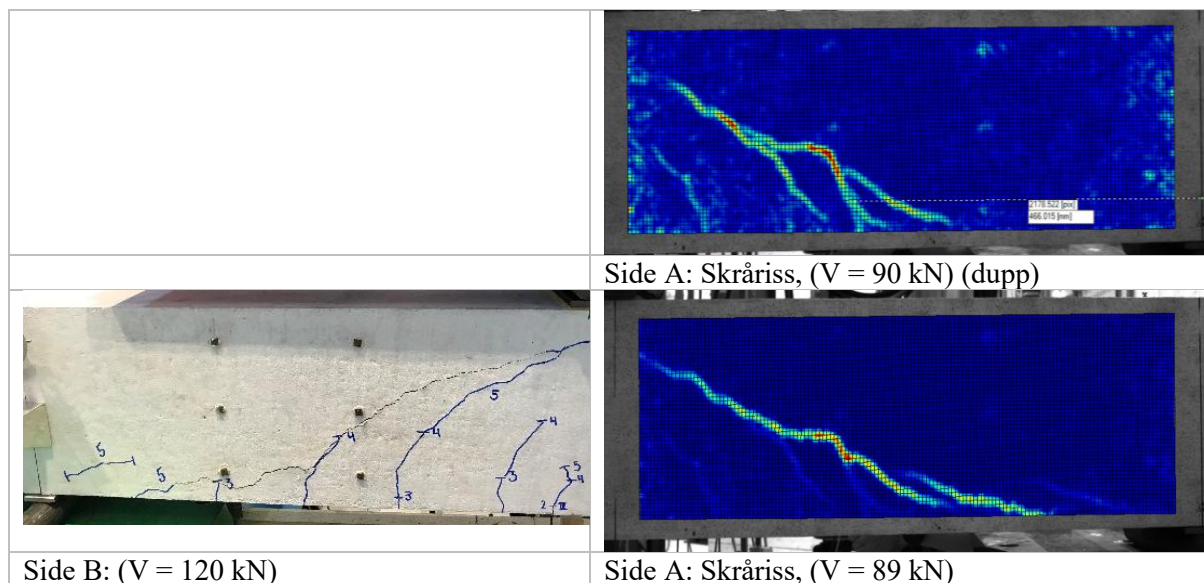
Figur H-13: Midtsnitt og venstre side bjelke B38-U-2

B38-S-3

Observert: Begynnende skråriss ved $V = 80$ kN på begge sider. Skråriss venstre side ved $V_r = 93$ kN og skråriss høyre ved $V_r = 92$ kN. Brudd til høyre ved $V_b = 120$ kN.

