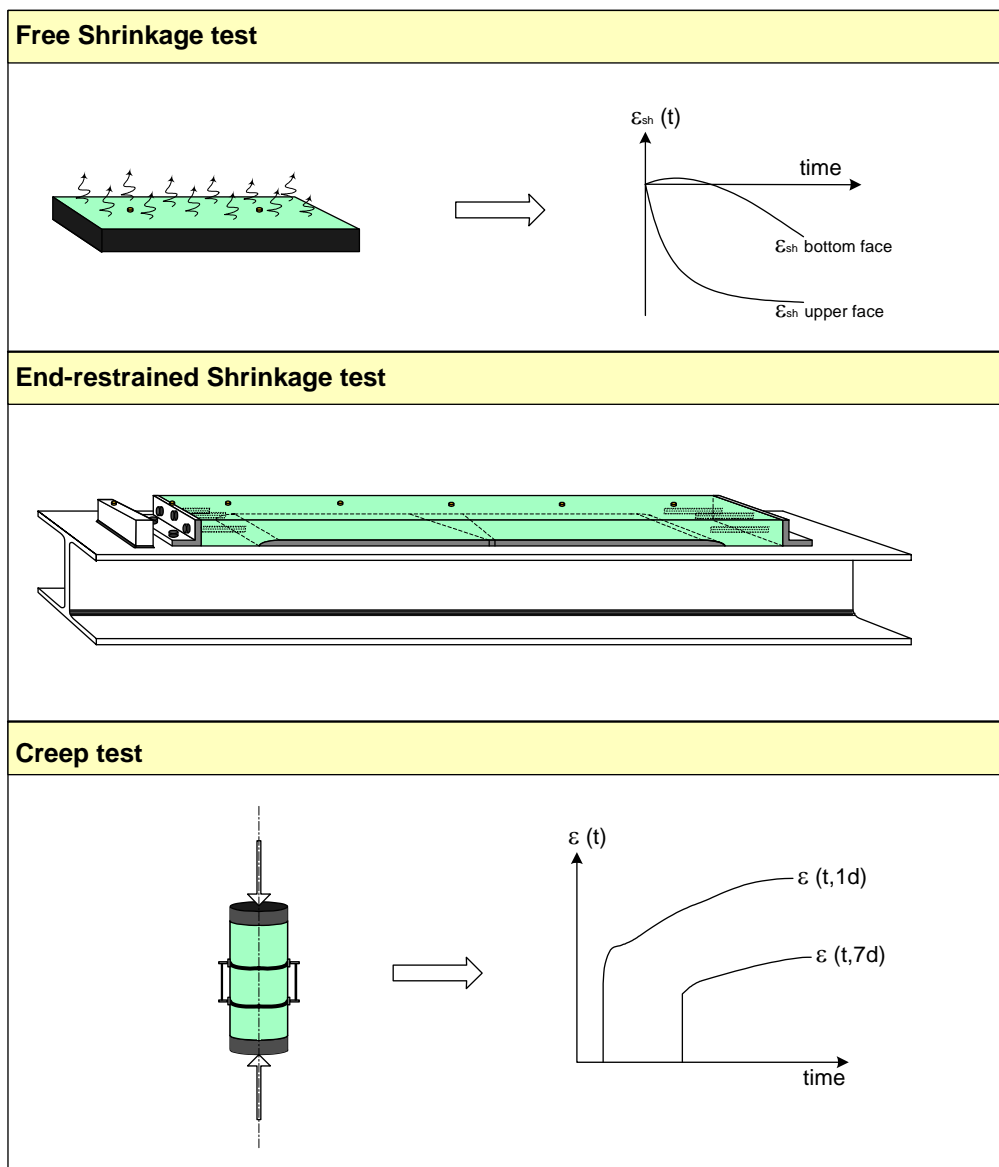


Delrapport A

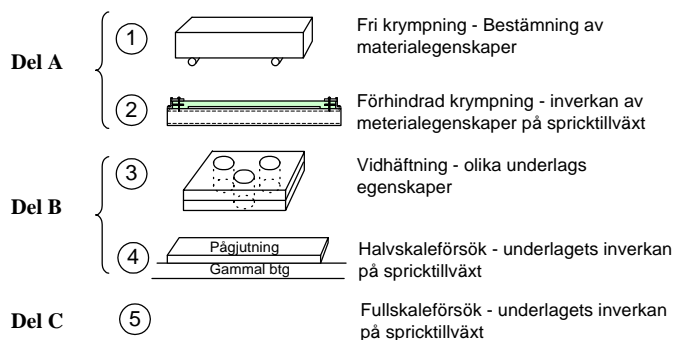
Inledande studie av materialegenskapernas inverkan på spricktillväxten i pågjutningar



Göteborg den 28 maj 20

1. Försöksprogram

Försöksprogrammet inom projektet är uppdelat i tre separata delar enligt *Figur 1*, A, B och C. Inom del A, som genomförs under första halvåret 2004, studeras materialegenskapernas inverkan på spricktillväxten medan effekten av vidhäftning från underlaget undersöks i del B under andra halvåret 2004. Resultaten verifieras sedan i full skala i del C före sommaren 2005.



Figur 1 – Försöksprogram enligt projektbeskrivning SBUF.

I enlighet med planen har således försök inom delområde A utförts under våren 2004. Bland annat har testriggar utvecklats som kan användas för att studera spricktillväxt i betong utsatt för tvångskrafter, se *Figur 2*.



Figur 2 – Testriggar för studie av spricktillväxt i betong utsatt för ändförhindrad krympning.

Ett försöksprogram har även genomförts där betongsorter enligt *Tabell 1* har testats. SRA står för krympreducerande medel av typen Sika C40, SFRC för stålfiberarmerad och PFRC för plastfiberarmerad. Plastfibrerna bestod i det aktuella fallet av en sk makrofiber typ Strux 90/40, med längden 40 mm och slankhetstal (l/d) 90. Enligt tillverkaren skall denna typ av fiber kunna ersätta stålfibrer som sprickarmering i plattor på mark och påggjutningar mm. Stålfibrerna var av typen Dramix 65/35 från Bekaert. Receptet motsvarade betong typ C28/35 D_{\max} 8 mm med c-halt 370 kg/m^3 , 100 kg/m^3 kalkfiller och 215 kg/m^3 vatten. Flytdoseringen (Sikament 56) var ca 1 %.

Tabell 1 – Försöksprogram del A

Test nr	SRA		Fibres		Start date	End date
	Type	Amount	Type	Amount		
Ref	-	-	-	-	04-02-09	04-02-23
SRA 1	Sika C40	1 %	-	-	04-02-25	04-03-15
SRA 2	Sika C40	2 %	-	-	04-03-03	04-03-22
SFRC 40	-	-	Dramix 65/35	20 kg/m ³	04-03-17	04-04-05
SFRC 30			Dramix 65/35	30 kg/m ³	04-03-24	04-04-13
SFRC 20			Dramix 65/35	40 kg/m ³	04-04-07	04-04-26
PRC 2,3			Strux 90/40	2,3 kg/m ³	04-04-14	04-04-xx

För varje betongsort genomfördes provningar i ovan nämnda krymriggar. Betongen härdades i samtliga fall under plastfolie 1 dygn innan försöken inleddes genom att två parallella testriggar placerades i klimatrum. Provkroppar för mätning av fri krympning placerades samtidigt bredvid riggarna (dessa syns i förgrunden på den ena bilden i *Figur 2*). För att bestämma egenskaperna hos betongen tillverkades även kuber för spjälk- och tryckförsök samt balkar för böjprovning. Dessutom gjordes i de flesta fall krypförsök, vilket gav information om tillväxten av e-modul och krypegenskaper.

2. Resultat från försök

2.1 Hållfasthet

Sprickbildningen hos en pågjutning påverkas naturligtvis i hög utsträckning av materialets draghållfasthet. För att en spricka skall uppstå krävs ju att spänningen i betongen vid någon tidpunkt överstiger aktuellt värde på draghållfastheten. Vid dimensionering av en pågjutning krävs således kunskap om materialets hållfasthetsutveckling. Av olika anledningar är det dock svårt att direkt mäta draghållfasthet hos betong, speciellt i ung ålder. I den aktuella undersökningen har därför två indirekta metoder använts, spräckning och böjdragförsök. Dessutom har tryckhållfastheten vid 28 dygn provats för att verifiera att betongkvaliteten inte förändrades.

En sammanfattning av resultat kan ses i *Tabell 2*. Till att börja med kan man se att tryckhållfastheten för de två första blandningarna var drygt 40 MPa medan den i övriga fall uppgick till drygt 50 MPa. Vad detta beror på är okänt. Det är dock inte sannolikt att det beror på skillnader i sammansättning eftersom stor noggrannhet har iakttagits vid uppvägning av material. Mer sannolikt är att det beror på varierande härdningsförhållanden. I övrigt kan konstateras att varken fibrer eller krympreducerare verkar påverka tryckhållfastheten i någon större utsträckning.

Tabell 2 – Sammanfattning av uppmätta hållfasthetsvärden.

	$f_{cc, 28d}$ MPa	Spräckhållfasthet			Böjdraghållfasthet och seghet vid 28 d				
		$f_{sp, 2d}$ MPa	$f_{sp, 14d}$ MPa	$f_{sp, 28d}$ MPa	$f_{fl,cr}$ MPa	$f_{fl,ult}$ MPa	$R_{10,20}$ %	$R_{10,30}$ %	$R_{10,40}$ %
PC a	42,5	2,50	2,77	3,24	4,3	4,3	3	1	0
PC b					4,2	4,2	6	4	2
SRA 1 a	42,6	2,28		3,55	4,39	4,39	5	3	2
SRA 1 b					4,60	4,60	3	2	1
SRA 2 a	52,9	2,07		3,03	4,41	4,41	5	3	2
SRA 2 b					4,32	4,32	3	2	1
SFRC 20 a	53,9	2,88	2,91	3,03	4,56	4,58	31	32	32
SFRC 20 b					4,25	4,25	21	21	21
SFRC 30 a	49,8	2,19	2,37	2,76	4,15	4,15	37	37	37
SFRC 30 b					4,35	4,35	38	39	40
SFRC 40 a	50,0	2,36	2,83	3,47	4,59	4,59	60	60	60
SFRC 40 b					4,91	4,91	58	60	61
PFRC 2,3 a	50,3	2,89	3,19	3,22	4,08	4,08	9	9	8
PFRC 2,3 b					4,10	4,10	14	14	14

Spräckprovnigen utfördes i de flesta fall vid 2, 14 respektive 28 dygn för att studera hållfasthetens utveckling med tiden. Vid varje tillfälle spräcktes en 100 mm och en 150 mm kub. Orsaken var att undersöka om kantlängden hade någon betydelse, för att i framtiden kunna minimera betongsatsernas storlek genom att använda enbart 100 mm kuber. Det visade sig att spräckhållfastheten i vissa fall blev högre och i andra fall lägre för 100 mm kuber, vilket kan innebära att storleken inte har så stor betydelse. Spridningen blev dock väldigt stor i många fall, vilket gör det svårt att dra några säkra slutsatser. Dessutom spräcktes för få kuber vid varje tillfälle.

Av de i Tabell 2 visade spräckhållfastheterna, som utgör medelvärdet av en 100 och en 150 mm kub, kan man ana att utvecklingen gick relativt snabbt i början. Redan vid 2 dygns ålder har ca 70-80 % av 28-dygnsvärdet uppnåtts i de flesta fall. Om mognadsgradskurvor för Byggcement studeras kan man se att tryckhållfastheten endast uppgår till ca 50-60 % vid motsvarande ålder. En slutsats som kan dras av detta är att draghållfastheten utvecklas hastigare än tryckhållfastheten. Mer undersökningar krävs dock för att verifiera detta.

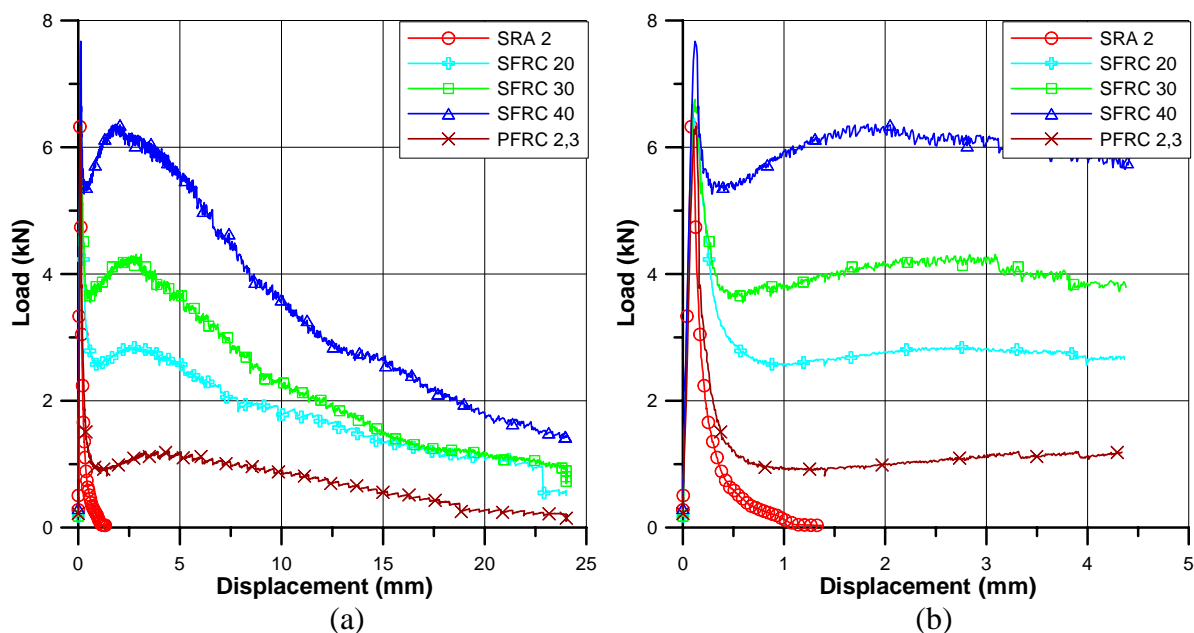
När det gäller böjdraghållfasthet utfördes försök endast vid 28 dygns ålder. I Tabell 2 redovisas medelvärden från två balkar på spräckhållfasthet, böjdraghållfasthet och residualhållfasthetsfaktorer och i Figur 3 visas last-nedböjningssamband för samtliga betongblandningar. Böjdraghållfasthet kan enligt BHB Material avsnitt 11.11 omräknas till enaxiell draghållfasthet med hjälp av följande samband:

$$f_t = B \cdot f_{fl}$$

där B är en funktion av balkhöjden. I det aktuella fallet, med höjden 75 mm, blir B ca 0,77. Detta innebär att den enaxiella draghållfastheten varierade mellan ca 3,2 och 3,6 MPa i de aktuella fallen.

Fibrer anses inte ha någon större inverkan på det maximala värdet, vilket också verkar stämma i den aktuella undersökningen. Dock kan konstateras att segheten förbättrades avsevärt vid tillsättning av fibrer. Noterbart är att plastfibrerna, som enligt tillverkaren skall

kunna ersätta stålfibrer som sprickfördelande armering, gav ett väsentligt mindre bidrag till segheten än till och med den lägsta mängden stålfibrer.

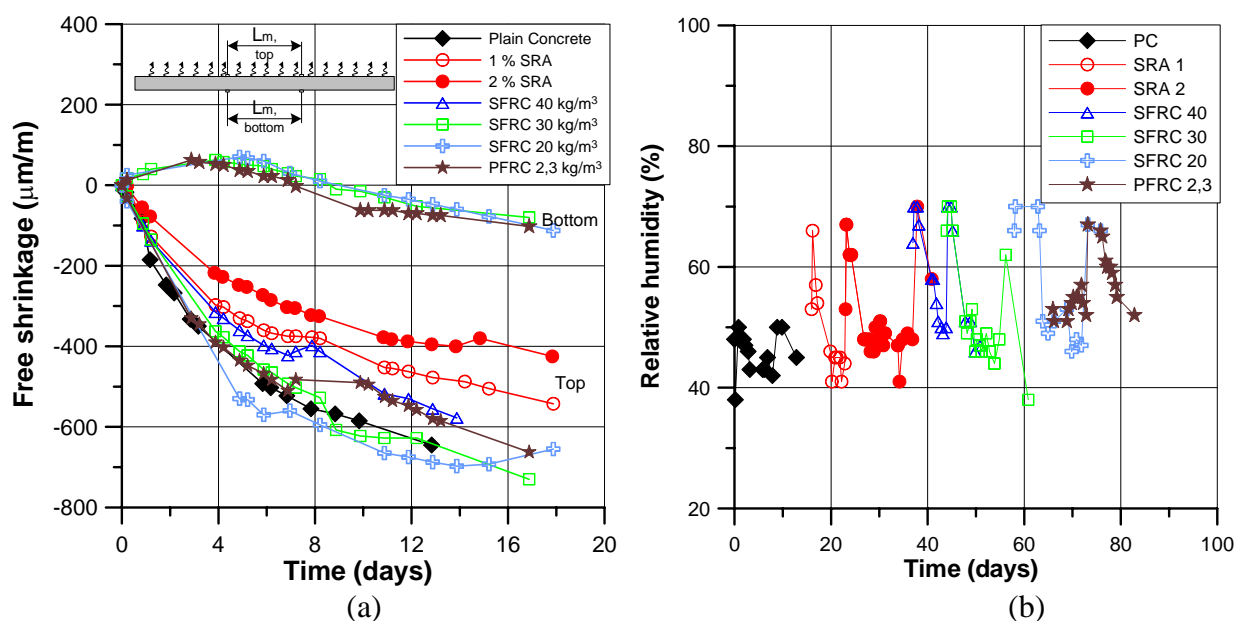


Figur 3 – Uppmätta last-nedböjningssamband från böjdragprovning utförd enligt Svenska Betongföreningens rapport nr 4 för de flesta av betongblandningarna (PC och SRA 1 har i stort sett samma respons som SRA 2). I (a) visas hela förloppet medan en begränsad del visas i (b).

2.2 Fri krympning

I Figur 4 (a) redovisas uppmätta fria krymprörelser medan omgivande relativa luftfuktighet visas i (b). Som synes gick det inte att uppnå ett stabilt klimat, vilket säkert hade inverkan på resultaten. Om kurvorna i (a) studeras kan man se att mätningar i vissa fall har gjorts både på över- och undersidan (top och bottom). Orsaken till den stora skillnaden är att uttorkning endast har tillåtits uppåt. Intressant är att man vid mätning på undersidan under de första dyggen mätte positiv töjning, vilket indikerar expansion. Detta beror på den ojämna fuktgradienten över tvärsnittet som leder till att provkroppen kröker.

Jämförs den uppmätta krympningen på ovansidan, Figur 4 (a), ser man bl a att krympreducerande tillsatsmedel hade en gynnsam effekt (SRA 1 och 2). Jämfört med referensbetongen (PC) var reduktionen i storleksordningen 25-40 % för 1 respektive 2 % tillsats. Det verkar dock som om även några av de övriga betongblandningarna avvek från referensen, speciellt betong med 40 kg/m³ stålfibrer (SFRC 40) och plastfibrer (PFRC 2,3). Sannolikt beror detta dock mer på det växlande klimatet än på fibrerna.

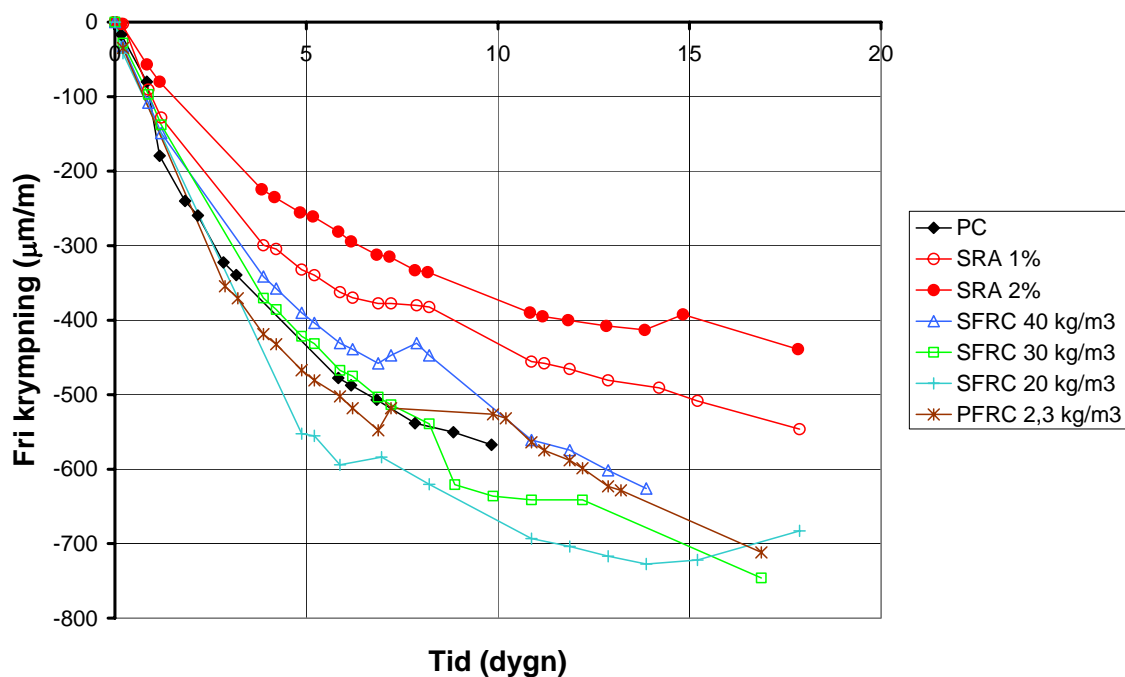


Figur 4 – (a) Uppmätt fri krympning på den övre ytan på samtliga prov samt på den undre ytan på några av proven. (b) Registrerad relativ fuktighet i klimatrumsrummet under respektive försök.