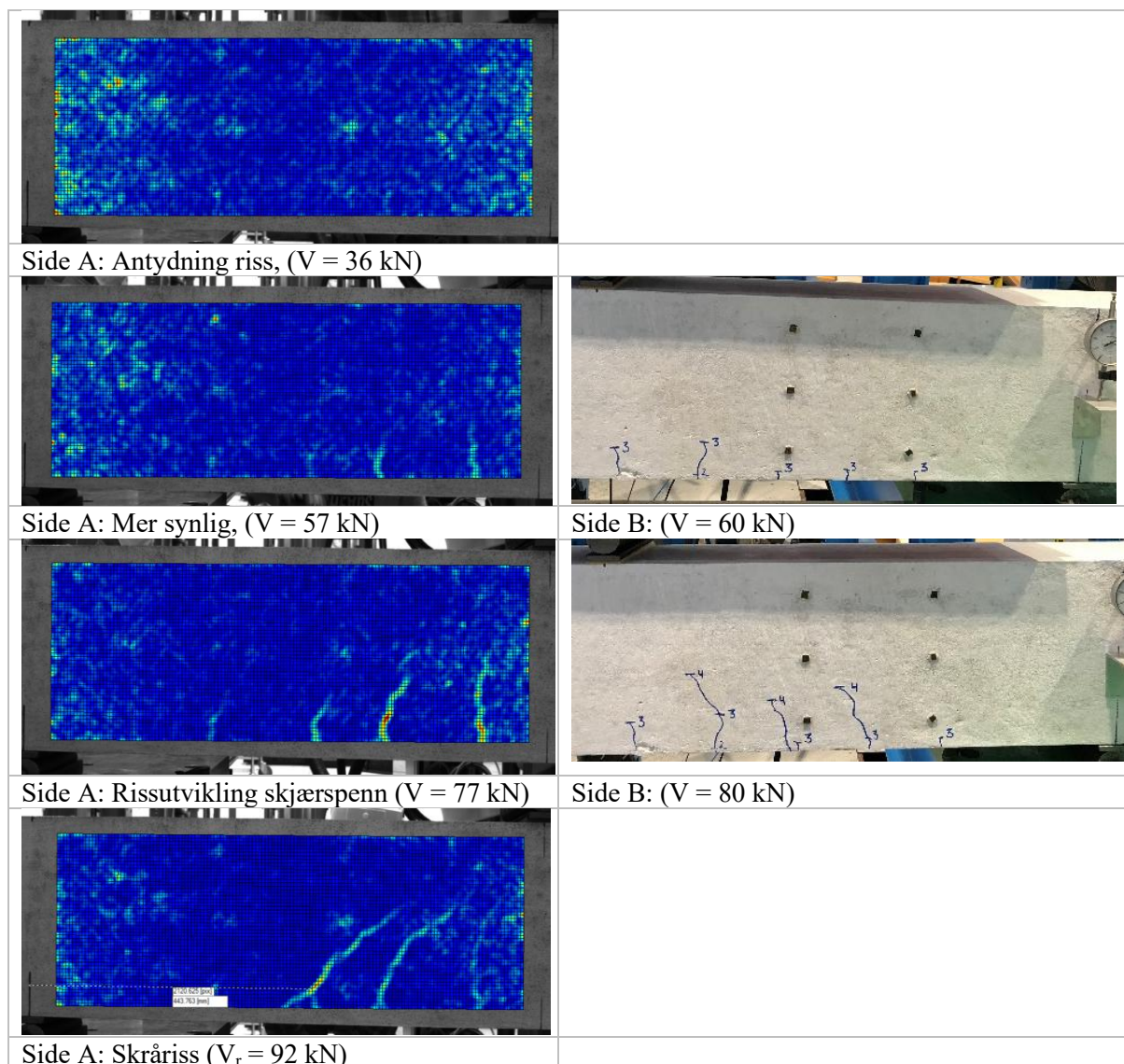
Venstre side (Nord):