I Betonghandboken – Material finns metoder att beräkna krympning. Bland annat beskrivs en faktor som kan användas för att ta hänsyn till omgivningens RH enligt:

$$\gamma_{RH} = 1,14 \cdot \left(1 - (RH / 100)^3\right)$$

I Figur 5 har denna faktor använts för att normera ovan visade krympkurvor. I beräkningarna har ett medelvärde på luftens RH under försöksperioden använts. Även i detta fall kan man se att betong med krympreducerare krympte mindre än referensen. Dessutom verkar det som om de fiberarmerade betongsorterna, med undantag för SFRC 20, har en relativt god överensstämmelse med referensbetongen.

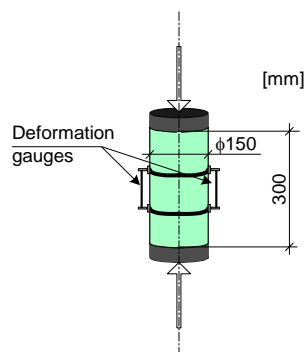


Figur 5 – Fri krympning på övre ytan omräknad med hänsyn till genomsnittlig relativ fuktighet under försökstiden i enlighet med BHB-Material.

2.3 Krypning

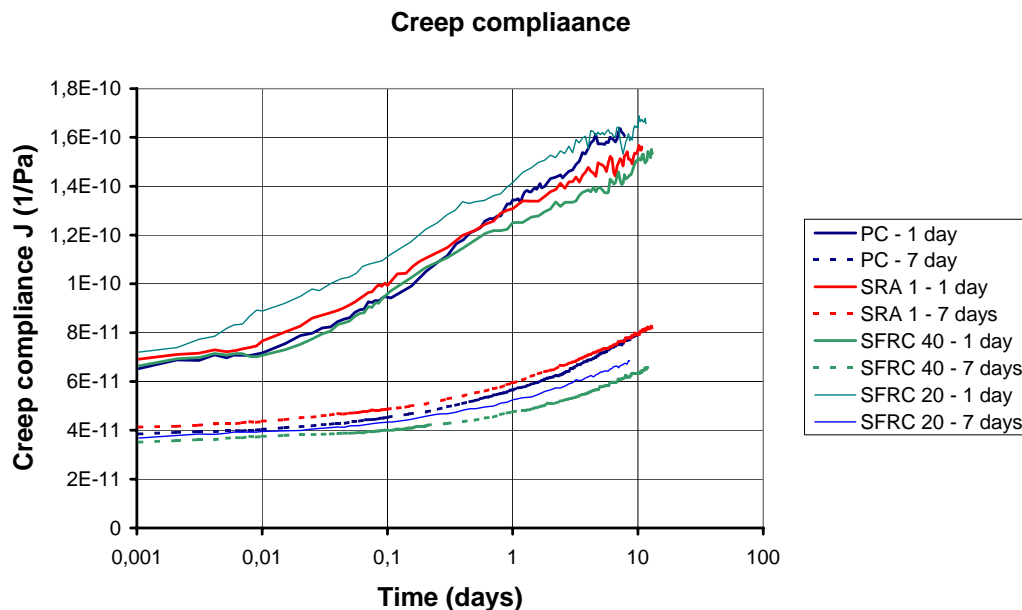
Betongens krypning har en avgörande betydelse för spricktillväxten vid långtidsbelastningar, såsom krypning, genom att den tenderar att relaxera eller minska spänningarna med tiden. Allmänt sägs det att krypningens storlek i princip överensstämmer med krympningen, dvs betong som krymper mycket har ofta även hög krypning. Detta innebär att sannolikheten för sprickor inte nödvändigtvis behöver öka bara för att man använder en krympbenägen betong.

Krypegenskaper i de aktuella fallen har undersökts genom att en konstant belastning har lagts på en betongcylinder enligt Figur 6 varefter deformationerna av provkroppen har följts under en period av ca 10 dagar. Belastning har skett vid två olika tillfällen 1 och 7 dygn. Tanken är att man på detta sätt skall få tillräckligt med information för att bedöma både långtidskrypning och även krypning för belastning vid andra åldrar.



Figur 6 – Princip för krypförsök.

Resultat i form av sk krypkomplians för provade betongsorter redovisas i *Figur 7*. Komplians har här beräknats som töjning dividerat med den spänningen av den konstanta belastningen.



Figur 7 – Krypcomplians för några av betongsorterna för belastning vid 1 respektive 7 dygn.

Resultaten i *Figur 7* visar att krypningen i stort sett är densamma för de olika proven. Det verkar således som om krypningen inte påverkas i någon större utsträckning av fibrer eller krympreducerare utan snarare står i proportion till pastavolym och vattenmängd etc, som var konstant. Man kan dock se att betong som belastades vid 1 dygns ålder kröp mer än vid 7 dygn. Detta var förväntat eftersom ung betong är mer krypbenägen än äldre.

2.4 Förhindrad krympning

En ny provningsutrustning för utvärdering av sprickrisk i betong utsatt för mothållen krympning har utvecklats i projektet. Enligt *Figur 8* utgörs denna av en stålbalk på vilken två ändstöd, i form av L-stål, fästs på ett avstånd av 1000 mm. Spricktillväxten undersöks hos pågjutningar som spänns fast mellan stöden med hjälp av gängstänger. För att förhindra att sprickor uppträder närmast stöden görs betongen en aning tjockare i ändzonerna genom att placera ett plattstål i botten. Fastlåsning mot underlaget motverkas dels genom noggrann rengöring och inoljning före varje försök samt genom att ta bort en kil som delar plattstålet på hälften enligt ritningen.

Vid provning i krympringarna har deformationen följts genom manuella mätningar mellan mätpunkter som limmats på betongens övre yta. Avståndet mellan två sådana punkter var 200 mm och den första punkten var placerad 100 mm från respektive ändstöd. Totalt blev det således 4 mätsträckor på varje provkropp med längden 1000 mm. Dessutom mättes enligt figuren deformation mellan ena stödet och stålbalken samt mellan stålbalken och betongen. Avsikten var att kontrollera stödförskjutning och eventuellt släpp mellan betong och stöd.

Intressant är dock att följa vad som händer efter att sprickan har uppstått. I referensbetongen ökar vidden snabbt medan den ospruckna betongen drar ihop sig och närmar sig den fria krympkurvan. Detta visar att inga spänningar överförs i sprickzonen och att den ospruckna betongen därmed avlastas helt. Den skillnad som ändå blir i förhållande till fri krympning borde därmed utgöras av irreversibel töjning, till följd av krypning och möjlig kvarstående stöddeformation.

För betong med fibrer (b) bibehålls dock en viss spänningsnivå i sprickzonen, sk residualspänning, till följd av att fibrer överför kraft. Detta gör dels att sprickan inte öppnar sig lika mycket och dels att betongen utanför sprickzonen inte avlastas helt, vilket visar sig genom att skillnaden mot den fria krympkurvan blir större. I praktiken skulle detta kunna innebära att spänningsnivån på ett visst avstånd från en spricka kan bli tillräckligt hög för att en ny spricka skall kunna utbildas. Detta kräver dock ett visst bidrag från underlaget i form av antingen vidhäftning eller friktion.

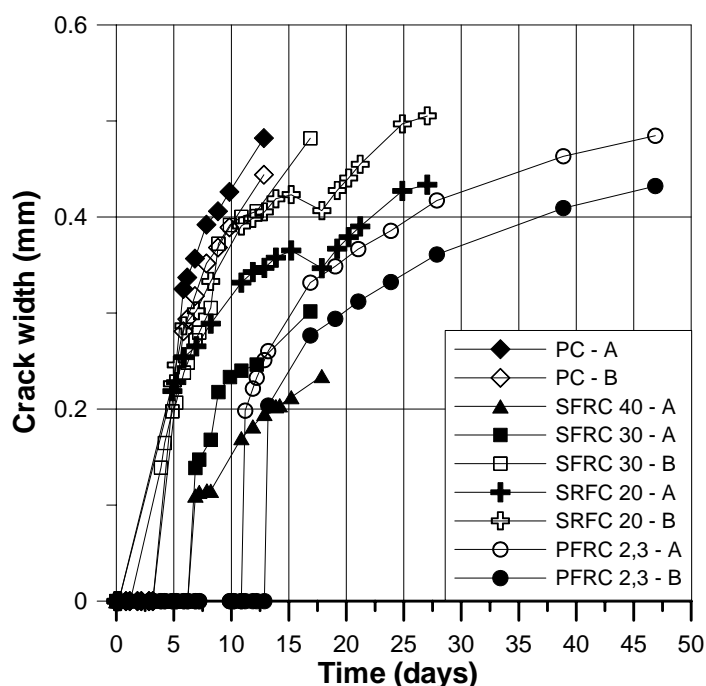
En sammanfattning av sprickorna som uppmätts i de olika fallen redovisas i *Figur 10*. Vid beräkning av sprickvidder har den ospruckna betongens töjning tagits hänsyn till enligt följande:

$$\Delta L_m = w_{cr} + \varepsilon_{sh} \cdot L_m$$

ΔL_m är den uppmätta deformationen över mätsträckan L_m , som utgörs av dels spricköppningen, w_{cr} , och dels töjningen hos den ospruckna betongen, ε_{sh} . Sprickvidden kan således beräknas med följande samband:

$$w_{cr} = \Delta L_m - \varepsilon_{sh} \cdot L_m$$

För t ex oarmerad betong, se *Figur 9* (a) uppmättes en maximal töjning vid 13 dygn på ca 1,8 mm/m medan medeltöjningen utanför sprickan var ca -0,55 mm/m. Med ovanstående formel motsvarade detta en sprickvidd på $(1,8 - (-0,55)) \cdot 0,2 = 0,47$ mm. Eftersom endast en spricka uppstod skall detta värde motsvaras av deformationen hos de ospruckna delarna utanför sprickzonen, dvs $0,55 \cdot 1 \text{ m} = 0,55$ mm. Överensstämmelsen är således ganska hygglig. De beräknade värdena stämmer även bra med observerade sprickvidder. I de flesta fall var dock okulärt bedömda vidder aningen mindre än beräknade sprickor, ca 0,05 mm.



Figur 10 – Sammanfattning av spricktillväxt i de fall sprickor uppstod.

Noterbart är att sprickor uppstod i samtliga fall utom för betong med krympreducerare. Det verkar vidare som om det krävs relativt hög fiberdosering för att med säkerhet få en gynnsam inverkan på sprickvidden. Vid 40 kg/m^3 stålfibrer sprack endast en av provkropparna (2 provkroppar provades parallellt vid varje försök). Dessutom var sprickvidden i den spruckna provkroppen avsevärt mindre än den som uppstod i de två oarmerade provkropparna, se även Figur 9. Även vid 30 kg/m^3 blev sprickan i en av provkropparna relativt fin medan den i den andra provkroppen blev betydligt grövre.

När det gäller stålfibrer kan man således konstatera att man vid doseringar lägre än ca 30 kg/m^3 knappast kan räkna med att få någon större armeringseffekt. Skillnaden i resultat mellan provkropp A och B, framför allt för SFRC 30, kan bero på spridning i fiberfördelning, se Tabell 3.

Intressant är även inverkan av plastfibrer. Vid försöket tog det betydligt längre tid innan sprickor uppstod jämfört med övriga försök. Vad detta beror på är oklart. En möjlighet är att krympningen kan ha varit större än för övrig betong, vilket tyvärr inte mättes i detta fall. Dessutom verkar det som om plastfibrerna har viss effekt även efter uppsprickning trots att residualhållfastheten enligt diskussion i avsnitt 2.1 var väldigt låg.

En sammanfattning av resultat kan ses i Tabell 3. Här redovisas tid till spricka, fri krympning vid spricka samt antal fibrer dels i sprickzonen och dels i genomsnitt, i fallet med stålfibrer. Genomsnittet har tagits fram genom att såga upp provkropparna i 10 delar och räkna synliga fibrer, se Figur 11. Den angivna fria krympningen är medelvärdet av uppmätta värden på över- respektive underkanten av provkropparna.

Tabell 3 – Sammanfattning av resultat från försök med förhindrad krympning.

Prov nr	Tid till spricka	ϵ_{sh} vid spricka	Antal fibrer	
	Dygn		$\mu\text{m}/\text{m}$	Genomsnitt
PC-A	3-6 d	150-200		
PC-B	3-6 d	150-200		
SFRC20-A	0-5 d	10-230		
SFRC20-B	0-5 d	10-230		
SFRC30-A	1-4 d	50-150	27 st	31 st
SFRC30-B	6-7 d	210-230	34 st	40 st
SFRC40-A	6-7 d	170-175	45 st	43 st
SFRC40-B	-	-	62 st	-
SRA1-A,B	-	-		
SRA2-A,B	-	-		
PFRC2,3-A	11 d	300		
PFRC2,3-B	12 d	330		

Av värdena i tabellen kan ses att en spricka i de flesta fall uppstod inom en vecka efter uttorkningsstart. Även om osäkerheten är stor, beroende på att en del sprickor uppstod under helger, så verkar den fria krympningen ha uppgått till ca 0,15-0,25 mm/m vid spricktillfället. Undantaget är den ena av provkropparna med 30 kg/m³ stålfibrer, där en spricka med säkerhet uppstod redan vid en fri krympning som var lägre än 0,15 mm/m. Detta kan möjligen indikera att det fanns en svaghetszon i provkroppen. Även i fallet med plastfibrer blev resultatet annorlunda. I detta fall, PFRC 2,3, krävdes det en fri töjning på upp mot 0,3 mm/m innan en spricka uppstod.

När det gäller fiberfördelningen kan konstateras att variationen var relativt stor. För 30 kg/m³ stålfibrer var antalet i sprickzonen 40 respektive 31 st. Detta kan vara förklaringen till den stora skillnaden i sprickviddsutveckling mellan de två provkropparna som kan ses i *Figur 10*. Underligt är dock att antalet fibrer i sprickzonen för båda provkropparna var högre än den genomsnittliga mängden. Tittar man istället på fallet med 40 kg/m³ var det genomsnittliga antalet 45 respektive 62 fibrer. Provkroppen med den höga mängden klarade sig utan synliga sprickor. För den spruckna provkroppen var dock genomsnittet högre än i sprickzonen, vilket verkar rimligt.

Orsaken till variationerna i fiberantal mellan provkropparna är att mängden betong är liten, endast ca 3,5 l per prov. Detta innebär att det blir väldigt svårt att ta ut en representativ betongmängd vid gjutningen. Även inom de enskilda provkropparna var variationen betydande, vilket kan anas om man studerar *Figur 11* i detalj. Standardavvikelseerna uppgick till mellan 6 och 16 fibrer för de fyra provkroppar som hittills studerats.

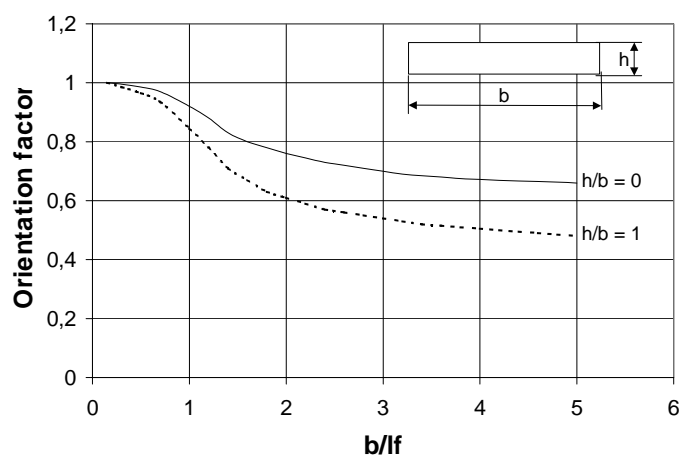


Figur 11 – Uppsågade provkroppar där synliga fibrer har markerats med röd färg.

Det finns även metoder för att teoretiskt räkna fram antalet fibrer som korsar ett tvärsnitt. Soroushian och Lee (1990) presenterade en modell där fibrernas orientering bestäms utifrån konstruktions- och fibergeometri, se Figur 12. Antalet fibrer kan sedan bestämmas med hjälp av följande formel:

$$N_f = \alpha \cdot \frac{\rho_f}{A_f} = 4 \cdot \alpha \cdot \frac{\rho_f}{\pi \cdot d_f^2}$$

där N är antal fibrer per areaenhet, α är orienteringsfaktorn, ρ_f är fibermängden uttryckt i volymsprocent och A_f är fibrernas tvärsnittsarea.



Figur 12 – Orienteringsfaktor enligt Soroushian och Lee (1990) som en funktion av konstruktions- och fibergeometri.

För de aktuella pågjutningarna var $h = 35$ mm, $b = 100$ mm och $l_f = 35$ mm (stålfibrer). Enligt diagrammet ovan blir orienteringsfaktorn i detta fall ca 0,63. Genomsnittligt antal fibrer i fallet med 40 kg/m^3 kan då beräknas som:

$$N = 4 \cdot \alpha \cdot \frac{\rho_f}{\pi \cdot d_f^2} \cdot b \cdot h = 4 \cdot 0,63 \cdot \frac{40/8000}{\pi \cdot 0,00054^2} \cdot 0,35 \cdot 0,1 = 48 \text{ st}$$

Motsvarande mängder för 30 och 20 kg/m^3 blir 36 respektive 24 st. Jämför man med värdena i *Tabell 3* ser man att överensstämmelsen är ganska hygglig. Kan man sedan uppskatta den kraft som varje fiber i genomsnitt kan överföra i en spricka skulle det med denna metod kanske även vara möjligt att bestämma vilken fibermängd som krävs för att fördela sprickor.

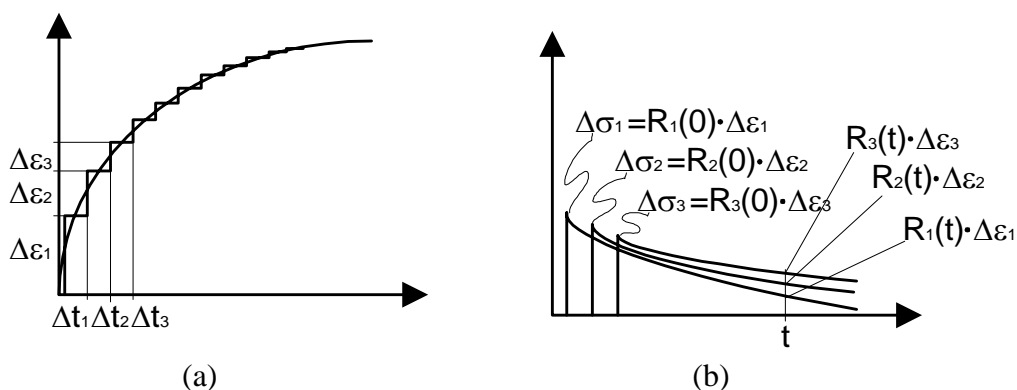
3. Beräkningar

3.1 Principiell metodik

En beräkningsmetodik har utarbetats för att i första hand kunna bedöma spänningstillväxten i de tidigare beskrivna pågjutningarna. Förhoppningen är dock att det i ett nästa steg även kommer att bli aktuellt att utveckla modellen för verkliga fall.

I princip görs beräkningarna enligt följande:

- ✓ Indelning i lämpliga tidssteg
- ✓ För varje tidssteg läggs krympning på i enlighet med uppmätta värden.
- ✓ Motsvarande momentana spänning i betongen beräknas som e-modul multiplicerat med krymptöjning. Spänningen relaxerar dock efter hand till följd av betongens krypning. Detta tas hänsyn till genom att istället för e-modul använda en sk relaxationskurva som beror på ålder vid pålastning och belastningens varaktighet.
- ✓ Vid varje tidpunkt summeras sedan spänningarna från varje tidssteg.



Figur 13 – Principiell metodik för bestämning av spänningar. (a) Fri krympning indelat i steg. (b) Inverkan av relaxation på spänningarna.