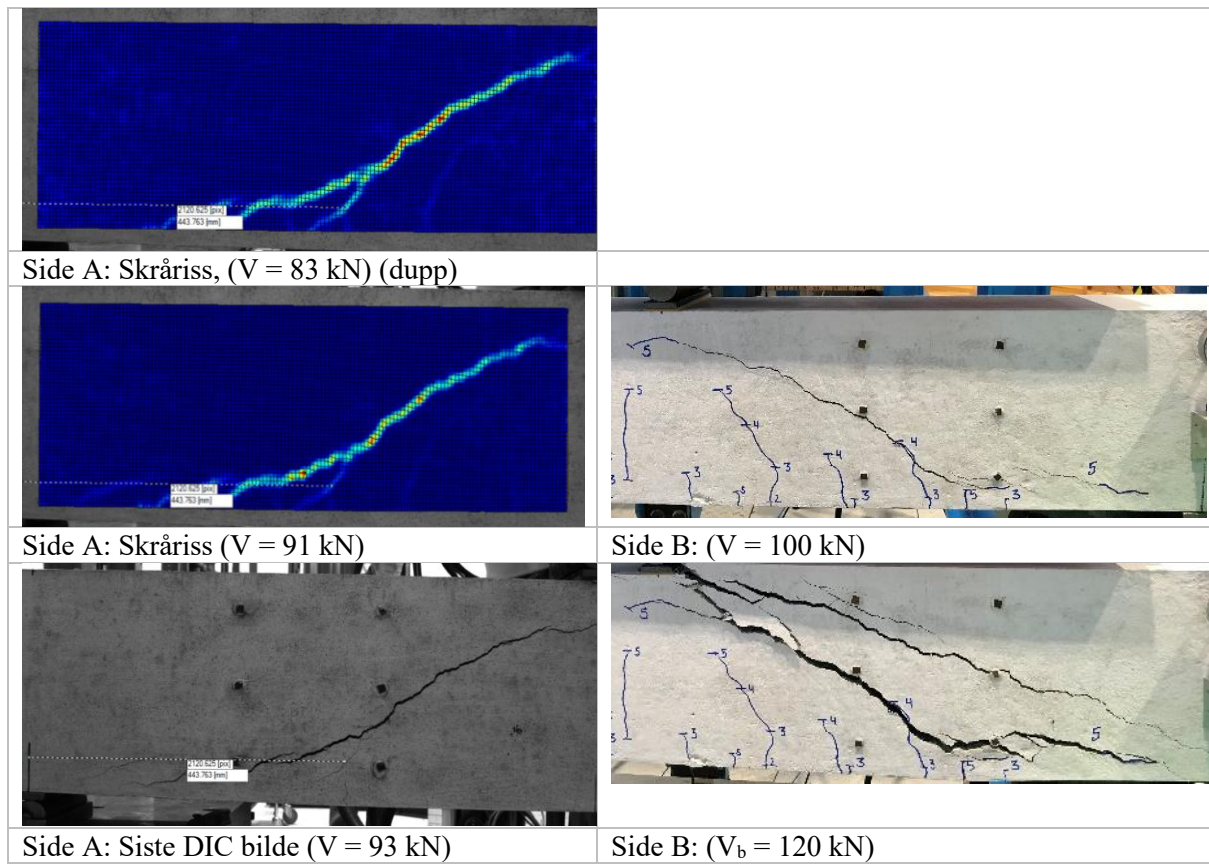
	
Side B: ($V = 40$ kN)	Side A: Første riss ($V = 37$ kN)
	
Side B: ($V = 60$ kN)	Side A: Utvikling, a skjærriss = 550 mm ($V = 69$ kN)
	
Side B: ($V = 80$ kN)	Side A: Noe skråutvikling ($V = 77$ kN)
	
Side B: ($V = 100$ kN)	Side A: Skråriss ($V_r = 93$ kN)
	Side A: Skråriss ($V = 94$ kN)



Figur H-14: Venstre side bjelke B38-S-3

Høyre side (Sør):



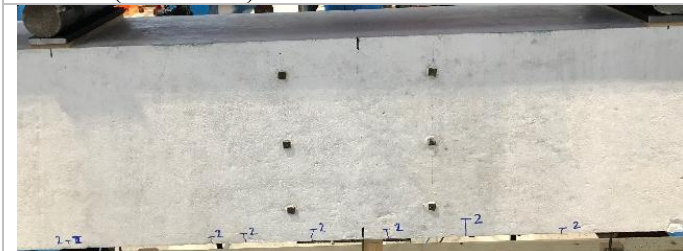


Figur H-15: Høyre side bjelke B38-S-3

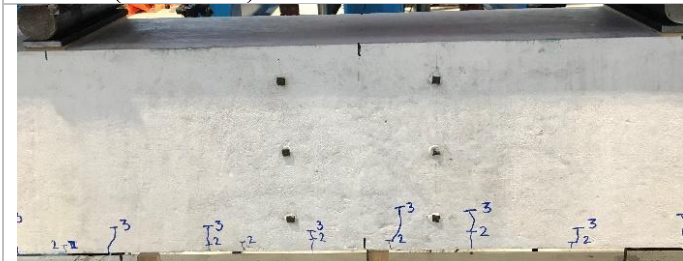
Midtsnitt:



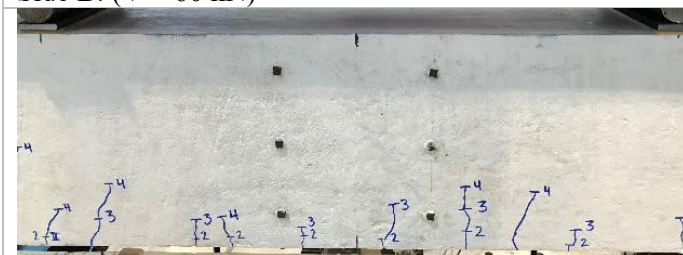
Side B: (V = 20 kN)



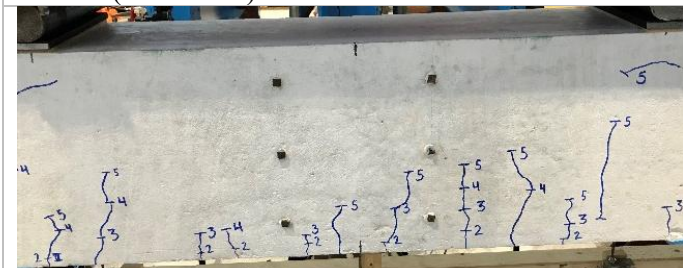
Side B: (V = 40 kN)