Exempel)

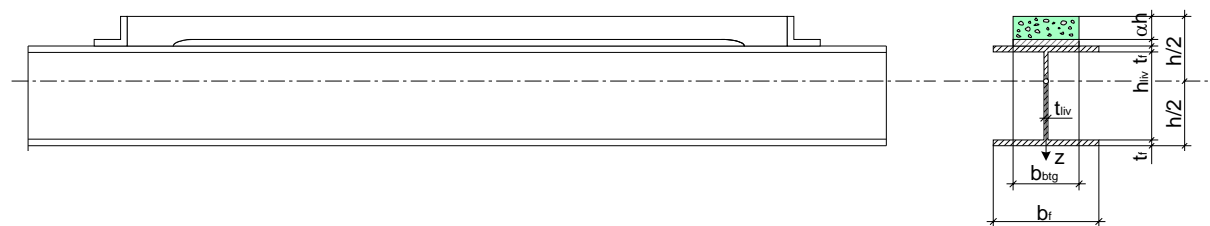
Tid	$\Delta\varepsilon_i$	$R_1(t,t_0)$	$R_2(t,t_0)$	$R_3(t,t_0)$	$\Delta\sigma_1$	$\Delta\sigma_2$	$\Delta\sigma_3$	σ_{tot}
Dygn	$\mu\text{m/m}$	GPa	GPa	GPa	MPa	MPa	MPa	MPa
1	0				0	0	0	
1,25	50	15			0,75	0	0	0,75
1,5	50	13	16		0,65	0,8	0	1,45
1,75	50	11	14	17	0,55	0,7	0,85	2,1

Vid tidpunkten 1,25 dygn efter gjutning ökas krympningen med $\Delta\varepsilon_1 = 50 \mu\text{m/m}$. Aktuell relaxationskurva för pålastning vid 1,25 dygn ger ett startvärde på 15 GPa (motsvarar e-modulen). Momentant kan spänningen då beräknas som $R \cdot \Delta\varepsilon_1 = 0,75 \text{ MPa}$. 1,5 dygn efter gjutning ökas sedan krympningen med ytterligare $50 \mu\text{m/m}$, vilket ger en momentan spänning på 0,8 MPa om man antar att relaxationen för pålastning vid 1,5 dygn är 16 GPa. Samtidigt har spänningen till följd av den första pålastningen minskat något till följd av relaxation. I exemplet antas en relaxation efter 0,25 dygns belastning på 13 GPa, vilket innebär att spänningen har avtagit till 0,65 MPa. Summeras spänningen vid 1,5 dygn erhålls således 1,45 MPa. Vid nästa pålastning efter 1,75 dygn har spänningen av den första pålastningen relaxerat ytterligare till 0,55 MPa. Även spänningen från den andra pålastningen har här relaxerat en aning till 0,7 MPa. Summeras spänningarna vid 1,75 dygn erhålls då 2,1 MPa.

Genom att jämföra de beräknade dragspänningarna med tillväxten av draghållfasthet i betongen kan man bedöma när en spricka uppstår.

3.2 Anpassning till aktuella försök

Ovan beskrivna metodik kan av olika skäl inte användas direkt för de aktuella försöken eftersom stålbalcken inte ger fullt tvång. Tvånget kan enligt metod beskriven i t ex Silfwerbrand (2001) tas hänsyn till genom att sätta upp kraft- och momentjämvikt för systemet som visas i *Figur 14*.



Figur 14 – Geometri hos krymprigg.

Normalkraften kan bestämmas på följande sätt:

$$N = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(z) \cdot b(z) \cdot dz = \int_{-h/2}^{-h/2+ch} E_c \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z + \varepsilon_{sh}(z)) \cdot b_{btg} \cdot dz + \int_{-h/2+ch}^{-h/2+h_{btg}} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_{btg} \cdot dz + \int_{-h/2+h_{btg}+h_f}^{-h/2} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_f \cdot dz + \int_{-h/2+h_{btg}+h_f}^{h/2-h_f} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot t_{liv} \cdot dz + \int_{h/2-h_f}^{h/2} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_f \cdot dz$$

Momentet bestäms med följande formel:

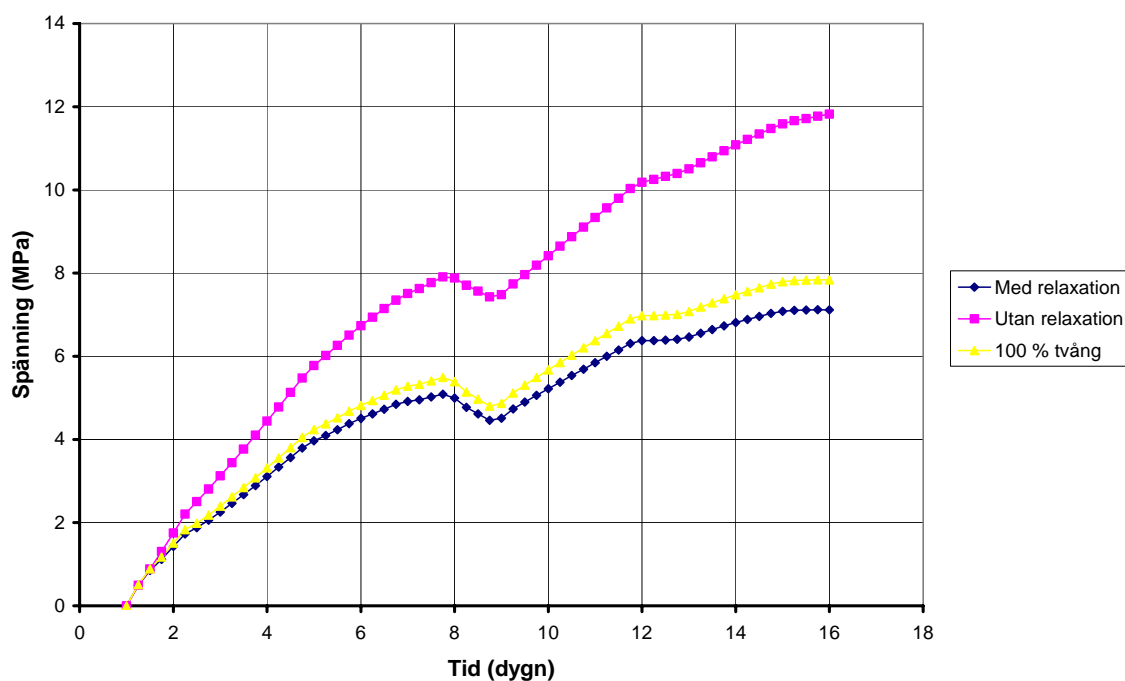
$$M = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma(z) \cdot b(z) \cdot z \cdot dz = \int_{-h/2}^{-h/2+ch} E_c \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z + \varepsilon_{sh}(z)) \cdot b_{btg} \cdot z \cdot dz + \int_{-h/2+ch}^{-h/2+h_{btg}} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_{btg} \cdot z \cdot dz + \int_{-h/2+h_{btg}+h_f}^{-h/2} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_f \cdot z \cdot dz + \int_{-h/2+h_{btg}+h_f}^{h/2-h_f} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot t_{liv} \cdot z \cdot dz + \int_{h/2-h_f}^{h/2} E_s \cdot (\varepsilon_0 + \kappa \cdot z) \cdot b_f \cdot z \cdot dz$$

I ovanstående uttryck skall E_c ersättas med aktuellt relaxationsvärde R . Dessutom kommer krympningen $\varepsilon_{sh}(z)$ att variera över tvärsnittshöjden eftersom uttorkningen är ensidig.

Vid varje tidpunkt läggs således en viss krympfördelning på, motsvarande uppmätta värden på under- respektive överytan av pågjutningen. Krympriiggens deformation, beskrivet av ε_0 och κ , bestäms sedan genom att sätta $N=M=0$ eftersom inga yttre krafter påverkar systemet.

3.3 Resultat från beräkningar

I *Figur 15* visas resultat från några beräkningar där fri krympning motsvarande den som uppmättes för betong med 40 kg/m^3 stålfibrer använts som "last". De redovisade spänningarna har beräknats i överkanten på betongtvärsnittet. I beräkningarna, som genomförts i enlighet med tidigare beskrivning, har inverkan av tvång respektive relaxation studerats. Fallet med 100 % tvång har här modellerats genom att sätta elasticitetsmodulen för stålet till ett väldigt stort tal ($2,1 \cdot 10^{100} \text{ GPa}$).



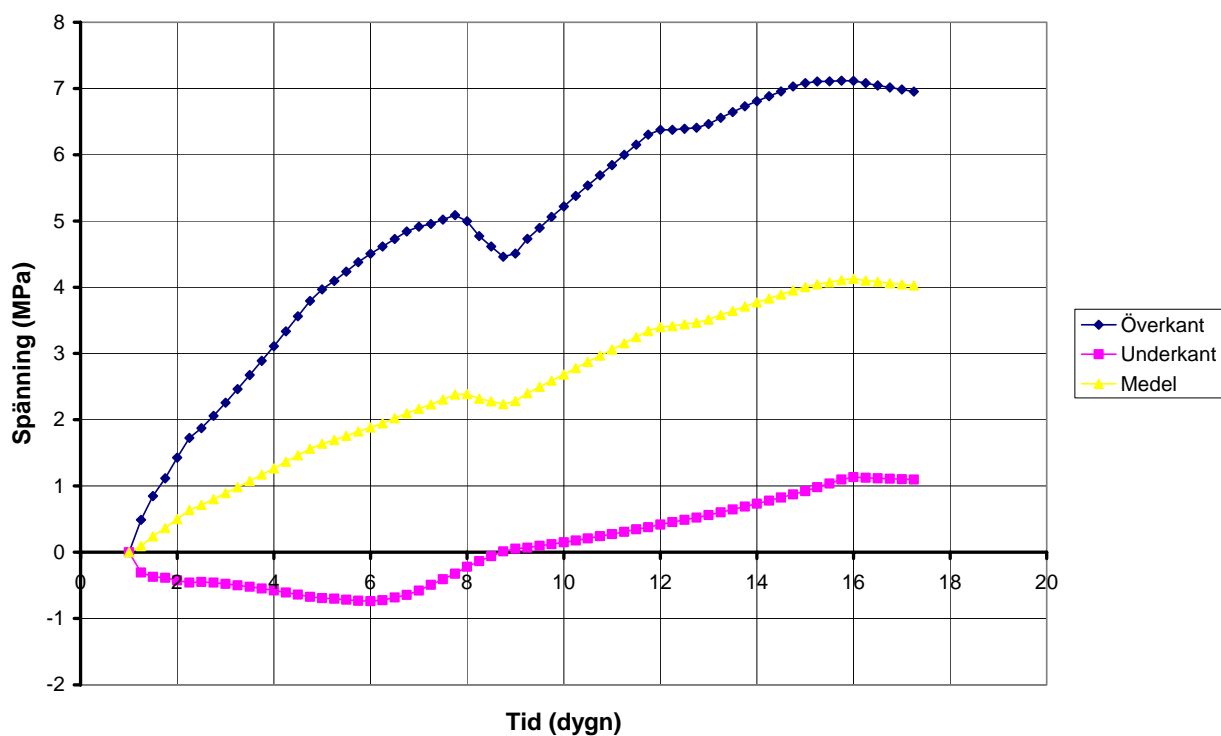
Figur 15 – Beräknad spänning för betong med 40 kg/m^3 stålfibrer (SFRC40). I diagrammet visas dels inverkan av eftergivlighet från krymprigg och dels effekten av betongens relaxation.