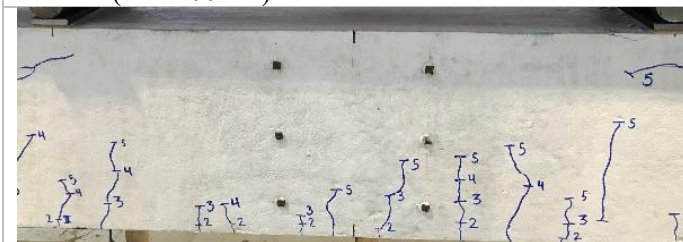
Side B: (V = 60 kN)



Side B: (V = 80 kN)



Side B: (V = 100 kN)



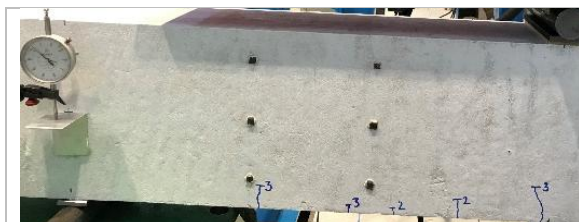
Side B: (V = 120 kN)

Figur H-16: Midtsnitt bjelke B38-S-3

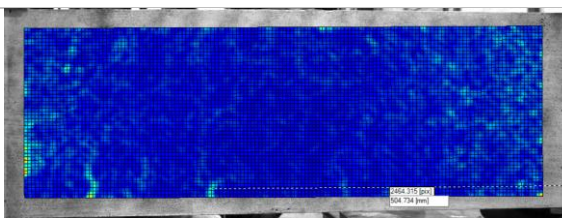
B38-U-3

Observert: Riss i skjærsone ved $V = 60$ kN. Begynnende skråriss ved ca. $V = 80$ kN på begge sider. Skrårisslast lik $V_r = 89$ kN og $V_r = 85$ kN på venstre og høyre side. Brudd ved $V_b = 140$ kN på høyre side.

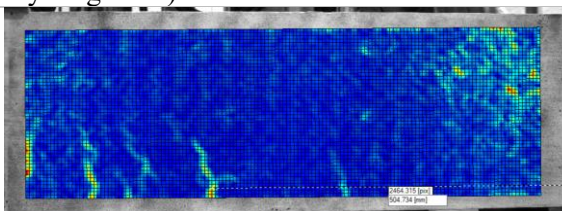
Venstre side (Nord):



Side B: ($V = 60$ kN)



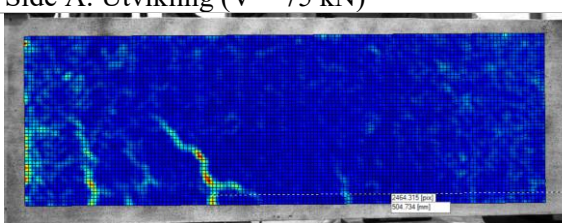
Side A: Første tydelig riss, a skråriss = 505 mm ($V = 55$ kN) (Første ved $V = 35,5$ kN, men utydelig bilde)



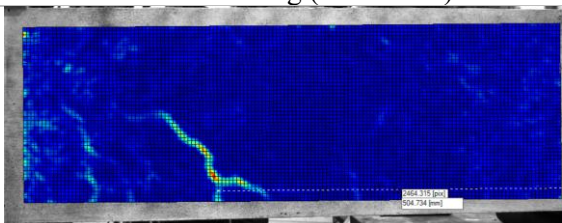
Side A: Utvikling ($V = 75$ kN)



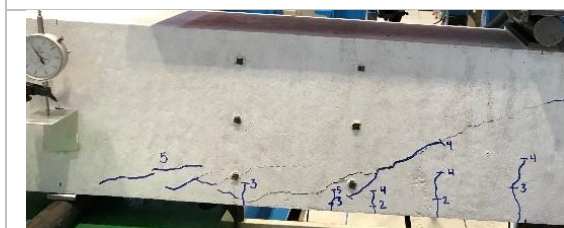
Side B: ($V = 80$ kN)