Baserat på resultaten i Figur 15 kan man se att balkens eftergivlighet gör att spänningarna i slutet blir ca 0,7 MPa lägre, vilket ungefär motsvarar ett tvång på 90 % i det aktuella fallet.

När det gäller betongens relaxation, som har beräknats utifrån tidigare beskrivna krypförsök, kan man konstatera att effekten är avsevärt större. Spänningarna blir ca 5 MPa, eller 40 %, lägre i slutet till följd av relaxation. För att kunna bedöma sprickrisken i en konstruktion är det således viktigt att ta hänsyn till betongens krypning.

Genom att uttorkning endast har tillåtits genom den övre ytan hos pågjutningarna har en krympgradient uppstått över tvärsnittet. Enligt utförda mätningar av fri krymprörelse har överytan dragit ihop sig ganska hastigt medan rörelsen på undersidan, åtminstone till en början, gick i motsatt riktning till följd av provkroppens krökning. I Figur 16 visas spänning av ojämn krypning för fallet med 40 kg/m^3 stålfibrer, SFRC 40, beräknad utifrån ett antagande om linjär töjnings/spänningsfördelning över tvärsnittet. Även den genomsnittliga spänningen visas i figuren.

Överkantsspänningen ökar som synes snabbt i början och når säkerligen betongens draghållfasthet redan inom 3-4 dygn efter uttorkningsstart. Däremot dröjer det ca en vecka innan spänningsnivån i underkanten övergår från tryck till drag.



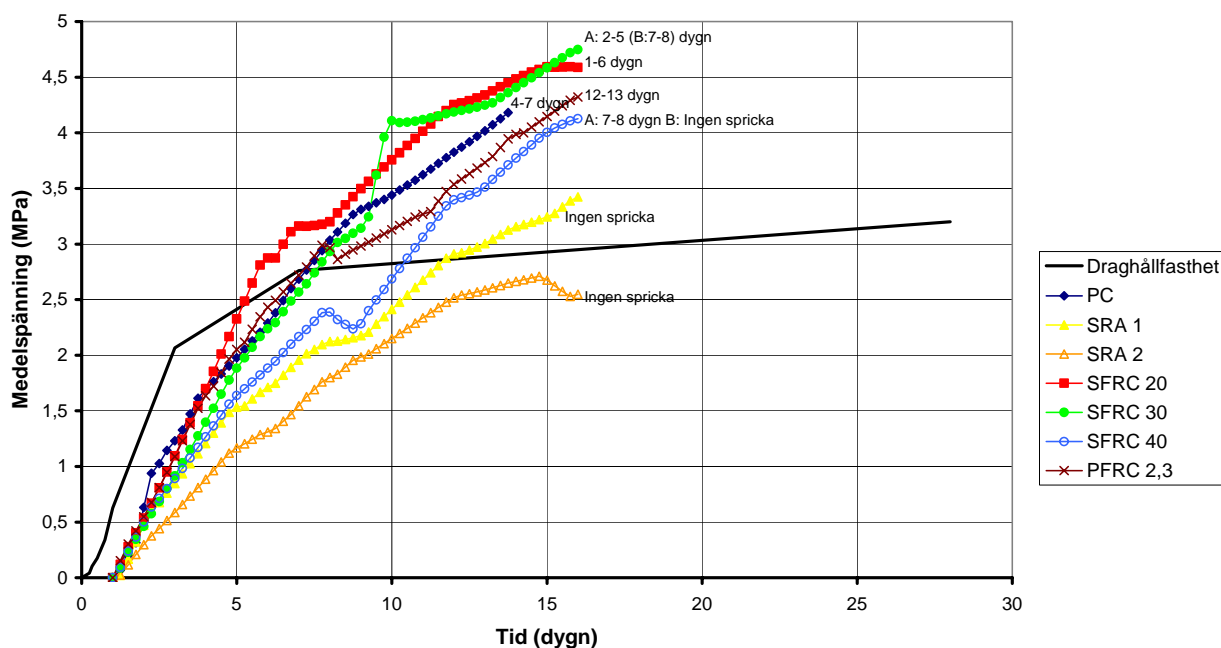
Figur 16 – Beräknad spänning i pågjutningens över- respektive underkant samt medelvärde för betong med 40 kg/m^3 stålfibrer (SFRC 40).

Så fort draghållfastheten överskrider uppstår en eller flera sprickor. I ytskiktet kommer därför mikrosprickor sannolikt att uppstå redan i ett tidigt skede. På grund av den ojämna spänningsfördelningen är det dock svårt att avgöra vid vilken tidpunkt en genomgående spricka slår upp. Möjligen bestäms detta av tvärsnittets medelspänning.

Beräknad medelspänning från samtliga försök i serien visas i *Figur 17*. Även tidpunkten då genomgående sprickor har uppstått har noterats i diagrammet på respektive kurva. Draghållfastheten $f_{ct}(t)$ har uppskattats ur följande samband:

$$f_{ct}(t) = f_{ct}^{28d} \cdot \left(f_{cc}(t) / f_{cc}^{28d} \right)^{1,3}$$

där f_{ct}^{28d} är draghållfastheten vid 28 dygn, f_{cc}^{28d} är tryckhållfastheten vid 28 dygn och $f_{cc}(t)$ är beräknad tryckhållfasthet vid olika ålder baserad på tendenskurvor för byggcement.



Figur 17 – Beräknade medelspänningar för samtliga pågjutningar i försöksserien samt uppskattad kurva för draghållfasthet. Antal dygn till uppsprickning i försöken har noterats på respektive kurva.

Av resultaten som visas i *Figur 17* framgår att beräknad tidpunkt för spricka inte alltid stämmer överens med observerad spricka. För PC, SFRC 20 och SFRC 30 överskrids den antagna draghållfastheten ungefär vid 5-7 dygns ålder. Vid försöken observerades sprickor för motsvarande provkroppar mellan 1-8 dygn, vilket således innebär relativt hygglig överensstämmelse. Orsaken till osäkerheten är som tidigare nämnts att sprickor i många fall uppstod under helger då deformationsmätning inte utfördes.

För fallet med 40 kg/m^3 stålfibrer, SFRC 40, uppstod en spricka efter 7-8 dygn i den ena av provkropparna. Beräkningarna visar dock att det borde ha tagit ytterligare några dygn. För fallen med krympreducerare, SRA 1 och 2, observerades inga sprickor under försöksperioden. Enligt den uppskattade medelspänningen överskreds dock draghållfastheten för den lägre doseringen (1 %) efter ca 12 dygn.

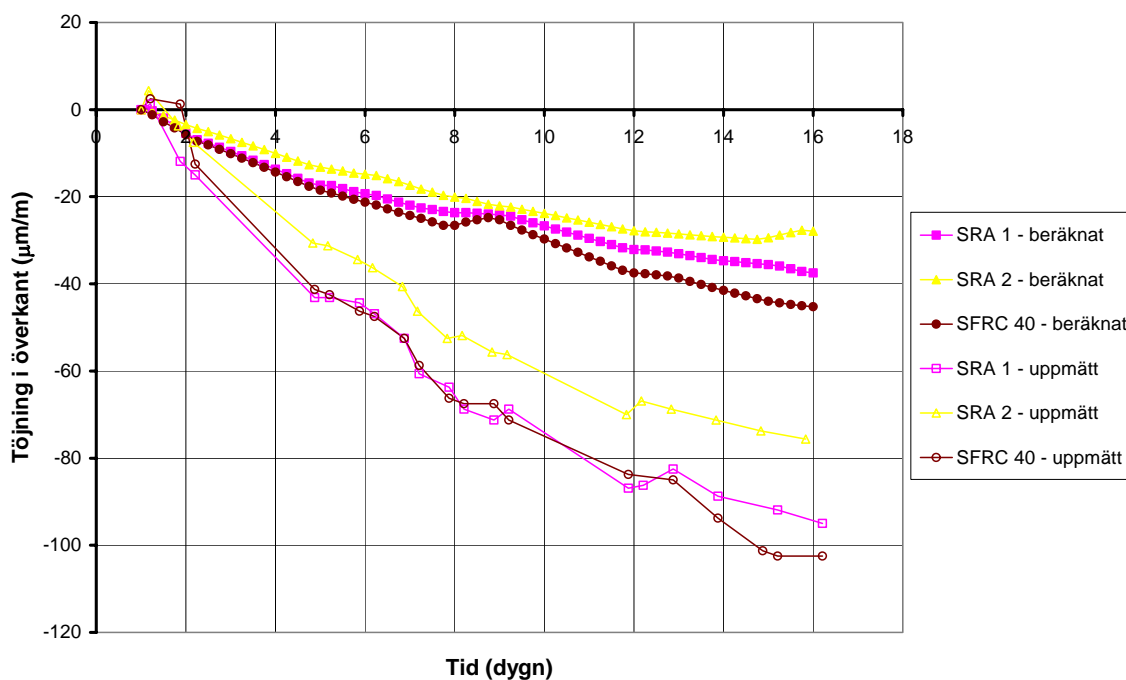
Noterbart är vidare att det för betong med plastfibrer, PFRC 2,3, dröjde ända upp till ca 12 dygn innan sprickor uppstod medan beräkningarna visade att de borde ha uppstått redan efter ca 7 dygn.

Det finns vissa osäkerheter i beräkningarna som har påverkan på resultaten. Som även tidigare nämnts är det inte säkert att genomgående sprickor uppstår då medelspänningen överskrider draghållfastheten. Dessutom kan man utifrån genomförda mätningar på provkropparnas ytor inte veta hur töjnings- och därmed spänningsfördelningen över hela tvärsnittet ser ut. Sannolikt är dock fördelningen inte linjär, som ju har antagits i beräkningarna.

Vidare har betongens draghållfasthet inte undersökts i någon större utsträckning. En del försök med indirekta metoder, spjälk- och balkprovning, har som beskrivits i avsnitt 2.1

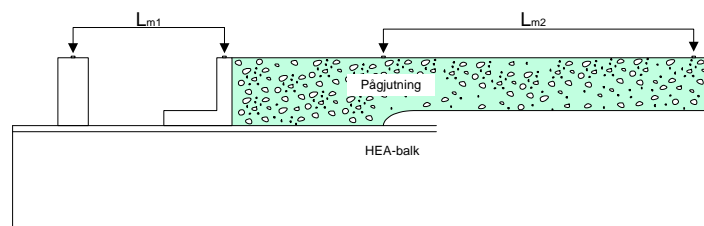
utnyttjats för bestämning av hållfasthet vid vissa tidpunkter. Utifrån dessa värden är det dock svårt att dra några direkta slutsatser om draghållfastheten, framför allt till följd av stor spridning. Nivån på slutvärdet, dvs ca 3,2 MPa, verkar dock rimligt för den aktuella betongtypen.