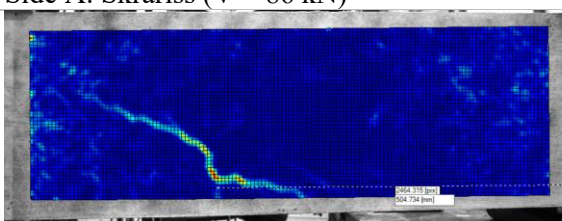
Side A: Skrårissutvikling ($V = 79$ kN)



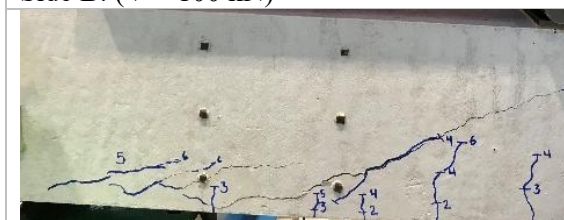
Side A: Skråriss ($V = 86$ kN)



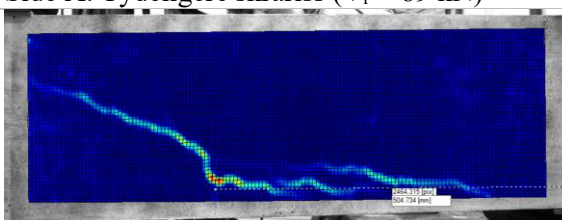
Side B: ($V = 100$ kN)



Side A: Tydeligere skråriss ($V_r = 89$ kN)



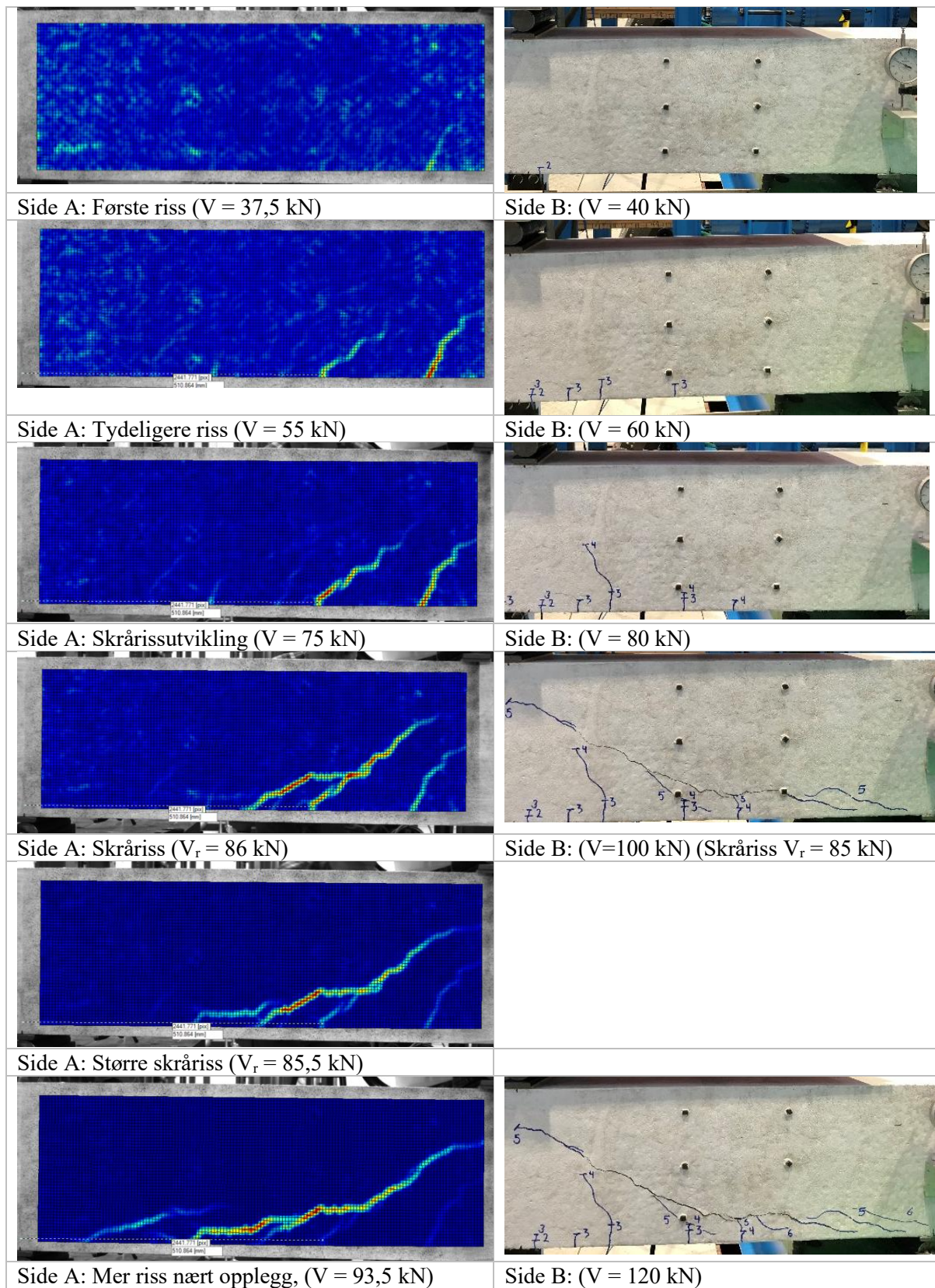
Side B: ($V = 120$ kN)

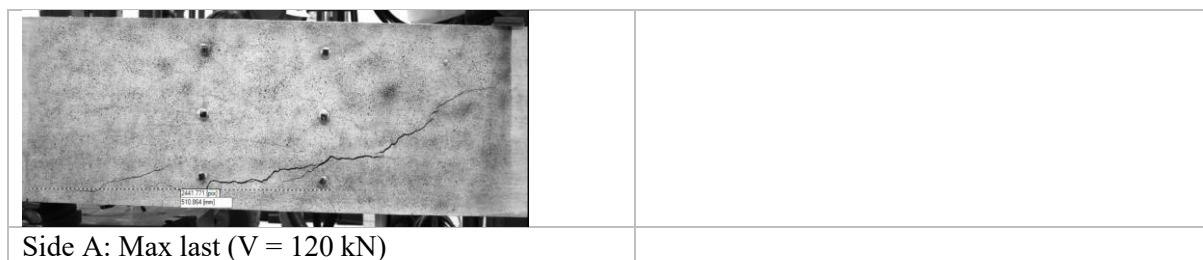


Side A: Stort skrå ($V = 90$ kN)

Figur H-17: Venstre side bjelke B38-U-3

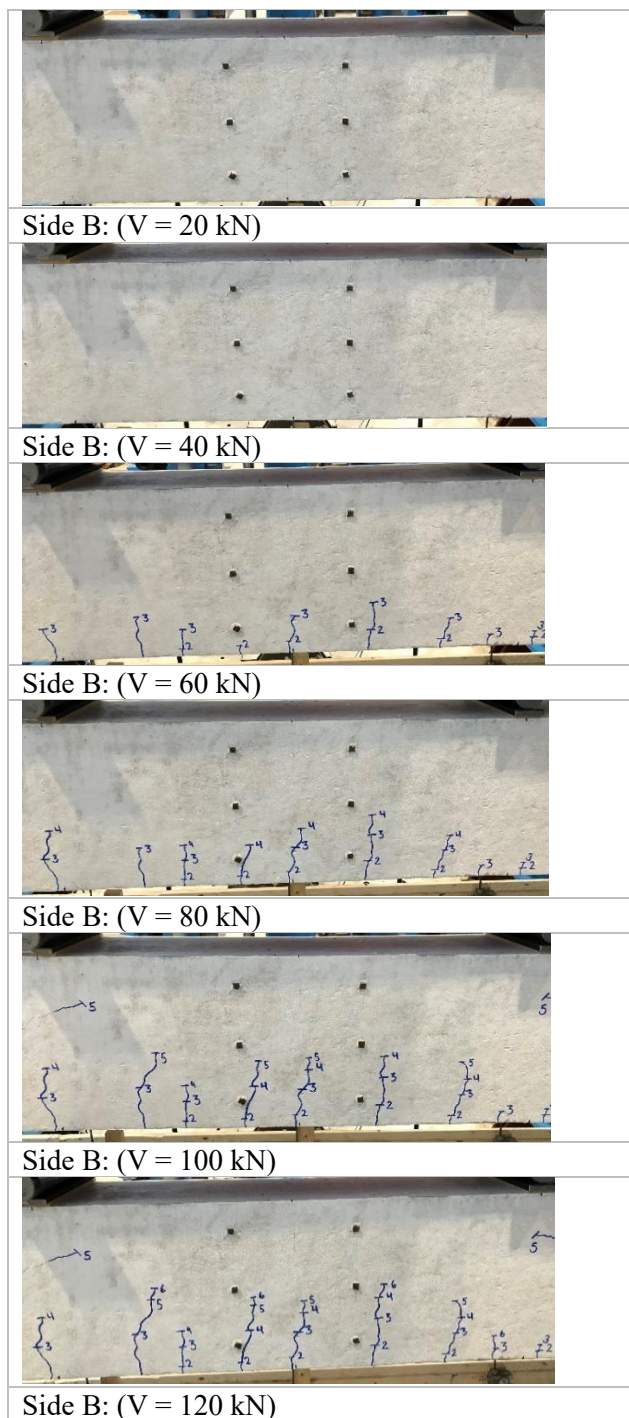
Høyre side (Sør):