Viktigt att nämna är även att beräknade deformationer inte helt överensstämde med uppmätta. I Figur 18 visas beräknade och uppmätta töjningar på överkanten för de pågjutningar som inte sprack, SRA 1, SRA 2 samt den ena av provkropparna med 40 kg/m³ stålfibrer. De uppmätta töjningarna var som synes ungefär dubbelt så stora som de beräknade. En sannolik orsak kan vara att stöden försköts en aning under provningen, vilket inte har tagits hänsyn till i modellen.



Figur 18 – Beräknade och uppmätta töjningar på ospruckna provkroppars (SRA 1, SRA 2 och en av SFRC 40) överkant.

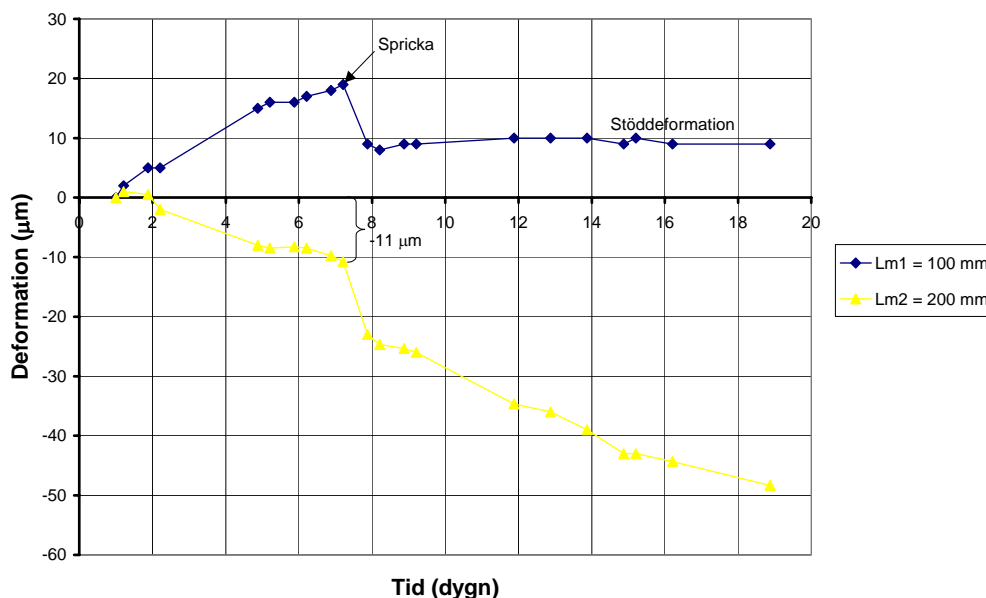
Vid några av försöken kontrollerades stödförskjutningen i förhållande till stål balkens överfläns i enlighet med Figur 19. Deformation mättes här mellan stödet och en på balkens överfläns svetsad stålbit ($L_{m1} = 100$ mm). Mätningarna gav således information om stödets förskjutning i förhållande till stål balken. Enligt tidigare mättes även betongens deformation över fyra mätsträckor à 200 mm, L_{m2} i figuren.



Figur 19 – Princip för mätning av stöddeformationer.

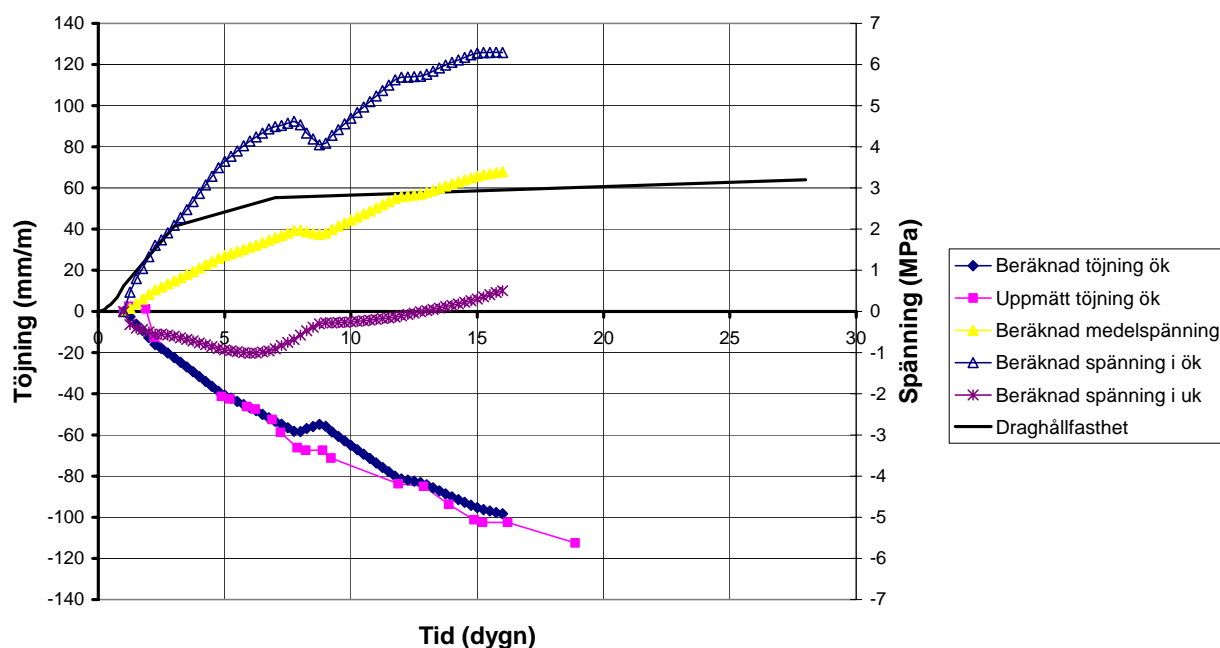
I Figur 20 visas ett exempel på uppföljning av deformationer för betong med 40 kg/m^3 stålfibrer, SFRC 40. Under den första veckan ökade avståndet mellan stöd och stålbit, L_{m1} , samtidigt som betongen drog ihop sig, L_{m2} . Vid ca 7-8 dygn uppstod en spricka i betongen, vilket åtminstone till viss del avlastade stödet. Stödets deformation, L_{m1} , vid denna tidpunkt är ca $19 \mu\text{m}$ medan storleken på betongens kontraktion, L_{m2} , vid den aktuella tidpunkten var $-11 \mu\text{m}$ över en mätsträcka på 200 mm, dvs $-55 \mu\text{m}$ för hela provkroppen med längden 1000 mm.

Orsaken till att betongen rör sig är utöver stöddeformation även att stålbalken inte är helt oeftergivlig. Resultat från tidigare diskuterade beräkningar visade att töjningen vid 7,5 dygn var ca $-25 \mu\text{m/m}$, se SFRC 40 i Figur 18. Stöddeformationen borde därmed ha varit i storleksordningen $-25 + 55 = 30 \mu\text{m}$, eller skillnaden mellan uppmätt och beräknad deformation. Detta kan också stämma under förutsättning att det andra stödets deformation var ca $11 \mu\text{m}$ vid samma tidpunkt ($11+19 = 30$). Tyvärr utfördes mätningar dock endast vid ett av stöden.



Figur 20 – Uppmätta deformationer på en av provkropparna (den spruckna) med 40 kg/m^3 stålfibrer, SFRC 40. L_{m1} och L_{m2} enligt Figur 19.

Oavsett vad som ligger bakom deformationerna före uppsprickning går det att uppskatta och ta hänsyn till tvånget genom att jämföra beräknade och uppmätta deformationer. Ett enkelt sätt att addera effekten av reducerat tvång är att minska krympriggens styvhet. Här har detta gjorts genom att sänka stålbalkens E-modul från 210 till 80 GPa. Resulterande fria töjningar och spänningar från beräkningar med fri krympning samma som i försök SFRC 40 visas i Figur 21. Som jämförelse visas även uppmätta fria töjningar på överkanten hos motsvarande provkropp.



Figur 21 – Beräknade och uppmätta fria töjningar på betongkroppens överkant samt beräknade spänningar i över- och underkant respektive i mitten av tvärsnittet för pågjutning med 40 kg/m^3 stålfibrer, SFRC 40. Jämfört med resultaten i Figur 17 och Figur 18 har beräkningarna modifierats genom att reducera stålbalkens E-modul till 80 GPa.

Som synes blev överensstämmelsen i detta fall väldigt god mellan beräknade och uppmätta töjningar. Detta borde även innebära att de beräknade spänningarna stämmer bättre överens med verkligheten än tidigare redovisade. Om man jämför med resultaten redovisade i Figur 17 är det tydligt att spänningarna, som förväntat, reducerades en aning till följd av att E-modulen sänktes. I detta fall överskred medelspänningen den uppskattade draghållfastheten efter ca 13 dygn att jämföra med 10-11 dygn i föregående fall. Man kan vidare konstatera att slutvärdet vid 16 dygn sjönk från 4,1 till 3,4 MPa.

Tvånget har med andra ord väldigt stor betydelse för resultaten. Det är därmed viktigt vid eventuellt fortsatta försök att antingen förhindra stöd deformationer eller att mer noggrant kontrollera dem.

4. Diskussion och slutsatser

4.1 Allmänt

Avsikten med studien som genomförts inom del A i projektet har varit att undersöka inverkan av materialegenskaper på spricktillväxten i betong utsatt för tvångskrafter. En enkel testrigg har därför utvecklats, i vilken tunna betongprover spänns fast i ändarna och där vidhäftning mot underlaget är i det närmaste försumbar. Genom att utsätta betongen för ensidig uttorkning har tillväxten av sprickor kunnat studeras. Provningsmetodiken kan liknas vid ett enaxiellt dragförsök, där lasten utgörs av uttorkningskrympning.

Sju olika betongsammansättningar har provats med den beskrivna metoden. I försöksprogrammet ingick förutom referensbetongen även betong med stålfibrer i olika mängd, plastfibrer samt krympreducerande medel.

Vid samtliga försök har utvecklingen av fri krympning följts parallellt med den förhindrade krympningen. Även krypegenskaper och utveckling av draghållfasthet har uppmätts för en del av de provade betongsorterna. Härigenom har tillräcklig information erhållits för att slutsatser skall kunna dras avseende materialegenskapernas inverkan på spricktillväxten.

När det gäller provningsmetodiken som sådan, riggen för mothållen krympning, verkar det som om den är passande för ändamålet, dvs att studera sprickbildning. Däremot krävs det sannolikt någon modifiering av ändstöden för att säkerställa full fastlåsning. I hittills genomförda försök har viss stödförskjutning noterats, vilket inte är önskvärt eftersom det leder till minskat tvång med minskande spänningsnivåer som följd.

4.2 Diskussion av försöksresultat

I undersökningen har samma typ av betong använts genomgående, motsvarande självkompakterande betong C28/35 med D_{\max} 8 mm. Förutom referensbetongen har även betong med olika mängder stålfibrer och plastfibrer samt två olika doseringar med krympreducerande medel undersökts. Provningsen inkluderar studier av fri- och förhindrad krympning samt i viss mån utveckling av draghållfasthet och krypegenskaper.

När det gäller fri krympning visar resultat från försöken att krympreducerande medel har en gynnsam effekt. Vid tillsats av 1 respektive 2 % Sika C40 (krympred) reducerades krympningen med i storleksordningen 25 á 40 %. Ett bekymmer var dock att det omgivande klimatet varierade mellan försöken, vilket gör det svårt att helt säkert bestämma nivån på reduktionen. Klimatvariationen, som främst bestod av att den relativa fuktigheten pendlade mellan ca 40 och 70 %, berodde på dålig styrning av miljön i klimatrummet.

När det gäller krypegenskaper var utvecklingen likartad för de undersökta betongtyperna, dvs referensbetong, krympreducerad betong och stålfiberbetong. Det verkar således som om betongens sammansättning, dvs D_{\max} , vct, cementmängd, pastamängd mm, har större betydelse än tillsats av fibrer eller krympreducerande medel.

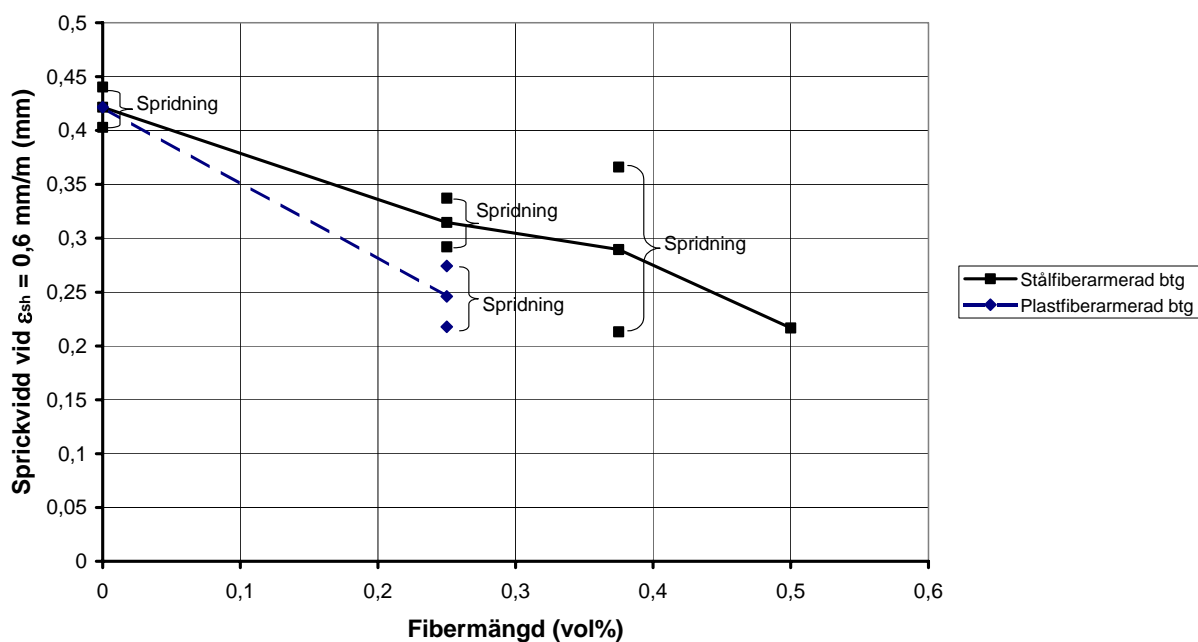
Skillnaden var dock stor när det gäller sprickutveckling hos provkropparna utsatta för förhindrad krympning. Till att börja med kan konstateras att sprickor helt kunde undvikas i de fall där krympreducerande medel användes. Av detta kan man dra slutsatsen att krympreduktionen var tillräcklig för att förhindra att spänningsnivån i betongen uppnådde draghållfastheten.

För övriga sammansättningar, referens och fiberarmerad betong, uppstod sprickor, eller snarare en genomgående spricka. Tidpunkten för uppsprickning skiljde sig dock åt, vilket troligen hade mer med variationen i det omgivande klimatet att göra än inverkan av fibrer. Intressant var dock att sprickor i provkropparna med plastfibrer inte slog upp förrän efter ca 11-12 dygn medan motsvarande tid för övriga prov var ca 2-7 dygn.

I någon mån kunde man vidare konstatera att både stål- och plastfibrer hade en viss begränsad inverkan på sprickvidden, se *Figur 22*. En svårighet vid utvärderingen är dock att det fria

krympförloppet skiljde sig en del åt mellan de olika försöken. I figuren har detta tagits hänsyn till genom att välja sprickvidden vid samma värde, 0,6 mm/m, på den fria krympningen mätt i överkanten hos pågjutningen. Givetvis är detta inte helt korrekt eftersom hänsyn även måste tas till kryp effekter och att betongens e-modul förändras med tiden.

Om man ändå studerar värdena i diagrammet så ser man att sprickvidden minskar med en ökande mängd stålfibrer. Vid 0,5 vol%, eller 40 kg/m³, stålfibrer var sprickvidden endast ca hälften så stor som för oarmerad betong. Med denna metod verkar det vidare som om plastfibrer var effektivare än stålfibrer vid samma dosering räknat i volym. Detta är anmärkningsvärt med tanke på att den plastfibrerarmade betongen i detta fall hade avsevärt sämre residualhållfasthet än de stålfibrerarmade betongerna.



Figur 22 – Sprickvidd som funktion av fibermängd för betong med stålfibrer typ Dramix 65/35 och plastfibrer typ Strux 90/40. För att kunna jämföra resultaten har sprickvidden valts som aktuellt värde vid en fri krympning i överkant pågjutning av 0,6 mm/m.

Viktigt att notera är även att två provkroppar ingick i varje försök, där sprickvidderna i Figur 22 representerar ett medelvärde. I fallet med oarmerad betong och betong med 0,25 % stål- och plastfibrer var sprickvidderna relativt lika för de två provkropparna. Däremot för 30 kg/m³ stålfibrer blev spridningen stor. Sprickvidden var ca 0,37 mm i den ena pågjutningen medan motsvarande värde i den andra endast var ca 0,22 mm. I fallet med den högsta mängden, 0,5 %, slutligen uppstod en spricka endast i en av provkropparna.

Spridningen kan sannolikt förklaras med svårigheten att uppnå jämn fiberfördelning i betongen, vilket delvis beror på provkropparnas begränsade storlek. En närmare studie visade att antalet fibrer verksamma i ett tvärsnitt hos pågjutningarna varierade med upp till ca 25 % i fallet med stålfibrer. Helt klart har detta stor inverkan på spricktillväxten. Vid eventuellt fortsatta provningar är det således viktigt att försöka begränsa spridningen. Exempelvis bör man säkerställa att en representativ mängd betong används vid gjutning. Dessutom måste

påfyllnad av formen ske på ett genomtänkt sätt så att fiberorienteringen inte varierar utefter pågjutningens längd.

4.3 Beräkningar

En beräkningsmodell som inkluderar både betongens tillväxande styvhet och krypning under långtidslast samt riggens eftergivlighet har utvecklats. I modellen används uppmätt fri krympning som last, varefter man genom stegvis iteration beräknar spänningsnivån i olika delar av betongtvärsnittet. Resultat från beräkningarna har sedan jämförts med en antagen draghållfasthetskurva.

Principiellt är det så att en spricka antas uppstå då spänningsnivån i pågjutningarna uppnår betongens draghållfasthet. Ett problem med de aktuella försöken, och därmed även beräkningarna, var dock att spänningarna över tvärsnittet varierade till följd av den ensidiga uttorkningen. Det blir därmed svårt att uppskatta den exakta tidpunkten för en spricka eftersom draghållfastheten i överkant överskrids i ett tidigt skede medan den undre delen av pågjutningen fortfarande är under tryck. Om man antar att en genomgående spricka uppstår då medelvärdet på spänningarna över tvärsnittet uppnår draghållfastheten verkade det dock i flera fall som om beräknad tid stämde relativt bra överens med observerad tid för spricka.

Oavsett precision är det intressant att studera hur resultaten påverkas av olika parametrar. Det visade sig bl a att spänningsnivån reducerades med ca 40 % till följd av relaxation. Betongens krypning är således en faktor som måste beaktas vid beräkningar av tvångsspänningar. Vidare kunde konstateras att riggen teoretiskt gav upphov till ungefär 90 % tvång. I verkligheten, dvs vid försöken, sänktes dock spänningsnivån ytterligare genom oavsiktlig stödförskjutning. Storleksordningen på denna förlust uppgick ungefär till 20 %.

4.4 Synpunkter inför fortsatta försök

Den använda metodiken för provning av sprickbenägenhet hos betong utsatt för tvångslaster är väldigt intressant. Genom att mothåll endast föreligger vid provkroppens ändar styrs spänningstillväxten enbart av materialets egenskaper, utöver det omgivande klimatet. Försöket är således i det närmaste att jämföra med ett enaxiellt dragförsök, där lasten utgörs av krypning.

I fortsatta studier skulle det vara intressant att undersöka inverkan av t ex:

- ✓ Betongkvalitet – inverkan av vct, D_{max} , bergkross som ballast etc
- ✓ Härdningsförhållanden – Hur påverkas uppsprickningen av härdningstid och typ av härdning (vatten, membran, luft)?
- ✓ Fibrer – Olika typ och mängd. Mer omfattande än vad som hittills gjorts.
- ✓ Krympreducerande tillsats – Olika typer och mängd.

Resultaten från den genomförda undersökningen visar dock att provningsmetodiken har vissa svagheter som måste korrigeras i fortsatta studier. Framför allt gäller detta det omgivande klimatet, som måste vara stabilt eftersom det i stor utsträckning styr krympförloppet.

Dessutom bör stöden modifieras för att begränsa förskjutningarna. Alternativt utökas mätningarna så att stödets deformationer kan kontrolleras mer noggrant.

Det är vidare lämpligt att en serie försök genomförs där uttorkning medges i två riktningar, dvs även neråt. Orsaken är att det på detta sätt blir enklare att kalibrera en beräkningsmodell eftersom töjnings- och därmed även spänningsfördelningen över tvärsnittet blir symmetriskt.

5. Referenser

Betonghandboken – Material, ”Betonghandbok – Material,” *Svensk Byggtjänst*, Stockholm, 1994.

Silfwerbrand, J., och Sundquist, H., ”Drift, underhåll och reparation av konstbyggnader,” Rapport 53, utgåva 2, Brobyggnad, KTH, 2001.

Soroushian, P., och Lee, C.H., ”Distribution and orientation of fibers in steel fiber reinforced concrete,” *ACI Materials Journal*, V. 87, No. 5, Sep-Oct 1990.