Figur H-18: Høyre side bjelke B38-U-3

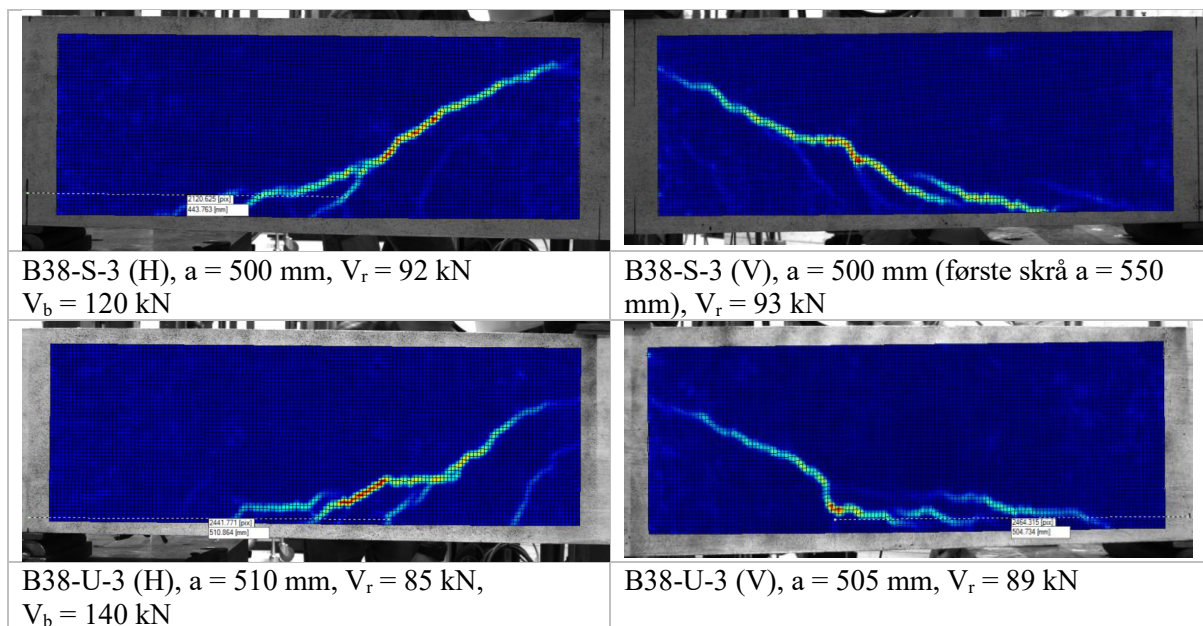
Midtsnitt:



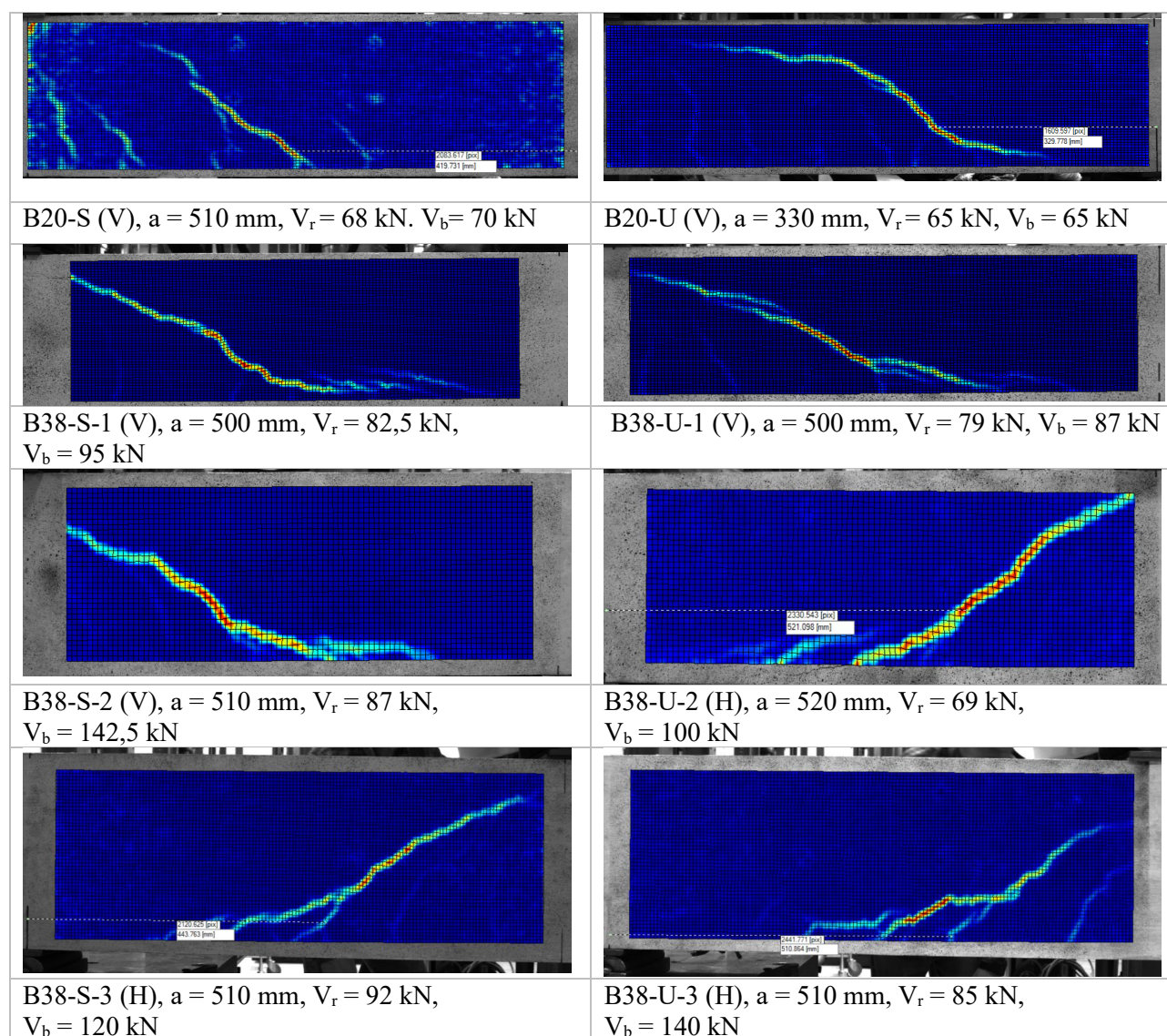
Figur H-19: Midtsnitt bjelke B20-U

Sammenligning alle sider ved brudd

	B20-S (V), $a = 510$ mm, $V_r = 68$ kN, $V_b = 70$ kN
B20-U (H), $a = 265$ mm fra opplegg, $V_r = 65$ kN	B20-U (V), $a = 330$ mm, $V_r = 65$ kN $V_b = 65$ kN
	B38-S-1 (V), $a = 500$ mm, $V_r = 82,5$ kN, $V_b = 95$ kN
	B38-U-1 (V), $a = 500$ mm, $V_r = 79$ kN, $V_b = 87$ kN
	B38-S-2 (V), $a = 510$ mm, $V_r = 87$ kN, $V_b = 142,5$ kN
B38-U-2 (H), $a = 520$ mm, $V_r = 69$ kN, $V_b = 100$ kN	



Figur H-20: Sammenligning alle sider ved brudd, V_b

Sammenligning sider som går til brudd:*Figur H-21: Sammenligning alle sider som går til brudd*

Det virker å være litt forskjellig hvor skjærrissene kommer, som det jo er da det kommer i det svakeste punktet. Men likevel er det ene tendens til at rissene blir flatere og kommer lenger ute i skjærspennene. Avstanden a i midthøyde ser ut til å bli større og større med økt ekspansjon/økt risslast. Bjelkene med høyest risslast (B38-S-2 (V) og B38-U-3 (H)) er de som har størst trykksone.



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag