

Fiberarmerade betongkonstruktioner

– Analys av sprickavstånd och sprickbredd

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg och vattenbyggnad

MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2006
Examensarbete 2006:105

EXAMENSARBETE 2006:105

Fiberarmerade betongkonstruktioner
Analys av sprickavstånd och sprickbredd

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet

MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2006

Fiberarmerade betongkonstruktioner – Analys av sprickavstånd och sprickbredd
Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet
MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON

© MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON, 2006

Examensarbete 2006:105
Institutionen för bygg och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
Chalmers tekniska högskola
412 96 Göteborg
Telefon: 031-772 10 00

Omslag:
Sprickmönster efter avslutad provning, Serie 5 balk 1 armerad med en kombination av stålfiber och konventionell armering, se avsnitt 4.5. Samt härledning av medelsprickavstånd, se bilaga A.

Chalmers Reproservice / Institutionen för bygg och miljöteknik
Göteborg 2006

Fiber-reinforced concrete structures – Analysis of crack spacing and crack widths

MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of Structural Engineering

Concrete Structures

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

To use concrete with conventional reinforcement may nowadays feel a bit old-fashioned. The development of fibre-reinforced concrete and self-compacting concrete can be solutions that can strengthen and make the building industry a bit more efficient and modernised. However, there is a lack of knowledge among the majority of structural engineers of today about fibre reinforced concrete mainly due to the absence of building codes and general guidelines. When designing with fibre-reinforced concrete more design parameters have to be considered compared to when designing with conventional concrete. The increased ductility of concrete when adding steel fibres must be considered. The ductility must be introduced in norms and general guidelines; where the most important parameter is the stress-crack opening relationship (σ - w).

In this thesis, fibre-reinforced concrete has been investigated through different test methods. Full-scale beam experiments, wedge splitting tests (WST) and cube compression tests have been performed. The reinforcement of the beams consisted of a combination of conventional reinforcement and steel fibres, and three types of fibre dosages were investigated. The parameters that were registered during the beam tests were load, moment, deflection, crack spacing and crack opening. The increased ductility of fibre reinforced concrete was determined from WST. The compressive strength was determined from cube compression tests, standard dimensions were used. The results from the beam experiments were compared and analysed by means of different calculation models. In the project the σ - w relationship has been used in calculations; the relationship was described by means of inverse analysis.

By adding fibres a positive effect was seen for crack spacing, crack width, flexural strength and loading resistance. Fibre dosages around 0,75 % can be used to compensate for a smaller diameter of the reinforcement when analysing crack spacing and crack width.

Of the investigated theories Löfgren's model showed the best correspondence when calculating crack spacing and for calculating crack width RILEM's suggestion showed best results. The results from RILEM would not show good correspondence if crack spacing's from tests had been used.

Key words: concrete, crack spacing, crack width, fibre-reinforced concrete, inverse analysis, self-compacting concrete, steel fibres, stress–crack opening relationship.

Fiberarmerade betongkonstruktioner – Analys av sprickavstånd och sprickbredd
MARTIN GUSTAFSSON OCH SANNA KARLSSON
Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Betongbyggnad
Chalmers Tekniska Högskola

SAMMANFATTNING

Att använda betong med konventionell armering kan idag kännas ålderdomligt. Utveckling av fiberarmerad betong och självkompakterande betong kan vara lösningar som kan stärka och effektivisera byggindustrin. Majoriteten av dagens konstruktörer har en begränsad kännedom om fiberbetong till följd av att allmänna dimensioneringsregler i normer och handböcker mer eller mindre saknas. Vid dimensionering av konventionell armering används endast ett fåtal materialparametrar, oftast tryckhållfastheten och elasticitetsmodul, vilket inte är tillräckligt vid dimensionering med fiberbetong. Ett viktigt led för fiberbetongens utveckling är hur den ökande segheten skall introduceras i normer och handböcker, där den viktigaste parametern är sambandet mellan spänning-spricköppning ($\sigma-w$).

Laboratorieförsök genomfördes på balkar med en kombination av stålfibrer och konventionell armering. Försöken utfördes med tre olika fiberdoseringar. Under balkförsöken registrerades last, nedböjning, sprickavstånd och sprickbredd. Fiberbetongens seghet bestämdes med hjälp av kil-spräck metoden ("wedge splitting test", WST) och tryckhållfastheten genom tryckprov av standardkuber. Resultaten analyserades och jämfördes med numeriskt beräknade värden erhållna med hjälp av några olika sprickberäkningsmodeller. Det finns ingen generell metod för att beskriva fiberbetongens verkningsätt. I projektet har spänning-spricköppningssambandet ($\sigma-w$) använts vid beräkningar, sambandet framställdes med hjälp av inversanalys.

Resultaten har visat att tillsättningen av fibrer har en positiv inverkan på sprickavstånd, sprickbredd, böjstyvhet och lastkapacitet. Relativt stora fibermängder, runt $V_f = 0,75\%$, kan kompensera för en mindre diameter på den primära armeringen vid analys av sprickavstånd och sprickbredd. Samma effekt av fibrerna fås inte för balkarnas böjstyvhet och lastkapacitet efter sprickbildning.

Existerande uttryck för beräkning av medelsprickavstånd och spricköppning som finns för konventionell armering i BBK 04 och EC2, kan inte tillämpas för betongkonstruktioner armerade med en kombination av stålfibrer och konventionell armering. För uttryck utarbetade speciellt för beräkning av medelsprickavstånd för fiberarmerade konstruktioner visade det sig generellt att Löfgrens teori överensstämde bäst med resultat från balktester. För beräkning av spricköppning är det RILEM:s förslag som ger bäst överensstämmelse med resultat från balktester. Metoden enligt RILEM skulle dock ge en större skillnad i resultat om det verkliga sprickavståndet användes istället för det enligt RILEM beräknade.

Nyckelord: betong, fiberarmerad betong, självkompakterande betong, inversanalys, sprickavstånd, sprickbredd, spänning – spricköppningssamband, stålfiber.

Innehåll

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLL	III
FÖRORD	V
BETECKNINGAR	VI
1 INTRODUCTION	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Avgränsningar	1
1.4 Metod	2
2 BETONG OCH FIBERARMERAD BETONG	3
2.1 Betong	3
2.2 Självkompakterande betong	4
2.3 Fibrer	5
2.4 Stålfiberarmerad betong	6
3 BERÄKNINGSMODELLER	9
3.1 Spänning-töjningssambandet enligt RILEM TC 162-TDF	9
3.1.1 Dimensioneringsmodell	11
3.2 Spänning-spricköppningssambandet ($\sigma-w$)	11
3.2.1 Den fiktiva sprickmodellen	12
3.2.2 Dimensioneringsmodell	14
3.3 Beräkning av sprickavstånd och sprickbredd	17
3.3.1 Sprickbildning	17
3.3.2 Sprickavstånd för konventionellt armerade konstruktioner	17
3.3.3 Sprickavstånd för fiberarmerade konstruktioner	20
3.3.4 Beräkningsmodeller för sprickbredd	25
4 EXPERIMENT	27
4.1 Delmaterial	27
4.2 Provningsprogram	28
4.3 Tillverkning	29
4.4 Provningsmetoder	30
4.4.1 Färsk betong	30
4.4.2 Tryckhållfasthet	30
4.4.3 Spänning - spricköppning	30

4.4.4	Balktester	33
4.5	Resultat	35
4.5.1	Tryckhållfasthet	35
4.5.2	Spänning – spricköppning	35
4.5.3	Balktester	37
5	ANALYS	43
5.1	Testresultat	43
5.1.1	Tryckhållfasthet	43
5.1.2	Spänning – spricköppning	44
5.1.3	Balktester	44
5.2	Beräkningsresultat	49
5.2.1	Spänning – spricköppning	49
5.2.2	Balktester	52
6	SLUTSATSER	67
6.1	Förslag på vidare studier	68
7	REFERENSER	69
7.1	Elektroniska källor	72
BILAGA A	Projektbeskrivning	
BILAGA B	Betongrecept med resultat från tester av färsk betong	
BILAGA C	Tryckprovning	
BILAGA D	Armering	
BILAGA E	Spänning – spricköppning	

Förord

Detta examensarbete har genomförts som ett samarbete mellan AB Färdig Betong/Thomas Concrete Group AB och avdelningen för konstruktionsteknik, Chalmers Tekniska högskola. Arbetet pågick från juni 2006 till december 2006 vid Chalmers Tekniska högskola vid avdelningen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad. Gjutningar och delar av tester har utförts vid Thomas Concrete Groups ackrediterade C.lab, Ringön, Göteborg.

Vi vill framföra ett stort varmt tack till:

- Examinator Tomas Kutti för vägledningen genom hela projektet. Tack för noggrann korrekturläsning av rapporten, med din hjälp höjdes kvaliteten på rapporten.
- Handledare Ingemar Löfgren som snabbt och kunnigt ställt upp och hjälpt oss med allt från betongrecept, gjutning, tester och litteratur. Alltid snabba och kunniga svar på alla frågor vi haft. Utan dig hade inte denna rapport blivit av.
- Lars Wahlström på Chalmers för all hjälp med förberedelser inför och under testerna. Utan dina kunskaper hade det varit svårt att utföra testerna.
- Laboratorieteknikerna på C.lab vid Ringön, för hjälp vid gjutning och tryckprovning.
- Till AB Färdig Betong/Thomas Concrete Group AB som har varit engagerade i arbetet.
- Till all personal på avdelningen konstruktionsteknik vid Chalmers, för svar på alla frågor som vi framfusigt kommit med i tid och otid.

Tack alla för ert engagemang, utan er skulle detta arbetet varit svårt att genomföra.

Göteborg december 2006

Martin Gustafsson och Sanna Karlsson

Beteckningar

Romerska bokstäver versaler

A_c	Tvärsnittsarea för betong (brutto)
$A_{c,eff}$	Effektiv tvärsnittsarea för betong
A_f	Tvärsnittsarea för fiber
A_s	Tvärsnittsarea för konventionell armering
E_c	Elasticitetsmodul betong
$F_{R,i}$	Last uppmätt vid CMOD
F_{sp}	Spräcklast, WST
$F_{sp,exp}$	Spräcklast från experiment
$F_{sp,inv}$	Spräcklast från inversanalys
F_v	Vertikal last, WST
K_1	Sträcka som spänningar sprids ut från spricka vid beräkning av $s_{r,min}$
K_2'	Faktor som beaktar armeringens ytegenskaper vid beräkning av $s_{r,min}$
K_3	Faktor som beaktar aktuellt lastfall vid beräkning av $s_{r,min}$
K_4	Faktor som beaktar aktuellt lastfall vid beräkning av w_{max}
L	Provkroppslängd
L_d	Avståndet mellan deformationsgivarna
L_f	Fiberlängd
M	Moment
N	Normalkraft
$N_{f,exp}$	Antal fibrer per area enhet
$P_{f,utdrag}$	Fiberutdragskraft
Q	Punktlast
V_f	Fiberdosering

Romerska bokstäver gemener

a	Spricklängd
$a_{c/c}$	Armeringsjärnets centrumavstånd
a_{cr}	Faktor som beaktar sprickbreddsvariationer vid betongens ytskick
a_1	Första lutningen i $\sigma-w$ sambandet
a_2	Andra lutningen i $\sigma-w$ sambandet
a_3	Tredje lutningen i $\sigma-w$ sambandet
b	Elementbredd
b_2	Skärningspunkt mellan $\sigma-w$ sambandet och y-axeln
b_3	Skärningspunkt mellan $\sigma-w$ sambandet och y-axeln

c	Täckande betongskikt
d_1	Avstånd mellan armering och överkant av tvärsnitt
f_{ck}	Tryckhållfasthet, karaktäristiskt värde
f_{ct}	Draghållfasthet
f_{ctm}	Draghållfasthet, medelvärde
f_{ctk}	Draghållfasthet, karaktäristiskt värde
$f_{ct,fl}$	Böjdraghållfasthet
$f_{ctk,fl}$	Böjdraghållfasthet, karaktäristiskt värde
$f_{ctm,fl}$	Böjdraghållfasthet, medelvärde
$f_{R,i}$	Residualböjdraghållfasthet
h	Elementhöjd
h_{sp}	Avstånd mellan spetsen på skåran och överkant av tvärsnitt
$l_{t,max}$	Maximal överföringssträcka
s	Längd på ”non-linear hinge”
s_r	Sprickavstånd
s_{rm}	Sprickavstånd, medelvärde
$s_{r,max}$	Maximalt sprickavstånd
$s_{r,min}$	Minsta sprickavstånd
w	Sprickbredd
w_1	Deformation till höger om beräkningspunkten
w_2	Deformation vid beräkningspunkten
w_3	Deformation till vänster om beräkningspunkten
w_c	Kritisk sprickbredd
w_{CMOD}	Sprickbredd beräknad med ”non-linear hinge model”
w_k	Sprickbredd, EC2 och BBK 04
w_{max}	Maximal sprickbredd, Ibrahim och Luxmoore
y	Avstånd till överkant av tvärsnitt
x	Avstånd mellan neutrala lagret och överkant tvärsnitt

Grekiska bokstäver versaler

Δl	Längdförändring
Δr	Längd av störd zon
ϕ	Diameter av armeringsjärn
ϕ_f	Fiberdiameter

Grekiska bokstäver gemener

β	Faktor som beaktar orsaken till sprickbildning
β_1	Faktor som beaktar vidhäftning mellan armering och betong
β_2	Faktor som beaktar lastens varaktighet
β_f	Faktor som beaktar fiberdosering vid beräkning av spricköppning
γ	Faktor som beaktar fibrernas vidhäftning
δ	Nedböjning
ε	Töjning
ε_c	Betongtöjning
ε_s	Töjning i konventionell armering
ε_{sm}	Töjning i konventionell armering, medelvärde
$\eta_{b,balk}$	Teoretisk fibereffektivitetsfaktor för fiberorientering i balk
$\eta_{b,exp}$	Experimentell fibereffektivitetsfaktor
η_s	Faktor som beaktar fibrernas överbryggande effekt vid beräkning av $s_{r,min}$
θ	Spricköppningsvinkeländring
θ^*	Spricköppningsvinkel
κ_1	Faktor som beaktar armeringens ytegenskaper vid beräkning av s_{rm}
κ_2	Faktor som beaktar aktuellt lastfall vid beräkning av s_{rm}
κ_3	Faktor som beaktar fibrernas överbryggande effekt vid beräkning av s_{rm}
κ_h	Säkerhetsfaktor med avseende på elementstorlek
κ_m	Krökning, medelvärde
λ	Slankhetstal
σ	Spänning
$\sigma(w)$	Spänning som funktion av spricköppning
$\sigma(\varepsilon)$	Spänning som funktion av töjning
$\sigma_{b,balk}(w)$	σ - w sambandet för balk
$\sigma_{b,exp}(w)$	σ - w sambandet från inversanalys, experiment
σ_c	Betongspänning
σ_{ct}	Dragspänning i betong
σ_s	Spänning i konventionell armering
σ_{sr}	Spänning i armeringen direkt efter sprickbildning
$\sigma_w(w)$	Spänning över spricka som funktion av spricköppning
τ_b	Vidhäftningsspänning mellan konventionell armering och betong
$\tau_b(x)$	Vidhäftningsspänning som funktion av sträcka
τ_{bm}	Vidhäftningsspänning, medelvärde
τ_d	Vidhäftningsspänning mellan fibrer och betong, medelvärde
ρ_{eff}	Armeringsinnehåll, effektivtvärde

Förkortningar

ACI	American concrete institute
BBK 04	Boverkets handbok om betongkonstruktioner
CMOD	Crack mouth opening displacement
CNR	Commissione incaricata di formulare pareri in materia di normativa tecnica relativa alle costruzioni
COV	Variation koefficient (coefficient of variance)
CTH	Chalmers tekniska högskola
DTU	Danmarks tekniska universitet
EC2	Eurocode 2
FEM	Finita element metoden
I&L	Ibrahim & Luxmoore
RILEM	International union of laboratory and experts in construction materials, systems and structures
SKB	Självkompakterande betong
TCG	Thomas Concrete Group
vct	Vattencemental
WST	Kil-spräck metoden (wedge splitting test)
bl.a.	Bland annat
ca.	Cirka
dvs.	Det vill säga
fr.o.m.	Från och med
mha	Med hjälp av
t.ex.	Till exempel
s.k.	Så kallad
$\sigma - \varepsilon$	Spänning-töjning
$\sigma - w$	Spänning-spricköppning

1 Introduktion

1.1 Bakgrund

Idén att använda fibrer för att förstärka spröda material kommer ifrån det gamla Egypten, där halmstrån eller hästhår blandades i byggstenar av lera. Redan 1874 erhöll amerikanen A. Berard patent på fiberarmerad betong, men det var först på 1960-talet som den moderna eran för fiberbetong började. Efter det har utvecklingen fortsatt och användningsområdena ökat, men fortfarande är konventionell armering klart dominerande i dagens betongkonstruktioner. Fibrer används främst som sekundär armering.

Majoriteten av dagens konstruktörer har begränsad erfarenhet av fiberbetong till följd av att allmänna dimensioneringsregler i normer och handböcker mer eller mindre saknas. Ett viktigt led för fiberbetongens utveckling är hur den ökade segheten skall utnyttjas vid dimensioneringen. Vid dimensionering med konventionell armering används endast ett fåtal materialparametrar, oftast tryckhållfasthet och elasticitetsmodul, vilket inte är tillräckligt vid dimensionering med fiberbetong. För att kunna utnyttja fiberbetongens fördelar fullt ut behövs också en brottmekanisk betraktelse, där den viktigaste parametern är sambandet mellan spänning-spricköppning ($\sigma-w$).

1.2 Syfte

Syftet med föreliggande examensarbete var att genom experiment utveckla och verifiera en modell för sprickberäkning med avseende på sprickavstånd och sprickbredd på betongbalkar med en kombination av stålfibrer och konventionell armering.

1.3 Avgränsningar

Försöken genomfördes som laboratorieprov och begränsades till att omfatta balkar endast

- med kombinationen stålfiber och konventionell armering. - Balkar med enbart konventionell armering användes som referens.
- tillverkade av en betongkvalitet - självkompakterande betong med vct 0,55 och hållfasthetsklass C30/37-C32/40.
- med en typ av stålfiber.
- med rektangulärt tvärsnitt och en geometri.
- provade vid en ålder.

Vidare beaktades inga tidsberoende effekter såsom krympning och krypning. Inte heller gjordes några ekonomiska överväganden eller hänsynstaganden.

1.4 Metod

Arbetet genomfördes med hjälp av litteraturstudier, egna laboratorieförsök samt numeriska beräkningar och analyser. Använda litteraturkällor är avhandlingar, tidskriftsartiklar, diverse tekniska rapporter samt elektronisk information från betong- och delmaterialleverantörer.

Laboratorieförsöken omfattar balkförsök och materialprovningar. Balkförsöken genomfördes på betongbalkar med kombinationen stålfibrer och konventionell armering. Tre olika fiberdoseringar studerades. Som referens användes en konventionellt armerad balk utan stålfibrer. Vid försöken registrerades last, nedböjning, sprickavstånd och sprickbredder. Resultaten analyserades och jämfördes med numeriskt beräknade värden erhållna med hjälp av några olika sprickberäkningsmodeller.

Vid materialprovningarna bestämdes fiberbetongens seghet med hjälp av kil-spräckmetoden ("wedge splitting test", WST) och tryckhållfastheten med hjälp av standardmetoden för bestämning av betongens kubhållfasthet. Materialegenskaperna för den konventionella armeringen kontrollerades med hjälp av dragprovningförsök.

Rapporten består av sex kapitel. Det första kapitlet är en introduktion till arbetet. I kapitel två ges en introduktion till materialen betong respektive fiberarmerad betong. I kapitel tre presenteras några olika sprickberäkningsmodeller vilka längre fram i arbetet (kapitel 5) används för analys och numeriska beräkningar. I det fjärde kapitlet redovisas de experimentella studierna med förutsättningar, tillvägagångssätt och resultat. I kapitel fem görs analyser, numeriska beräkningar och jämförelser mellan försöksresultat och numeriska beräkningar. Kapitel sex omfattar slutsatser med utvärdering av använda beräkningsmodeller och rekommendationer för fortsatt arbete.

2 Betong och fiberarmerad betong

Betong är ett sprött material, med låg draghållfasthet och liten töjbarhet, vilket innebär att någon form av armering oftast är nödvändig. Genom åren har armeringsstänger av stål varit det självklara alternativet. Inblandning av fibrer i betongen är ett alternativ som kan minska och i vissa fall till och med ersätta behovet av konventionell armering. Fibrer kan fördröja och minska sprickbildningen, kontrollera spröda brott samt ge betongen seghet efter uppsprickning, Löfgren (2005).

Att använda betong med konventionell armering kan idag kännas ålderdomligt. Utveckling av fiberbetong och självkompakterande betong (SKB) kan vara lösningar att stärka och effektivisera byggindustrin. Undersökningar har visat att arbetskostnaderna vid ett projekt uppgår till ungefär 40 procent av totala produktionskostnaden, där formarbetet står för den största delen och arbetet med armering för den andra stora delen. Genom att börja använda fiberarmerad SKB kan processen på arbetsplatserna rationaliseras och underlättas. Tunga arbetsmoment som armering och vibrering minskar vilket generera en snabbare och effektivare byggprocess och som dessutom ger en tryggare och bättre arbetsmiljö. Se Löfgren (2005).

2.1 Betong

Användningen av betong som byggnadsmaterial kan härledas långt tillbaka i tiden, ända till grekerna flera hundra år före vår tideräknings början och har blivit ett av våra viktigaste byggnadsmaterial. Materialet karakteriseras av god formbarhet, hållfasthet, täthet och beständighet. En förutsättning för täthet och beständighet är att betongen komprimeras väl vilket vanligen sker med hjälp av vibrering. Till materialets nackdelar hör liten töjbarhet, låg draghållfasthet (ca en tiondel av tryckhållfastheten) och volymförändringar till följd av temperatur- och fuktbevingade rörelser.

Betongens beståndsdelar är cement och vatten (cementpasta), sand och sten (ballast) samt numera oftast även tillsatsmedel och eventuellt något tillsatsmaterial. Med de två sistnämnda beståndsdelarna kan betongens egenskaper förändras för att uppfylla vissa uppställda krav eller passa ett visst avsett ändamål. Se Betonghandbok, Material (1994).

Cementpastan är limmet som binder ihop ballastkornen till en fast och hård massa. Limmets täthet och styrka styrs av vattencementtalet (vct), vilket är förhållandet mellan vatten och cement och en avgörande parameter som i hög grad bestämmer betongens egenskaper. Ju lägre vct ju tätare och starkare betong. Vid $vct > 0,60$ ökar cementpastans permeabilitet (genomsläpplighet) drastiskt vilket resulterar i betong med sämre täthet, hållfasthet och beständighet. Se Betonghandbok, Material (1994).

Under betongens hydratation (hårdnande) sker värmeutveckling. Temperaturökningen kan bli så stor att det finns risk för sprickbildning under avsvlningsfasen. Cementhalt och cementtyp är de främsta faktorerna som påverkar värmeutvecklingens storlek. Se Betonghandbok, Material (1994).

Betong beskrivs ibland som ett "levande material" som ändrar volym med tiden. Ett av fenomenen är krympningen vars primära orsak är uttorkning. Den sker successivt med tiden som betongen torkar efter hårdnandet. Fenomenet är främst en följd av cementpastans sammandragning när vattnet lämnar porsystemet. Krympningens storlek är beroende av betongens sammansättning och av den miljö (relativa fuktighet) den befinner sig i. Se Betonghandbok, Material (1994).

Ett annat fenomen är krypningen, deformationer av långtidslaster. Krypningens primära orsak är spänning. Den är tids- och lastberoende och ökar om lasten får verka under längre tid. Se Burström (2001).

När betong utsätts för dragbelastningar, är risken för sprickbildning stor. För att få ett kraftsystem i jämvikt även efter uppsprickning förses betongkonstruktioner ofta med armering. Armeringen sitter ofta förankrad direkt i konstruktionen som den skall förstärka. Krafterna mellan armeringen och betongen överförs genom vidhäftning och kontakttryck kring armeringsstängernas förstagningar. Gränsskiktet mellan armeringsstängerna och omgivande betong har stor inverkan på konstruktionens funktion. Området påverkar bl.a. sprickavståndet och sprickbreddens storlek. Se Engström (2004).

2.2 Självkompakterande betong

Självkompakterande betong är en typ av högpresterande betong som flyter ut under inverkan av sin egentyngd. SKB började utvecklas i Japan i slutet av 1980-talet. Syftet var att skapa en betong med sådana gjutegenskaper att den kunde rinna ut och helt fylla formen och omsluta armering och annat ingjutningsgods utan vibreringsinsats. Betongen var främst avsedd för hårt armerade konstruktioner eller för konstruktionsdelar som var svåråtkomliga för vibrering. SKB skulle därigenom vara en lösning till att förbättra konstruktionsdelarnas täthet och beständighet. Se Svenska Betongföreningen (2002).

I Sverige påbörjades utvecklingen av SKB i början av 1990-talet. Syftet då var främst att förbättra arbetsmiljön genom att reducera eller helt eliminera det tunga arbetsmomentet vibrering. På senare tid har SKB även börjat användas av andra skäl bland annat för att effektivisera gjutprocessen.

SKB består i huvudsak av samma beståndsdelar som vanlig betong, men har högre finmaterialandel och ett speciellt flyttillsatsmedel som gör att betongen blir lösare och mer lätttrörlig utan att för den skull separera under gjutningen. Förutom kraven på den färska betongen måste SKB även uppfylla de krav som "normalt" ställs på en betong som exempelvis krav på hållfasthet, täthet och frostbeständighet.

Flera studier har visat att SKB får en tätare struktur än vanlig betong med samma vct. SKB uppvisar också oftast en högre tryckhållfasthet. Se Billberg (1999), Okamura et al (2003) och Grunewald (2004).

2.3 Fibrer

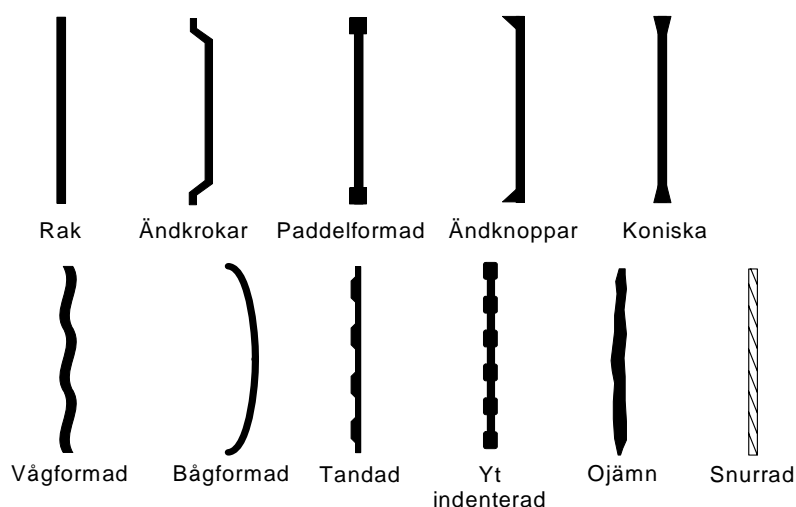
Utbudet av fibrer är stort både vad gäller valet av material, egenskaper, geometri och utseende. De mest använda materialen är stål och polypropylen. Exempel på andra material är kol, andra sorters polymerer och glas. Fibrer av stål och polypropylen är relativt billiga medan exempelvis kolfibrer är dyra.

Valet av fibrer avgörs av vilken tänkt effekt fibrerna skall ha. Vissa fibrer är avsedda för lastupptagning och sprickkontroll medan andra används främst för att reducera risken för plastiska krympsprickor eller för att skydda betongen från att spjälkas vid brand. Fibrernas mekaniska egenskaper, dess geometri, ytstruktur och förankringsanordning har stor betydelse för fibrernas prestanda. För att lastupptagande fibrer skall vara effektiva bör de ha en elasticitetsmodul som är tre gånger betongens, ha en hög draghållfasthet samt ha god vidhäftning till betongen. Se Löfgren (2004a).

Stålfibrer har hög elasticitetsmodul och används för att ta upp laster. De syntetiska fibrerna har oftast låg elasticitetsmodul och används främst för att minska risken för att plastiska krympsprickor i nygjuten betong eller för att öka betongens brandbeständighet.

Stålfiber

Stålfibrer är ofta tillverkade av höghållfast stål med en karakteristisk töjningsgräns på 0,5-2 GPa och en elasticitetsmodul på 200 GPa. Typiska geometrier av dagens fibrer visas i Figur 2.1. Den mest använda är den med ändkrokar som ger förbättrad vidhäftning. En typisk stålfiber har ett runt tvärsnitt med en diameter mellan 0,5-1,0 mm och en längd på 30-60 mm. Typiska slankhetstal λ är 20-100. Slankhetstalet är kvoten mellan fibrerns längd och diameter och ett mått på hur effektiv fiber är att ta belastning. För stålfibrer skall slankhetstalet vara högst 100, dock minst 50 för raka fibrer och minst 30 för fibrer med ändkrokar. Det bör dock observeras att fibern inte får ha alltför god vidhäftning till betongen eftersom den då riskerar att gå av, vilket skulle medföra att betongens tänkta seghetsökning efter uppsprickning går förlorad. Se Löfgren (2004a).



Figur 2.1 Exempel på fibergeometrier. Från Löfgren (2005)

Fiberns orientering mot sprickplanet är ytterligare en parameter som har stor inverkan på dess effektivitet. Fibrernas fördelning och riktning i betongen påverkas bland annat av fiberlängden. Se Löfgren (2004a).

En förutsättning för en effektiv fiberbetong är en jämn fiberfördelning i såväl betongmassan som över konstruktionsdelens tvärsnitt. Om fiberbollar uppstår erhålls inte den förväntade bärförmågan eller den avsedda sprickfördelande effekten. Fibrerna levereras därför ofta hoplimmade i flak, detta för att minska risken för bollbildning under inblandningen. Under den första blandningssekvensen fördelas flaken ut i betongmassan. Därefter löser betongens fukt successivt upp limmet varvid de enskilda fibrerna frigörs och finfördelas i betongen under resten av blandningsprocessen. Limmet som är vattenlösligt påverkar inte betongens egenskaper.

Stålfibrer har något dyrare kilopris än konventionell armering. Men en snabbare och mer rationell byggprocess väger ofta upp detta. I många tillämpningar går det att spara pengar genom att använda fiberbetong., Löfgren (2006b).

2.4 Stålfiberarmerad betong

Stålfiberarmerad betong är ett kompositmaterial bestående av betong med inblandning av stålfibrer av någon typ och mängd. En normal fiberdosering ligger mellan 20-40 kg/m³ vilket motsvarar ungefär 0,25-0,5 % av den totala betongvolymen, men avsevärt högre doseringar förekommer.

Fiberbetong används i Sverige främst i plattor på mark, pålade plattor, grundplintar, olika markbeläggningar och bergsförstärkning samt i prefabricerade element. I Sverige tillsattes 1993 en kommitté av Svenska Betongföreningen med uppgiften att ta fram rekommendationer för användning av stålfiberarmerad betong. Arbetet resulterade i Betongrapport nr. 4 "Stålfiberbetong - rekommendationer för konstruktion, utförande och provning". Rapporten som publicerades 1997 är den enda som utkommit i Sverige och är en handbok som behandlar hur man dimensionerar platta på mark. I rapporten saknas modeller och anvisningar för beräkning av momentkapacitet och sprickor för kombinationen fibrer och konventionell armering i exempelvis balkar och bjälklag.

De senaste 30 åren har utvecklingen gått framåt, men ändå är användningen av fiberarmerad betong i lastbärande konstruktioner begränsad, detta trots att många år av forskning bedrivits i området. Nedan följer några bidragande faktorer härtill:

- Generella och heltäckande dimensioneringsregler i normer och handböcker saknas.
- Tydliga riktlinjer för hur valet av fibrer och fibermängd skall göras finns inte. Eftersom materialprovning sällan genomförs är det istället användarens "känsla" eller fiberleverantörens rekommendationer och erfarenhet som blir avgörande.
- Otillräcklig information om fiberbetongens materialegenskaper såsom karakteristiska värden och testvärden. Materialparametrarna är många fler än för normalt armerad betong.

- Kunskapen om fibrernas lastbärande kapacitet över sprickor är begränsad bland konstruktörer.
- Bristande förståelse av vad som är materialets styrkor och vilka effekter dessa har för konstruktionen.
- Okunskap om totalekonomiska konsekvenser vid användning av fiberbetong.

Baserat på Zollo (1997), Li (2002) och Löfgren (2006) finns flera fördelar med att använda fibrer.

- Fibrerna är små, korta, diskontinuerliga och relativt tätt placerade medan stängerna är långa, kontinuerliga och inte så tätt placerade.
- Armeringen blir mer jämnt fördelad över tvärsnittet med fiberbetong och dessutom fördelad i flera riktningar.
- Risken för skadliga effekter av korrosion minskar.
- Armeringsarbetet minskar eller försvinner helt, beroende på hur mycket konventionella armering som används. Detta medför en effektivare och snabbare byggnadsprocess.
- Eliminering av konventionell armering medför större frihet när det gäller konstruktionernas utseende.

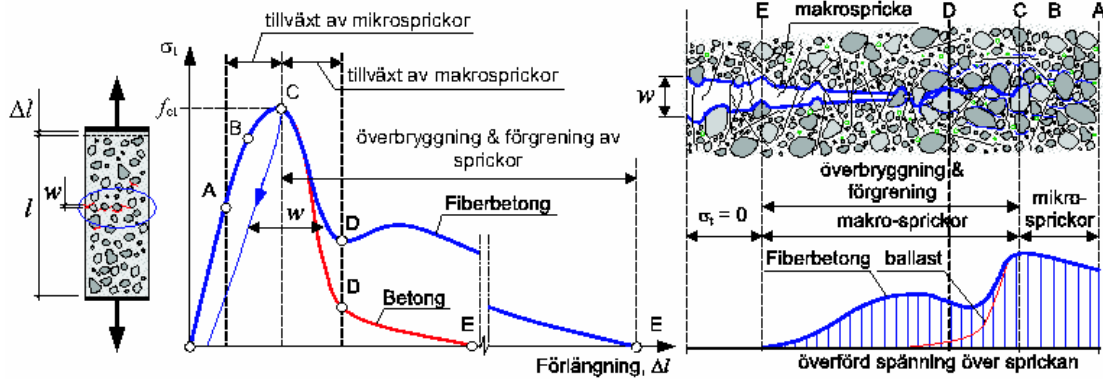
Egenskaper för stålfiberarmerad betong

Inblandning av stålfibrer ökar betongens seghet. Effekten gäller för såväl vanlig betong som för högpresterande betong och ökar med ökad fiberdosering. Fibrerna har ingen större inverkan på den ospruckna betongens egenskaper utan börjar verka efter uppsprickningen. Fibrerna tar last först när sprickvidden når ca 0,05 mm, se Löfgren (2005), och hjälper då till att överföra spänningar över sprickor upp till relativt stora spricköppningar. Inblandning av fibrer har också en sprickfördelande effekt, dvs ger betongen flera mindre sprickor istället för få och stora.

I Figur 2.2 visas en schematisk bild över skillnaden i respons mellan betong med respektive utan fibrer utsatt för dragbelastning. I båda fallen inleds deformationen med en linjär del från origo upp till punkt A. Redan innan detta skede finns mikrosprickor i betongmatrisen, som uppkommit under härdningen där betongen har försvagningar, som regel i övergångszonen mellan ballastkornen och cementpastan. I denna första linjära del sker dock ingen tillväxt av mikrosprickorna.

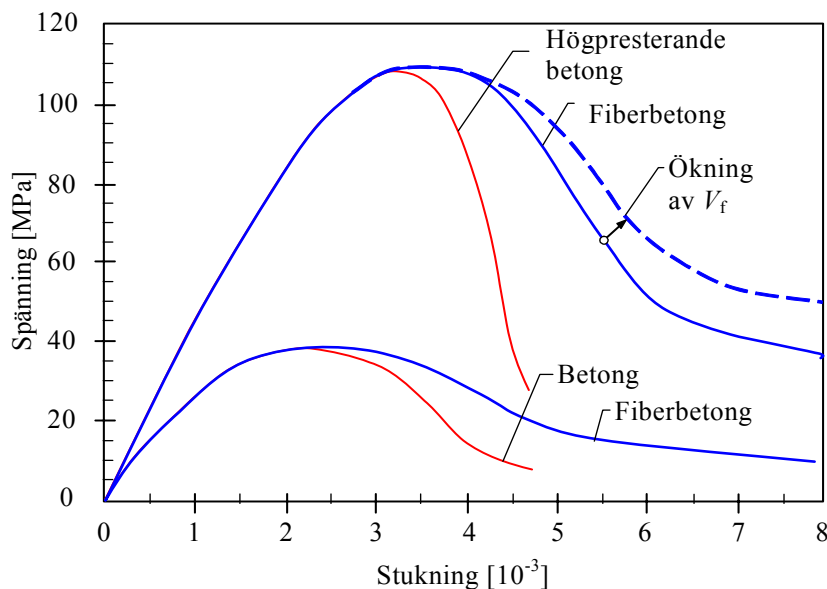
Vid ökad belastning upp till materialets maximala draghållfasthet, f_{ct} , följer en olinjär del (A-B-C) med tillväxt av mikrosprickor. I denna del hjälper ballastkornen till att överföra spänning över sprickorna.

I följande delområde (C-D) växer mikrosprickorna samman och bildar makrosprickor. Ballastkornens förmåga att överföra spänning över sprickorna minskar successivt samtidigt som fibrerna i fiberbetongen börjar hjälpa till att överbrygga mikrosprickorna och hämma tillväxten av mikrosprickor dvs. ökar materialets seghet. Se Löfgren (2006).



Figur 2.2 Visar responsen vid drag för fiberbetong och betong, spänning-längdändring. Från Löfgren (2006).

I Figur 2.3 visas en schematisk bild över skillnaden i respons mellan betong med respektive utan fibrer utsatt för tryckbelastning. Med fibrer fås ökad seghet i materialet. Effekten är speciellt stor för högpresterande betong och tycks öka med ökad fibermängd.



Figur 2.3 Spänning-töjning sambandet för fiberbetong med både betong och högpresterande betong utsatt för tryck. Från Löfgren (2005).

Självkompakterande betong har visat sig vara speciellt gynnsam för fiberinblandning. Samtidigt erbjuds konstruktionstekniska fördelar. Vid gjutning av horisontella element som plattor och bjälklag får fibrerna en mer optimal (tvådimensionell) fördelning. Dessutom bidrar den ökade finmaterialandelen i självkompakterande betong till en förbättrad vidhäftning mellan fiber och betongmatris, Löfgren (2004).

3 Beräkningsmodeller

Det finns ingen generell metod för att beskriva fiberbetongens verkningssätt. De föreslagna modeller som finns att tillgå kan delas in i två kategorier. Den ena kategorin är baserad på spänning-töjningssambandet (σ - ε) medan den andra baseras på spänning-spricköppningssambandet (σ - w). Dessa modeller beskrivs i följande stycken.

3.1 Spänning-töjningssambandet enligt RILEM TC 162-TDF

σ - ε -modellen för fiberbetong grundar sig på samma grundläggande teorier som för konventionellt armerad betong. Den stora skillnaden är att inverkan av fibrer ger betongen ett annorlunda beteende efter att en spricka har formats. Fibrerna bildar bryggor över sprickan vilket medför att spänning fortsätter att överföras över sprickan. RILEM TC 162-TDF har rekommenderat följande metod för att ta hänsyn till ovanstående fenomen.

Enligt RILEM-TC 162-TDF ska tryckhållfastheten bestämmas genom standardtest. Dessa kan genomföras genom axiella försök på antingen cylindriska provkroppar med diameter 150 mm och höjd 300 mm eller på kuber med kantlängden 150 mm. Med tryckhållfastheten f_{ck} känd föreslås följande formler användas för att beräkning av draghållfastheten.

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot (f_{ck})^{\frac{2}{3}} \quad (\text{MPa}) \quad (3.1)$$

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} \quad (\text{MPa}) \quad (3.2)$$

För att erhålla draghållfastheten f_{ct} , utifrån böjförök används formel (3.3).

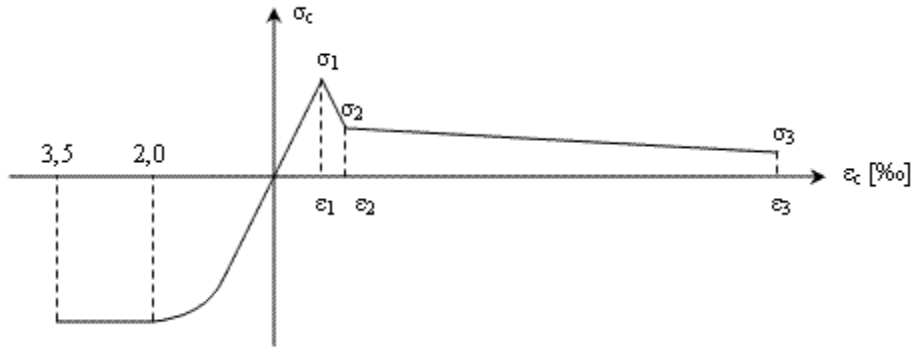
$$f_{ct} = 0,6 \cdot f_{ct,fl} \quad (\text{MPa}) \quad (3.3)$$

$$f_{ctk,fl} = 0,7 \cdot f_{ctm,fl} \quad (\text{MPa}) \quad (3.4)$$

För att ta hänsyn till fiberbetongens beteende efter sprickbildning har ett spänning-töjningssamband, se Figur 3.1. För att bestämma spänning-töjningssambandet för en fiberbetong genomförs böjförök (tre-punktsböjning på ”notchade” balkar) där fiberbetongens residualböjdraghållfasthet $f_{R,i}$, bestäms. Residualböjdraghållfastheten beräknas utifrån testresultaten som:

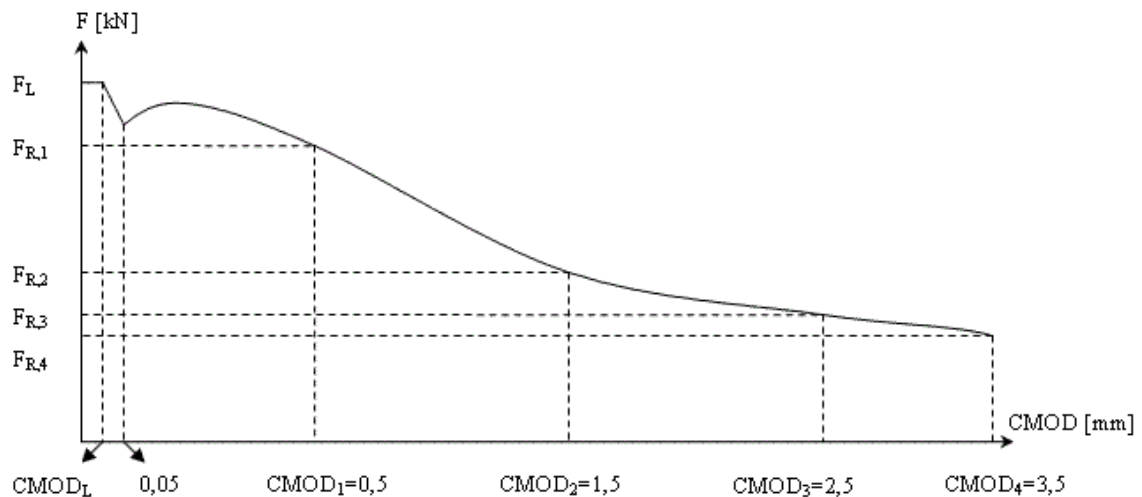
$$f_{R,i} = \frac{3 \cdot F_{R,i} \cdot L}{2 \cdot b \cdot h_{sp}^2} \quad (\text{MPa}) \quad (3.5)$$

där $f_{R,1}$ och $f_{R,4}$ definieras från $\text{CMOD}_1=0,5$ mm respektive $\text{CMOD}_4=3,5$ mm.



Figur 3.1 Spänning-töjnings diagram för fiberarmerad betong

Sambandet mellan last och CMOD redovisas i Figur 3.2, dessa parametrar används även för att klassificera fiberbetong, se RILEM-TC 162-TDF.



Figur 3.2 Last - CMOD diagram från RILEM-TC 162-TDF (2003)

Med medelböjdraghållfastheten $f_{ctm,fl}$ och residualböjdraghållfastheterna $f_{R,1}$ respektive $f_{R,4}$ kända kan spänning-töjningssambandet tas fram med följande formler. Denna spänningsfördelning, som kan ses i Figur 3.1, är en förenkling av den verkliga. Parametrarna $f_{R,1}$ och $f_{R,4}$ beräknas med en antagen linjär spänningsfördelning över sektionen och koefficienterna 0,45 och 0,37 används för att omvandla böjspänningen till en dragspänning.

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= 0,7 \cdot f_{ctm,fl} \cdot (1,6 - d_1[m]) & \varepsilon_1 &= \frac{\sigma_1}{E_c} \\ \sigma_2 &= 0,45 \cdot f_{R,1} \cdot \kappa_h & \varepsilon_2 &= \varepsilon_1 + 0,1\text{‰} \\ \sigma_3 &= 0,37 \cdot f_{R,4} \cdot \kappa_h & \varepsilon_3 &= 25\text{‰} \\ E_c &= 9500 \cdot (f_{cm})^{\frac{1}{3}} \end{aligned} \quad (3.6)$$

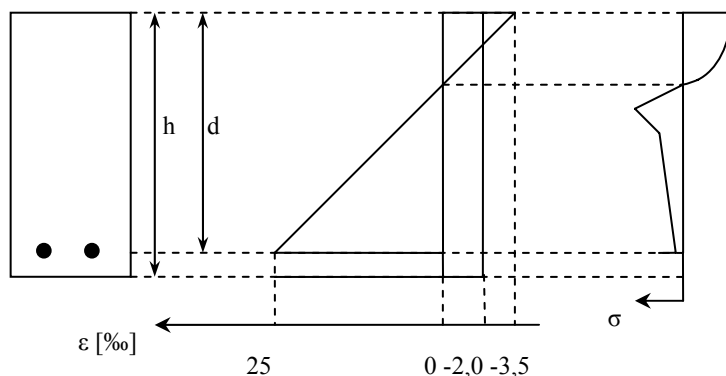
3.1.1 Dimensioneringsmodell

När metoden först introducerades togs ingen hänsyn till att balkhöjden kunde ha någon inverkan på kapaciteten hos fiberarmerade element. Vid jämförelse mellan metoden och provförsök visade det sig att lastkapaciteten överskattades i beräkningarna jämfört med resultaten från försöken. För att lösa problemet introducerades en säkerhetsfaktor (κ_h). Teorierna som förklarar denna faktor är inte helt klargjorda. Parametern beräknas enligt formel (3.7).

$$\kappa_h = 1,0 - 0,6 \cdot \frac{h[cm] - 12,5}{47,5} \quad 12,5 \leq h \leq 60[cm] \quad (3.7)$$

För att kunna beräkna brottgränsen för ett tvärsnitt behövs följande antaganden:

- Bernoullis hypotes, plana tvärsnitt förblir plana.
- Spänningsfördelning enligt Figur 3.3.
- Spänningen i armeringsstänger härleds från bi-linjära σ - ε diagram.
- För tvärsnitt med axiellt tryck är maximala stukningen begränsad till 2 ‰ och för böjda tvärsnitt är gränsen 3,5 ‰, med antagandet att 2 ‰ erhålls vid 3/7 av den tryckta zonen räknat från den kanten med högst stukning.
- Fiberbetong som är armerade med konventionell armering har en maximal töjning på 25 ‰ vid den konventionella armeringens nivå.
- Maximalt tillåten spricköppning begränsas till 3,5 mm i brottgränstillstånd, detta för att säkerställa fibrernas förankring till betongen.



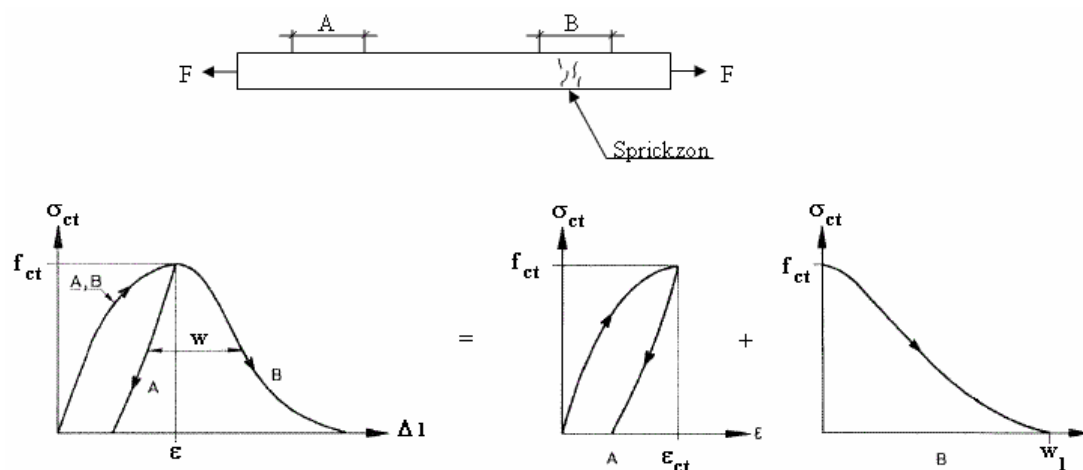
Figur 1.3 Töjnings- och spänningsfördelning över tvärsektion enligt antaganden från RILEM TC 162-TDF.

3.2 Spänning-spricköppningssambandet (σ - w)

σ - w -modellen för fiberbetong har sina grunder från brottmekaniken. Att använda brottmekanik inom betong är en relativt ung vetenskap, de första publikationerna kom i mitten på 70-talet när Hillerborg presenterade den fiktiva sprickmodellen. Metodens viktigaste parameter är sambandet mellan spänning och spricköppning. Se RILEM (2002).

3.2.1 Den fiktiva sprickmodellen

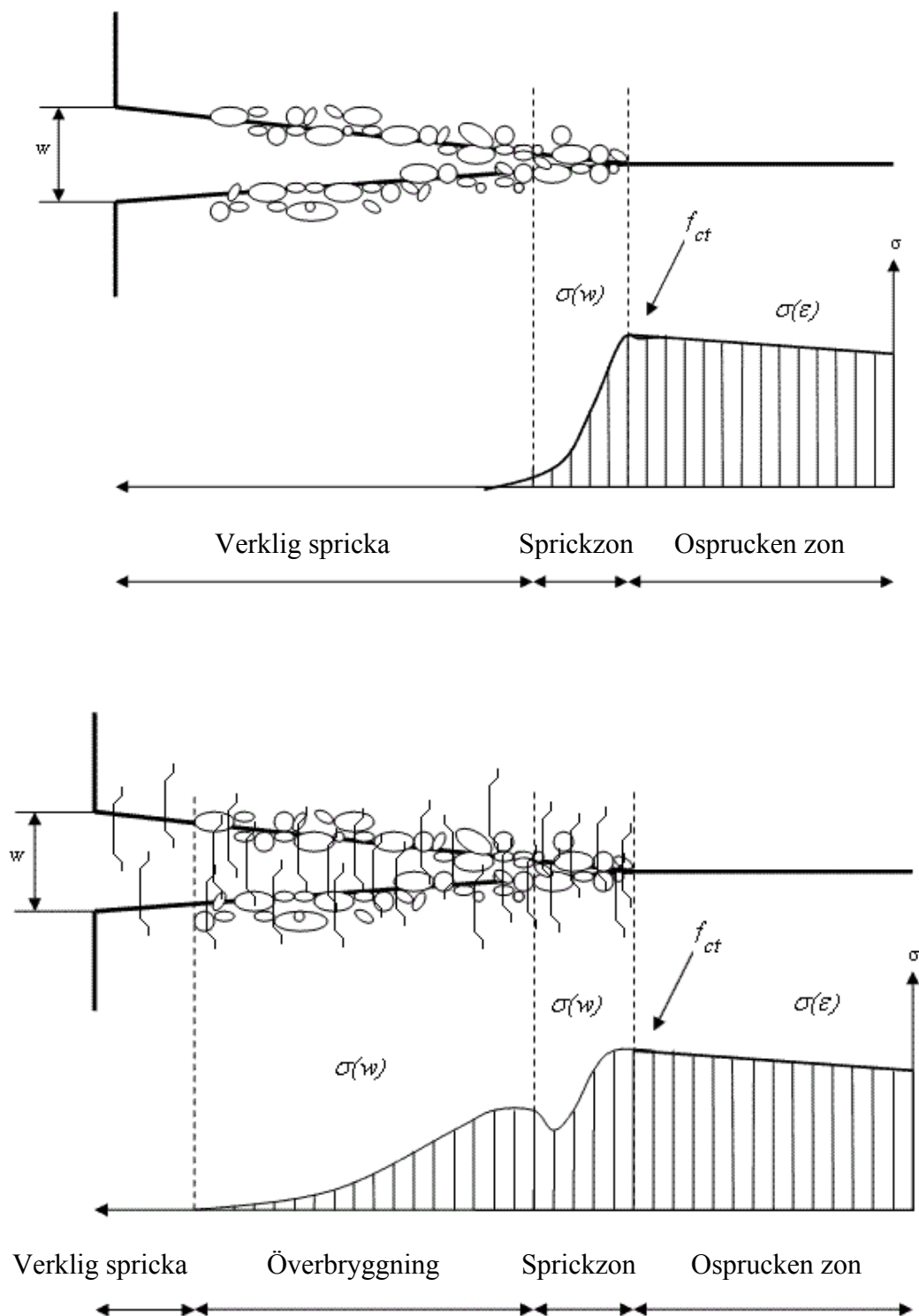
Vid pålastning av betong sker en jämt fördelad förlängning av materialet till dess att spänningen uppnår draghållfastheten. När draghållfastheten är uppnådd bildas en sprickzon någonstans längs elementet. Om elementet fortsätter att deformeras kommer spänningen att minska i sprickzonen på grund av tillväxten av mikrosprickor. Sambandet mellan spänning och deformation kan beskrivas med två kurvor, se Figur 3.4, spänning-töjnings kurvan och spänning-spricköppnings kurvan.



Figur 3.2 σ - ϵ kurvan kombinerat med σ - w kurvan för betong utsatt för dragbelastning. Där σ - ϵ kurvan är giltig över hela elementet medan σ - w kurvan endast är giltig över en sprickzon. Enligt Hillerborg (1980).

Spänning-spricköppnings kurvan kan bestämmas genom dragprov och från det maximala värdet från spänning-töjnings kurvan. Spricköppningen är till formen oberoende av storleken på sprickzonen, Hillerborg föreslår att sprickzonen i beräkningar skall antas vara noll från början för att sedan öka till det maximala värdet på spricköppningen.

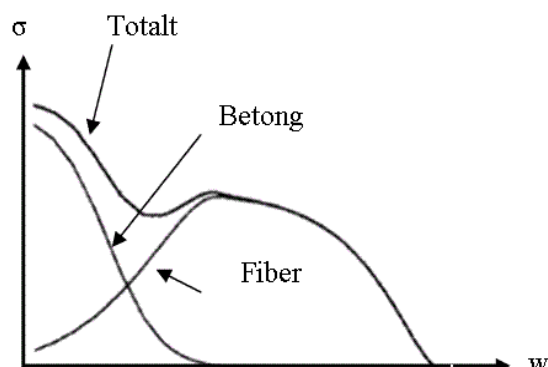
Den fiktiva sprickmodellen modelleras så att den efterliknar den verkliga sprickzonen, genom att spänningen över den fiktiva sprickan är kopplad till spricköppningen medan spänningen utanför den fiktiva sprickan relateras till töjningen, se Figur 3.5. Termen verklig spricka, enligt Figur 3.5, innebär att ingen spänning överförs, i annat fall definieras den som en fiktiv spricka. Detta innebär att en spricka kan vara synlig utan att vara verklig. Som nämnts tidigare bildar fibrerna i fiberarmerad betong bryggor över en uppkommen spricka, detta medför att en verklig spricka oftast inte förekommer i fiberbetong under tester, utan äger rum först vid stora spricköppningar. Se Hillerborg (1980).



Figur 3.3 Spänningsfördelning över spricka i vanlig betong (överst) och fiberbetong (nederst).

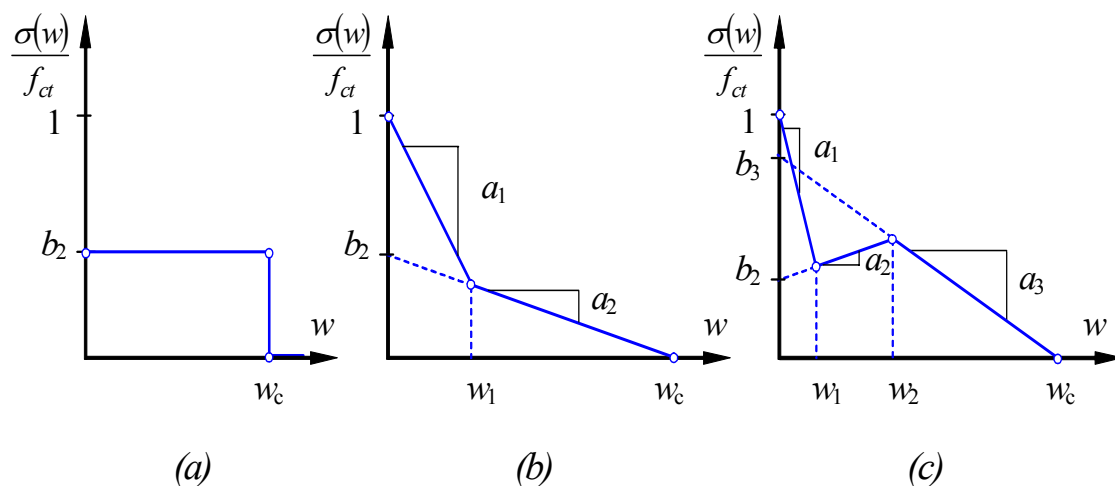
Spänningsfördelningen över en spricka bestäms genom tester. Formen på kurvan beror på en mängd olika faktorer såsom betongens egenskaper, vidhäftning mellan fiber och betong, fibermaterial, fibergeometri, fiberriktning och fiberdoseringen, där den sistnämnda är den dominerande faktorn. Kurvan kan även delas upp i en del som beror på betongen och en annan del som beror på fibrerna. För små spricköppningar

stys den sammanlagda responsen av betongen, medan fibrerna styr den totala responsen vid stora spricköppningar, se Figur 3.6. Enligt Hillerborg (1980), RILEM (2002) och Löfgren (2005).



Figur 3.4 Betong och fiber bidrag för respons över spricköppning.

Som framgår av Figur 3.6 är fördelningen icke-linjär vilket inte är praktiskt att använda i en dimensioneringsmodell. En förenkling är nödvändig. Olika förenklingar presenteras i Löfgren (2004a). Den enklaste metoden, det linjära sambandet se Figur 3.7 (a), anses vara lämplig vid dimensionering men inte tillräcklig för att beskriva fiberbetongens verkningsätt. Då lämpar sig de andra fördelningarna bättre, se Figur 3.7 (b) och Figur 3.7 (c). Dock behövs tre parametrar, a_1 , a_2 och b_2 , bestämmas för det bi-linjära sambandet och fem, a_1 , a_2 , a_3 , b_2 och b_3 , för det tri-linjära sambandet.

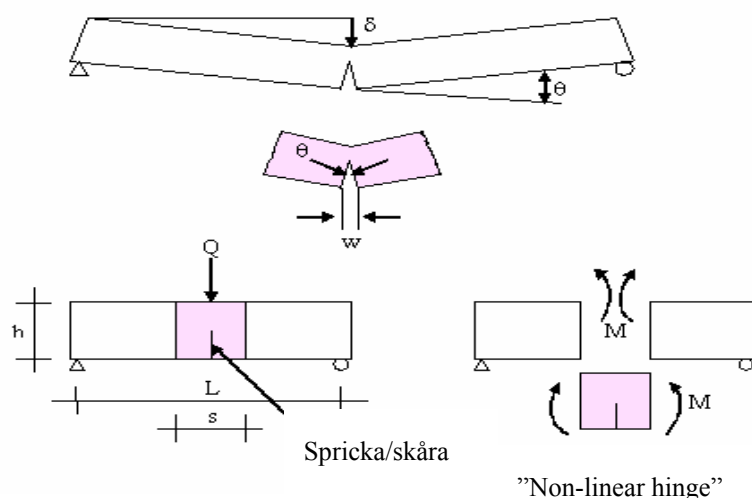


Figur 3.7 Förenklade spänning-spricköppnings samband: (a) enkelt samband med konstant spänning, (b) bi-linjärt samband och (c) tri-linjärt samband. Enligt Löfgren (2004a).

3.2.2 Dimensioneringsmodell

Den dimensioneringsmodell som grundar sig på den fiktiva sprickmodellen presenteras av flera författare som "the non-linear hinge model", se Figur 3.8. Grundprincipen är att ett element, lastat med normalkraft och moment, delas in i tre

delar. Mittendelen, med bredden s , antas vara sprucken och modelleras som en "non-linear hinge" medan de yttre delarna antas vara ospruckna med elastisk respons.



Figur 3.8 "Non-linear hinge model"

Det finns många olika versioner på "non linear hinge model", i stora drag kan modellerna delas in i olika kinematiska samband enligt RILEM-TC 162-TDF. Se RILEM (2002).

- Den fiktiva sprickans yta förblir plan och spricköppningens vinkel är den samma som deformationen i "non-linear hinge".
- Den fiktiva sprickans yta förblir plan och spricköppningens vinkel är den samma som den totala krökningen av "non-linear hinge". Den totala krökningen antas ha en parabolisk variation mellan den spruckna och elastiska delen.
- Den fiktiva sprickans yta förblir inte plan utan deformationen bestäms av sambandet mellan spänning-spricköppning.

Nedan presenteras en modell utformad av Löfgren (2004a) som kan användas på fiberarmeradekonstruktioner med eller utan konventionell armering. Följande antaganden används i modellen:

- Tvärsnittet är belastat med moment och normal kraft.
- Längden på "non-linear hinge" s , är satt till halva balkhöjden för fiberbetong, medan samma längd för fiberbetong tillsammans med konventionell armering är lika med medelsprickavståndet.
- Sprickans yta förblir plan och spricköppningens vinkel är densamma som deformationen av "non-linear hinge".
- "Tension stiffening" dvs. inverkan av dragen betong mellan sprickor försummas.
- Material utanför spricka antas ha elastiskt beteende.

Tvårsnittets, se Figur 3.9, respons kan bestämmas med iterationer, genom stegvis ökning av rotationen θ och jämviktsekvationer bestäms läget på neutrala lagret. Med hjälp av jämviktsekvationer bestäms sedan det resulterande böjmomentet.

$$\frac{N}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(\varepsilon, y) dy + \int_{h-a}^h \sigma(w, y) dy + \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot A_s \quad [\text{N/m}] \quad (3.8)$$

$$\frac{M}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(\varepsilon, y) \left(y - \frac{h}{2} \right) dy + \int_{h-a}^h \sigma(w, y) \left(y - \frac{h}{2} \right) dy + \sigma_s(\varepsilon_s) A_s \left(d_1 - \frac{h}{2} \right) \quad [\text{Nm/m}] \quad (3.9)$$

Medelkrökningen fås sedan med:

$$\kappa_m = \frac{\theta}{s} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (3.10)$$

Spricköppningen beräknas med hjälp av spricköppningsvinkeln och sprickans längd.

$$w_{CMOD} = \theta^* \cdot a \quad [\text{m}] \quad (3.11)$$

Längden på sprickan bestäms med följande formel:

$$a = h - \left(\frac{f_{ct} \cdot s}{E_c \cdot \theta} \right) - y \quad [\text{m}] \quad (3.12)$$

Medeltöjningen i armeringen beräknas enligt följande:

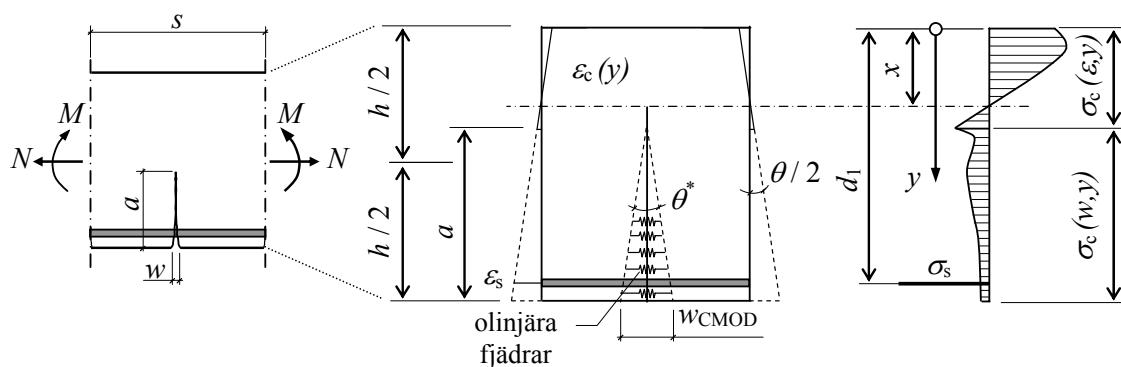
$$\varepsilon_s = \frac{\theta}{s} \cdot (d_1 - x) \quad (3.13)$$

Tryckspänningen i betongen kan beräknas med:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta}{s} (y - x) \quad (3.14)$$

Noteras kan att vid fallet när sprickplanen förblir plana så är vinkelförändringen θ lika stor som spricköppningsvinkeln vid ändarna. Detta medför att w_{CMOD} kan beräknas med följande uttryck.

$$w_{CMOD} = \theta(h - x) - \left(\frac{f_{ct}}{E_c} - \frac{N}{A \cdot E_c} \right) s \quad [\text{m}] \quad (3.15)$$



Figur 3.9 Analys enligt non-linear hinge model belastad med normalkraft och moment. Enligt Löfgren (2005).

3.3 Beräkning av sprickavstånd och sprickbredd

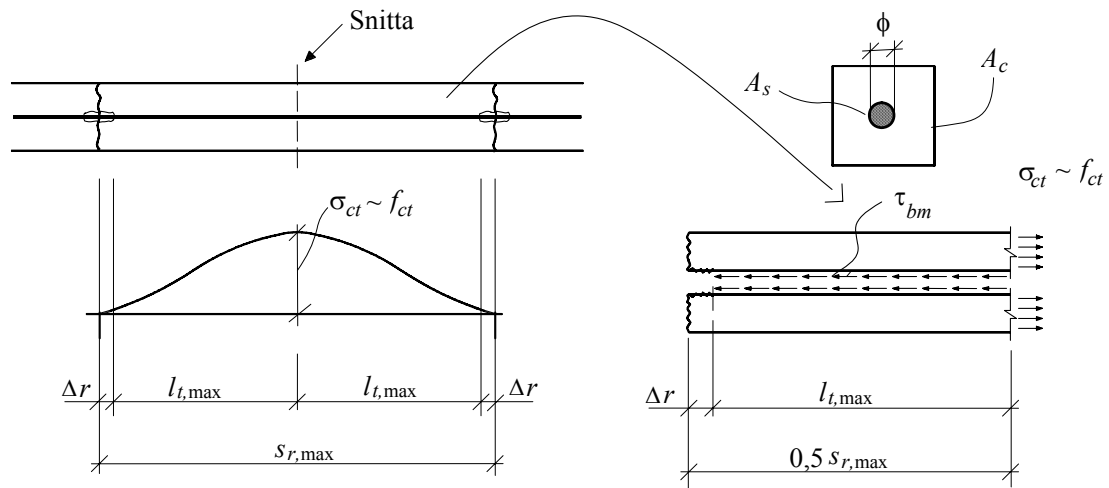
Till följd av betongens relativt låga draghållfasthet och begränsad töjbarhet är det vanligt att betongkonstruktioner spricker. Sprickor påverkar konstruktionens bärförmåga, styvhet, beständighet och estetik. Detta medför att det är viktigt för konstruktörer att ta hänsyn till sprickbredd och sprickavstånd vid dimensioneringen av betongkonstruktioner. För konventionellt armerad betong finns väl utformade modeller för sprickberäkning. Detta är dock inte fallet för fiberarmerad betong där ingen generellt accepterad sprickberäkningsmodell finns.

3.3.1 Sprickbildning

Sprickor bildas när dragspänningen i betongen, från laster och/eller tvång, når gränsen för draghållfastheten. Vid en spricka tas dragkraften av armeringen, då betongspänningen vid en spricka är lika med noll. Dragspänningen i betongen ökar med ökande avstånd från sprickan på grund av vidhäftningen mellan armeringen och betongen. Vid ett visst avstånd återfås töjningskompatibilitet mellan armeringen och betongen. Detta avstånd styrs av vidhäftningen. Ökad vidhäftning ger kortare sträcka innan kompatibiliteten uppnås. Med en liten lastökning uppkommer sprickor på varierande avstånd från varandra s_r , sprickavståndet. Efter att sprickbildningsskedet är avslutat kan i princip inga nya sprickor uppkomma, även om lasten ökas. Vid lastökning ökar istället sprickbredderna i befintliga sprickor. Se Engström (2004) och Balázs och Borosnyól (2005).

3.3.2 Sprickavstånd för konventionellt armerade konstruktioner

Nedanstående härledning för beräkning av sprickavstånd för konventionellt armerad betong enligt BBK 04 är hämtad från Engströms undervisningsmaterial (2004). Denna härledning ligger till grund för sprickberäkningsmodeller för fiberarmerad betong som har analyserats i detta projekt.



Figur 3.10 Modell för konventionellt armerad betong. Se Engström (2004).

En centriskt armerad betongstav är belastad med normalkraft. Armeringsstaven har arean A_s . Området inom det maximala sprickavståndet $s_{r,max}=2 \cdot l_{t,max}+2\Delta r$ kommer att analyseras. Där $l_{t,max}$ är den maximala överföringssträckan som krävs för att påkänningen i betongen ska kunna komma upp i draghållfastheten. Vid en fri kant antas vidhäftningen längs den störda zonen Δr vara noll.

Betongpåkänningen vid spruckna snitt är noll ($\sigma_c=0$), mitt emellan spricksnitten har betongen påkänningen $\sigma_c \approx f_{ct}$. Ökningen beror på vidhäftningen mellan armeringen och betongen. Vidhäftningen τ_b varierar utefter överföringssträckan, medelvärdet beräknas genom integration enligt formel (3.16).

$$\tau_{bm} = \frac{\int_0^{l_{t,max}} \tau_b(x) dx}{l_{t,max}} \quad (3.16)$$

Genom att snitta mitt emellan spricksnitten och utefter gränsskiktet till armeringen kan jämviktsvillkoret ställas upp.

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5 \cdot s_{r,max} - \Delta r) = f_{ct} \cdot A_c \quad (3.17)$$

I denna studie har betongtvärsnittets effektiva area, formel (3.18), använts istället för betongtvärsnittets bruttoarea. Då dragspänningar inte överförs till hela betongarean. För att förenkla beräkningar har ett konstant värde antagits enligt EC2 och BBK 04.

<p>EC2</p> $A_{c,eff} = \min \left[\begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d_1) \cdot b \\ \frac{h}{2} \cdot b \\ \frac{(h - x)}{3} \cdot b \end{array} \right]$	<p>BBK 04</p> $A_{c,eff} = \min \left[\begin{array}{l} 2 \cdot (h - d_1) \cdot b \\ \frac{h}{2} \cdot b \\ \frac{(h - x)}{3} \cdot b \end{array} \right]$
---	--

(3.18)

$$A_{c,eff} = A_s \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} = \frac{A_s}{\rho_{eff}} \quad (3.19)$$

där ρ_{eff} är armeringsinnehåll.

Insättning i jämviktsvillkoret, se formel (3.17), ger:

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5 \cdot s_{r,max} - \Delta r) = \frac{\pi \phi^2}{4 \rho_{eff}} f_{ct} \Rightarrow$$

$$s_{r,max} = 2\Delta r + \frac{1}{2} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (3.20)$$

Minsta sprickavståndet uppgår till hälften av maximala sprickavståndet och kan beräknas som:

$$s_{r,min} = \Delta r + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (3.21)$$

Medelsprickavståndet kan således uppskattas som:

$$s_{rm} = 1,5\Delta r + \frac{3}{8} \cdot \frac{f_{ct}}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad (3.22)$$

Uttrycket för vidhäftningens medelvärde, se formel (3.23), har erhållits genom försök.

$$\tau_{bm} = \frac{3}{2 \cdot \kappa_1} \cdot f_{ct} \quad (3.23)$$

där faktorn κ_1 tar hänsyn till armeringens ytegenskaper.

$\kappa_1 =$ 0,8 för kamstänger

1,2 för profilerade stänger

1,6 för varmvalsade stänger

Om uttrycket för vidhäftningspåkänningen införs i uttrycket för medelsprickavståndet, se formel (3.22), samtidigt som den störda zonen antas ha en längd $\Delta r \approx 30$ mm, erhålls följande uttryck för medelsprickavståndet vid rent drag:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} \quad (3.24)$$

där ϕ är armeringsdimensionen insatt i [mm]

Försök har visat att sprickavståndet minskar då en konstruktion belastas med böjning i jämförelse med ren dragning. Detta beaktas genom att faktorn κ_2 införs i uttrycket

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} - \text{BBK 04} \quad (3.25)$$

där κ_2 är 0,5 för böjning och 1,0 för ren dragning.

Formel (3.25) används i BBK 04 (kapitel 4.5.5) för beräkning av medelsprickavståndet. Uttrycket som används i EC2 (kapitel 7.3.4 i pr EN 1992, July 2002) tas även hänsyn till täckande betongskikt c , se formel (3.26).

$$s_{rm} = \frac{1}{1,7} \cdot \left(3,4 \cdot c + 0,425 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) \text{ [mm]} - \text{EC2} \quad (3.26)$$

3.3.3 Sprickavstånd för fiberarmerade konstruktioner

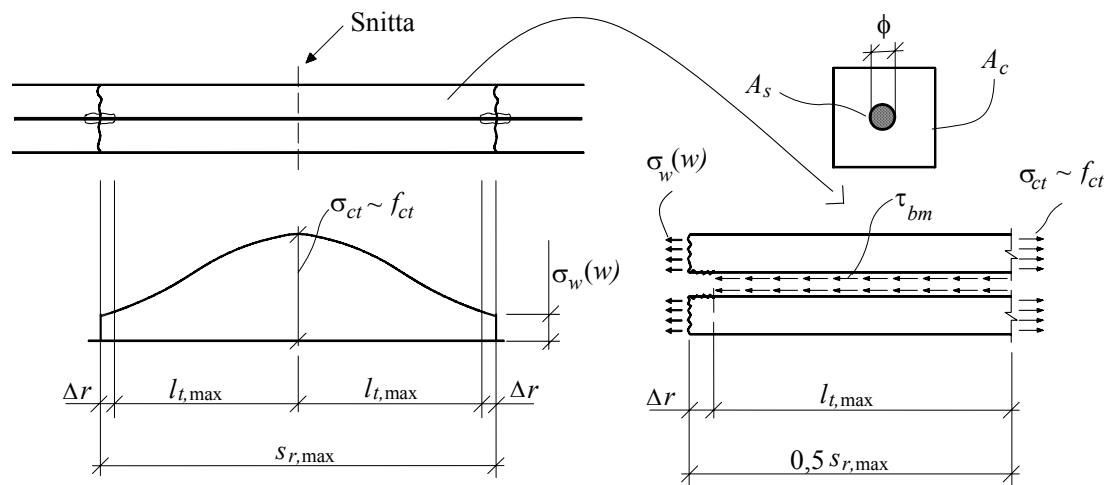
Formler för medelsprickavstånd för konventionellt armerade konstruktioner kan direkt inte tillämpas på fiberbetong då de inte på något sätt tar hänsyn till inverkan av fibrer. RILEM TC 162-TDF har presenterat ett förslag för att beräkna sprickavstånd för fiberarmerad betong. Se RILEM (2003).

$$s_{rm} = \left(50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) \left(\frac{50}{L_f / \phi_f} \right) \text{ [mm]} - \text{RILEM} \quad (3.27)$$

$$\text{där } \left(\frac{50}{L_f / \phi_f} \right) \leq 1,0$$

Den föreslagna modellen har en extra term som beaktar fiberns slankhetstal (L_f / ϕ_f). Däremot tas ingen hänsyn till mängden fibrer. Denna försumning anses inte vara rimlig då fibrernas överbryggande effekt även påverkas av fiberdosen.

Löfgren (2006a) har utarbetat ett annat förslag som bygger på att spänning-spricköppning sambandet är känt samtidigt som spänning överförs över sprickan genom fibrerna, se Figur 3.11. Förslaget bygger på härledning från Engströms undervisningsmaterial (2004).



Figur 3.11 Modell för att beräkna sprickavstånd för fiberarmerade tvärsnitt enligt Löfgren (2006a).

Betongpåkänningen vid spruckna snitt är $\sigma_w(w)$ mitt emellan spricksnitten har betongen påkänningen $\sigma_c \approx f_{ct}$. Ökningen beror på vidhäftningen mellan armeringen och betongen. Vidhäftningen τ_b varierar utefter överföringssträckan, medelvärdet beräknas genom integration enligt formel (3.28).

$$\tau_{bm} = \frac{\int_0^{l_{t,max}} \tau_b(x) dx}{l_{t,max}} \quad (3.28)$$

Genom att snitta mellan spricksnitten och gränsskiktet till armeringen kan jämviktsvillkoret ställas upp.

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5 \cdot s_{r,max} - \Delta r) + \sigma_w(w) \cdot A_c = f_{ct} \cdot A_c \quad (3.29)$$

Även för fiberbetong har betongtvärsnittets effektiva area, formel (3.30), använts istället för betongtvärsnittets bruttoarea. Då dragspänningar inte överförs till hela betongarean. För att förenkla beräkningar har ett konstant värde antagits enligt EC2 och BBK 04.

<p>EC2</p> $A_{c,eff} = \min \left[\begin{array}{l} 2,5 \cdot (h - d_1) \cdot b \\ \frac{h}{2} \cdot b \\ \frac{(h - x)}{3} \cdot b \end{array} \right]$	<p>BBK 04</p> $A_{c,eff} = \min \left[\begin{array}{l} 2 \cdot (h - d_1) \cdot b \\ \frac{h}{2} \cdot b \\ \frac{(h - x)}{3} \cdot b \end{array} \right]$
---	--

(3.30)

$$A_{c,eff} = A_s \cdot \frac{A_{c,eff}}{A_s} = \frac{A_s}{\rho_{eff}} \quad (3.31)$$

där ρ_{eff} är armeringsinnehåll.

Insättning i jämviktsvillkoret, se formel (3.29), ger:

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5 \cdot s_{r,max} - \Delta r) = \frac{\pi \phi^2}{4 \rho_{eff}} (f_{ct} - \sigma_w(w)) \Rightarrow$$

$$s_{r,max} = 2\Delta r + \frac{1}{2} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w(w)) \cdot \phi}{\tau_{bm} \cdot \rho_{eff}} \quad (3.32)$$

Minsta sprickavståndet uppgår till hälften av maximala sprickavståndet och kan beräknas som:

$$s_{r,min} = \Delta r + \frac{1}{4} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w(w)) \cdot \phi}{\tau_{bm} \cdot \rho_{eff}} \quad (3.33)$$

Medelsprickavståndet kan således uppskattas som

$$s_{rm} = 1,5\Delta r + \frac{3}{8} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w(w)) \cdot \phi}{\tau_{bm} \cdot \rho_{eff}} \quad (3.34)$$

Uttrycket för vidhäftningens medelvärde har erhållits genom försök.

$$\tau_{bm} = \frac{3}{2 \cdot \kappa_1} \cdot f_{ct} \quad (3.35)$$

där faktorn κ_1 tar hänsyn till armeringens ytegenskaper.

$\kappa_1 =$ 0,8 för kamstänger

1,2 för profilerade stänger

1,6 för varmvalsade stänger

Om uttrycket för vidhäftningspåkänningen, formel (3.35), införs i uttrycket för medelsprickavståndet, se formel (3.33), samtidigt som den störda zonen antas ha en längd $\Delta r \approx 30$ mm, erhålls följande uttryck för medelsprickavståndet vid ren dragning:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w(w)) \cdot \phi}{f_{ct} \cdot \rho_{eff}} \Rightarrow$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \left(1 - \frac{\sigma_w(w)}{f_{ct}} \right) \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} \quad (3.36)$$

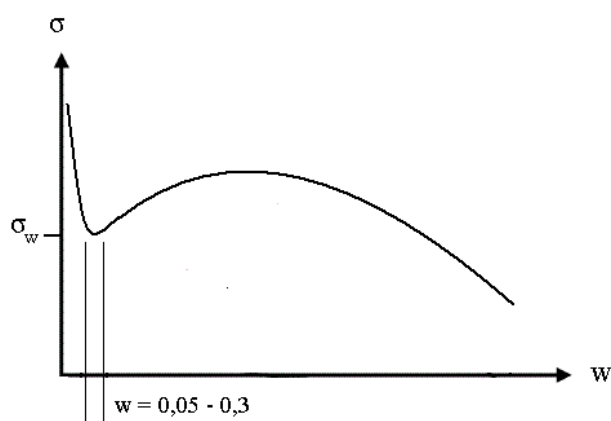
Hänsyn för minskade sprickavstånd vid böjning hanteras på samma sätt som för konventionellt armerade balkar, med faktorn κ_2 . Det slutgiltiga uttrycket kan således tecknas som:

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} \quad \text{- Löfgren} \quad (3.37)$$

$$\text{där } \kappa_3 = \left(1 - \frac{\sigma_w(w)}{f_{ct}} \right)$$

$\sigma_w(w)$ kan förslagsvis bestämmas ur spänning-spricköppning sambandet, se Figur 3.12. Förenklat kan parametern antas som det minsta värdet inom ett sprickvidds intervall på $0,05 \leq w \leq 0,3$ mm. En annan variant av Löfgrens förslag tar hänsyn till täckande betongskikt, se formel (3.38). Denna formel har använts vid beräkningar av sprickavstånd enligt Löfgren.

$$s_{rm} = c + 3 \cdot \phi + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_3 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} \quad \text{- Löfgren} \quad (3.38)$$



Figur 3.12 Bestämning av σ_w ur spänning-spricköppnings sambandet.

Det tredje förslaget som kommer att behandlas är hämtat från Ibrahim och Luxmoore (1979). Modellen tar hänsyn till både fiberdosering och fibrernas slankhetstal. Förslaget skiljer sig från de tidigare då det inte bygger på samma härledning utan baseras på Leonhardts metod. Nedanstående formel används för att beräkna minsta sprickavståndet $s_{r,min}$, enligt Leonhardt (1977).

$$s_{r,min} = K_1(a_{c/c}, c) + K_2' \cdot K_3 \cdot \eta_s \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \text{ [mm]} \quad \text{- Ibrahim och Luxmoore} \quad (3.39)$$

Parametern $K_1(a_{c/c}, c)$ betecknar sträckan som spänningar sprids ut från sprickan. Denna bestäms med hjälp av c , täckande betongskiktet och $a_{c/c}$, armeringsjärnets centrumavstånd enligt formel (3.38).

$$K_1(a_{c/c}, c) = \begin{cases} 1,2 \cdot c & a_{c/c} \leq 2 \cdot c \\ 1,2 \cdot \left(c + \frac{a_{c/c} - 2 \cdot c}{4} \right) & 14\phi \geq a_{c/c} > 2 \cdot c \end{cases} \quad (3.40)$$

Enligt Leonhardt är förhållandet mellan draghållfastheten i betong och medelvärdet på vidhäftningen konstant, vilket medför att överföringssträckan är oberoende av betongens kvalitet. K_2 kan enligt Leonhardt antas vara 0,4 för kamstänger och 0,74 för släta varmvalsade stänger.

$$K_2' = \frac{f_{ct}}{\gamma \cdot \tau_{bm}} = \frac{K_2}{\gamma} \quad (3.41)$$

För att beakta den ökade vidhäftningen med fiberbetong används faktorn γ . Denna är ett mått på den procentuella vidhäftningsökningen för armeringsstängerna. Värdet kan endast bestämmas genom försök. Ibrahim och Luxmoore presenterar ett förslag för att uppskatta denna faktor genom linjär interpolation.

$$\gamma = \begin{cases} \left(1 + \frac{V_f}{0,01} \cdot 0,04 \right) \leq 1,4 & \text{för duoform fibrer} \\ \left(1 + \frac{V_f}{0,02} \cdot 0,04 \right) \leq 1,4 & \text{för runda fibrer} \end{cases} \quad (3.42)$$

Faktorn K_3 beaktar vilken typ av lastfall som verkar, föreslagna värden är 0,25 för rent drag och 0,125 för ren böjning.

Den sista parametern η_s tar hänsyn till fibrernas bryggningseffekt över en spricka. När sprickbildningsskedet är avslutat kommer armeringsstängerna att ha en lägre spänning i fiberbetong än i konventionellt armerad betong. Genom att anta att sprickbildningsskedet avslutas vid en spänning i armeringen på 200 MPa samtidigt som fibrerna antas bära sin maximala last innan utdragsbrott sker, erhålls följande uttryck:

$$\eta_s = \frac{200 \cdot A_s}{200 \cdot A_s + P_{f,utdrag} \cdot A_c} \quad (3.43)$$

där $P_{f,utdrag}$ kan beräknas med formel (3.44) beroende på fibrernas orientering i betongen. Parametern τ_d representerar medelvärdet på fibrernas vidhäftning och kan bestämmas genom utdragsprover.

$$P_{f,utdrag} = \begin{cases} \frac{V_f \cdot \tau_d \cdot L_f}{\phi_f} & \text{för riktade fibrer, 1 - D} \\ \frac{2 \cdot V_f \cdot \tau_d \cdot L_f}{\pi \cdot \phi_f} & \text{för slumpmässigt orienterade fibrer, 2 - D} \\ \frac{V_f \cdot \tau_d \cdot L_f}{2 \cdot \phi_f} & \text{för slumpmässigt orienterade fibrer, 3 - D} \end{cases} \quad (3.44)$$

3.3.4 Beräkningsmodeller för sprickbredd

Befintliga uttryck för att beräkna sprickbredden i fiberbetong skiljer sig inte från uttrycken som används för konventionellt armerad betong. RILEM TC 162-TDF föreslår samma uttryck som nyttjas i EC2.

$$w_k = \beta \cdot s_{rm} \cdot \varepsilon_{sm} \quad \text{- RILEM} \quad (3.45)$$

där β skiljer på sprickor orsakade av yttre last och sprickor orsakade av tvång. Värdet för yttre last är 1,7 och 1,3 för tvång.

Medelståltöjningen beräknas med formel (3.46).

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \quad (3.46)$$

där σ_{sr} är stålspänningen i ett sprucket tvärsnitt direkt efter sprickbildning. Faktorn β_1 tar hänsyn till vidhäftningen mellan armeringen och betongen. Värdet är 1,0 för hög vidhäftande stänger och 0,5 för släta. Koefficienten β_2 styrs av lastens varaktighet. Värdet är 1,0 för första pålastningen och 0,5 för långtidslast eller vid lastupprepning.

BBK 04 använder samma grunduttryck för att beräkna sprickbredd. En avvikelse är att BBK 04 inte skiljer på om sprickan är orsakad av yttre last eller tvång. Värdet på β är alltid 1,7. Koderna skiljer sig även åt vid beräkning av stålets medeltöjning där BBK 04 använder följande uttryck:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \frac{\beta_2}{2,5 \cdot \kappa_1} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right) \quad (3.47)$$

Ibrahim och Luxmoore (1979) har föreslagit följande uttryck för fiberarmerad betong:

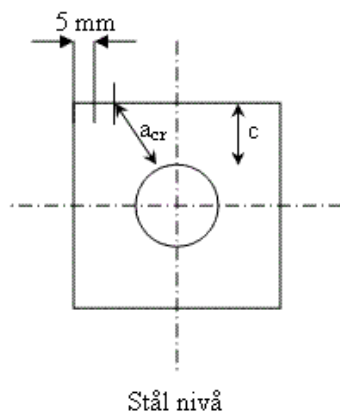
$$w_{max} = K_4 \cdot s_{r,min} \cdot \varepsilon_{sm} \quad \text{- Ibrahim och Luxmoore} \quad (3.48)$$

där parametern K_4 kan relateras till β i tidigare formler men istället för att kategorisera med avseende på tvång och yttre last, används ren dragning och böjning. Värdet på K_4 vid ren dragning är 1,4 och 1,6 för böjning.

Stålets medeltöjning beräknas enligt följande för första pålastningen:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left[1 - \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right] \cdot \frac{a_{cr}}{c} \quad (3.49)$$

Den nya parametern a_{cr} , se Figur 3.13, tar hänsyn till sprickbreddsvariationer vid betongens ytskikt på grund av armeringsstångernas olika avstånd till ytskiktet. För fallet $a_{cr}=c$ beräknas sprickbredden vid stålets nivå.



Figur 3.13 Definition av a_{cr} och c enligt Ibrahim och Luxmoore (1979).

4 Experiment

4.1 Delmaterial

I studien har självkompakterande betong med vct 0,55 använts. Typ och fabrikat av ingående delmaterial i betongen visas i Tabell 4.1.

Tabell 4.1 Självkompakterande betongens komponenter

Material	Typ
Cement	CEM II/A-LL (Bygg, Skövde)
Sand 0-4	Sjösand, Danmark
Grus 0-8	Naturgrus, Östad
Sten 4-8	Makadam, Tagene
Sten 8-16	Makadam, Tagene
Filler	Kalkfiller L40, Nordkalk
Superplactiserare	Polykarboxylateter Sikament 56, Sika
Stabiliserande medel, (viskositetshöjande medel)	Stabilizer 100, Sika
Luftporbildande medel	SikaAer-S, Sika
Vatten	-

Som **fiberarmering** har stålfibrer från Bekaert med beteckningen Dramix™ RC-35/65-BN använts. Fibrerna är tillverkade av kalldragen tråd, är försedda med ändkrokar och levereras hoplimmade i flak. Den förväntade flytgränsen är minst 1,1 GPa.



Figur 4.1 Beskrivning av stålfibern RC-65/35-BN från Bekaert. Från www.bekaert.com.

Härefter följer en förklaring till beteckningarna i Figur 4.1.

R: fibern har ändkrokar.

C: fibrerna är hoplimmade i flak.

65: fibrernas slankhetstal dvs. förhållandet mellan längden och diametern är 65

35: fibrernas längd i mm.

B: fibern har inte något överdrag.

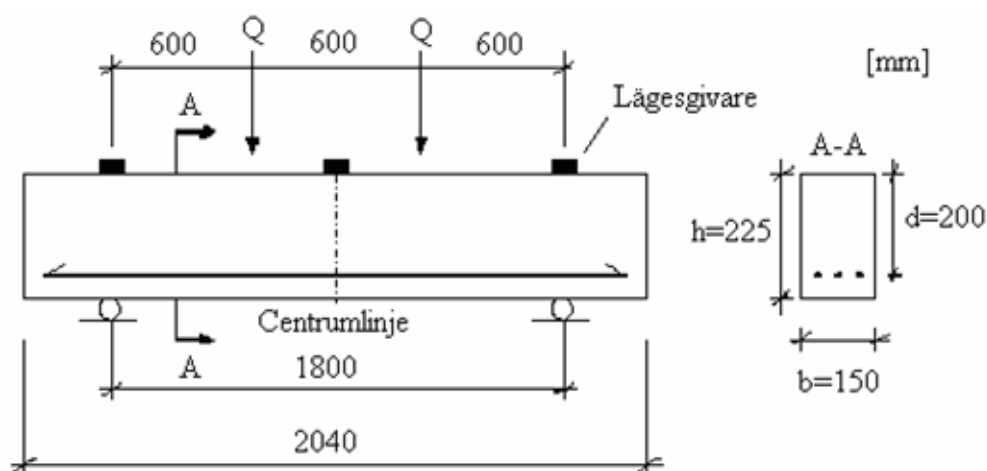
N: fibern har låg kolhalt.

Som **konventionell armering** har kamstång B500B med diametrar 6 mm respektive 8 mm använts. Stängerna användes som längsgående armering i provbalkarnas dragzon. Se Figur 4.2. Stänger med diametern 6 mm användes även som byglar.

4.2 Provningsprogram

Studien omfattar 5 st testserier (Serie 1-5) med balk- och materialprovningar. Serie 1 (referensserien) innehåller balkar med enbart konventionell armering, medan övriga serier (Serie 2-5) innehåller balkar med en kombination av stålfibrer och konventionell armering. För varje serie tillverkades

- 3 st balkar enligt Figur 4.2 för mätning av nedböjning, sprickavstånd, sprickbredder och spricktillväxt (spricklängd) under inverkan av böjande belastning
- 9 st WST-provkroppar för bestämning av fiberbetongens seghet
- 6 st standardkuber för bestämning av betongens respektive fiberbetongens tryckhållfasthet



Figur 4.2 Visar dimensionerna på balkarna och dess tvärsnitt.

Testserierna med respektive fiberdosering V_f (volym fibrer), mängd armeringsjärn i balkarna och antal provningsenheter per serie visas i Tabell 4.2.

Tabell 4.2 Serierna med respektive fiberdosering och armeringsmängd.

Serie	Fiberdosering [kg/m ³]	Armeringsjärn Antal och diameter [mm]	Balkar [st]	WST [st]	Kuber [st]
1	-	3 ϕ 8	3	9	6
2	$V_f = 0,5\%$ (39,3 kg/m ³)	3 ϕ 8	3	9	6
3	$V_f = 0,5\%$ (39,3 kg/m ³)	3 ϕ 6	3	9	6
2	$V_f = 0,25\%$ (19,6 kg/m ³)	3 ϕ 6	3	9	6
5	$V_f = 0,75\%$ (58,9 kg/m ³)	3 ϕ 6	3	9	6

4.3 Tillverkning

Samtliga betonger, balkar och provkroppar tillverkades under en tvåveckorsperiod i mitten av juni 2006 vid TCG:s centrallaboratorium på Ringön i Göteborg. Betongerna blandades i en 60 liters laboratorieblandare av typ twin-shaft, fabrikat BHS 60. Se Figur 4.3. Delmaterial inklusive fibrer torrblandades två minuter innan vatten, flytmedel, och övriga tillsatsmedel tillsattes. Betongblandningens sammansättningar visas i Bilaga B.

Varje testserie indelades i tre ”balkserier” om vardera en balk, tre WST-provkroppar och två standardkuber. Materialåtgången beräknades till 110 liter betong. På grund av blandarens begränsade kapacitet krävdes blandning i två omgångar, dvs. blandning av två 55-literssatser till varje ”balkserie”. Efter blandning homogeniserades de två satserna omsorgsfullt i ett större tråg varefter den färska betongens lufthalt och konsistens bestämdes och gjutning av balk och provkroppar kunde påbörjas.

Efter gjutning täcktes balkar och provkroppar med plast fram till avformning nästföljande eftermiddag. Kuber för bestämning av tryckhållfasthet lagrades fr.o.m. avformning fram till provning 28 dygn efter gjutning i vatten. WST-provkropparna och balkarna lagrades fr.o.m. avformning intäckta med plast utomhus under ca 2 månader varefter de transporterades till CTH för konditionering inomhus ca 1 månad innan provning vidtogs.



Figur 4.3 *Minifabriken på TCG:s centrallaboratorium på Ringön i Göteborg där tillverkning av alla betongblandningar, provbalkar och provkroppar ägde rum.*

4.4 Provningsmetoder

4.4.1 Färsk betong

Betongens och fiberbetongens **konsistens** bestämdes på två sätt, dels med hjälp av flytsättningsmättet och dels med hjälp av utbredningsmättet enligt SS-EN 12350-5

Flytsättningsmättet är en internationellt vedertagen provningsmetod för bestämning av den självkompakterande betongens flytegenskaper. Den finns beskriven i Svenska Betongföreningen (2002), är anpassad för självkompakterande betong men har ännu inte fått status som en standardiserad provningsmetod.

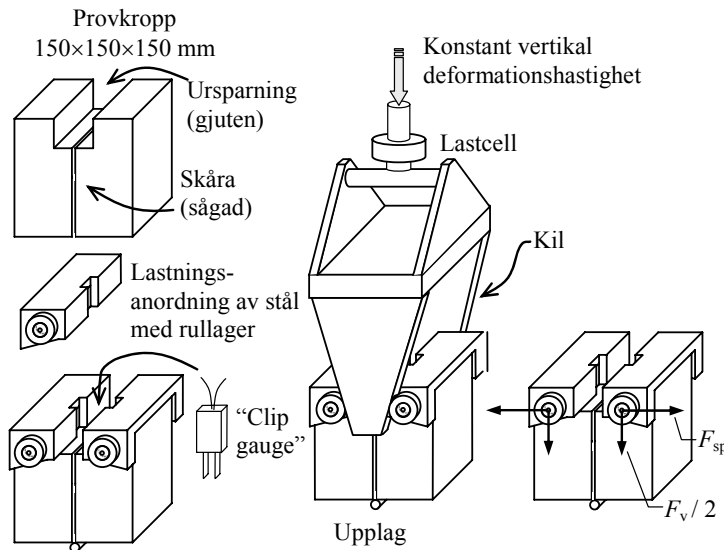
Betongens och fiberbetongens **lufthalt** bestämdes med tryckmetoden enligt SS-EN 12350-7.

4.4.2 Tryckhållfasthet

Betongens och fiberbetongens tryckhållfasthet bestämdes enligt SS-EN 12390-3. Kuberna med kantlängd 150 mm vattenlagrades fram till provning som ägde rum 28 dygn efter gjutning.

4.4.3 Spänning - spricköppning

Betongens seghet bestämdes med hjälp av WST-metoden ("wedge splitting test") där en speciellt utformad provkropp spräcks kontrollerat i en speciellt utformad rigg. Påförd last och spricköppning registreras, varefter ett $\sigma-w$ sambandet bestäms med hjälp av inversanalys och en experimentellt bestämd fibereffektivitetsfaktor. Provningsanordningen visas i Figur 4.4.



Figur 4.4 Översiktlig bild av provningsanordningen för WST och dess komponenter. Från Löfgren (2006).

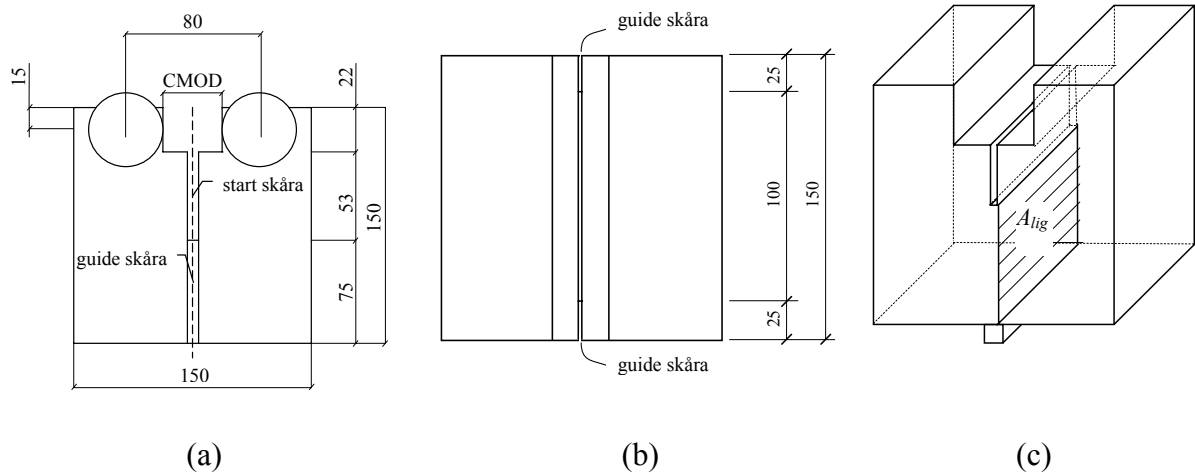
Kantlängden på provkropparna valdes till 150 mm. Enligt en studie av Löfgren et al (2004) rekommenderas provkroppar med kantlängd 200 mm för fiberbetong med långa fibrer (60 mm) och provkroppar med kantlängd 150 mm för fiberbetong med korta fibrer (~30 mm).

För att få en kontrollerad (styrd) uppsprickning sågas en 53 mm djup startskåra i symmetriplanet längs ursparningen och därutöver en 25 mm djup anvisningsskåra (guide skåra) på ömse sidor av provkroppen, se Figur 4.5. Vid provningen placeras de båda belastningsanordningarna på ömse sidor av ursparningen, och i öppningen dem emellan placeras en givare, en s.k. "clip gauge", för att registrera deras inbördes förskjutning då det kilformiga oket sänks ner och via rullagren tvingar isär dem med den horisontella kraften F_{sp} , se Figur 4.4. Under provningen registreras påförd vertikal last F_v mot spricköppningen CMOD. Sambandet mellan vertikal och horisontell last är

$$F_{sp} \approx \frac{F_v}{2 \tan(\alpha)} \quad (4.1)$$

där α är vinkeln på kilen och i detta fall är $\alpha = 15^\circ$.

För provningen användes en universalprovningmaskin av fabrikat MTS. Den vertikala belastningshastigheten (deformationshastigheten) reglerades i fem steg, s.k. ramper, med hjälp av en styranordning av fabrikat Teststar IIs. Startrampen inleddes med deformationshastigheten 0,1 mm/min och därefter ökades hastigheten successivt. Ramp 1: 0,2 mm/min, ramp 2: 0,3 mm/min, ramp 3: 0,5 mm/min och slutligen ramp 4: 0,75 mm/min. Påförd last och spricköppning registrerades fem gånger per sekund. Testningen av en provkropp varade i ca 45 min. Efter provningen mättes ligamentsarean A_{lig} , se Figur 4.5 (c), och antalet fibrer inom denna area $N_{f,exp}$ räknades.



Figur 4.5 Geometri av WST provkroppar som har används i projektet: (a) framsida provkropp, (b) ovansida provkropp och (c) ligamentsarea som uppmäts efter provning.

Med antalet fibrer över ligamentsarean känd beräknades den experimentella fibereffektivitetsfaktorn fram enligt formel (4.2) från Löfgren (2005).

$$\eta_{b.exp} = \frac{N_{f.exp}}{V_f / A_f} \quad (4.2)$$

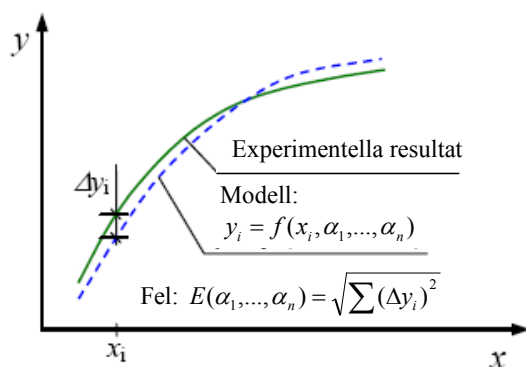
där $N_{f.exp}$ = antalet fibrer per area enhet

V_f = fiberdosering

A_f = tvärsnittsarea, fiber

Inversanalys

För att bestämma σ - w sambandet användes inversanalys. Inversanalys är en form av parameteruppskattning. Metoden går ut på att minimera skillnaden mellan den beräknade lasten och den från försöken erhållna lasten vid ett givet CMOD. Detta görs genom stegvisa iterationer, se Figur 4.6.



Figur 4.6 Metodik för parameter uppskattning enligt inversanalys. Se Löfgren (2005).

I arbetet användes en bi-linjär uppskattning av σ - w sambandet för betong med och utan fibrer. Analysen genomfördes i ett Matlab[®] program utvecklat vid DTU. Se Østergaard (2003).

Efter genomförd analys korrigerades σ - w sambandet med avseende på antalet fibrer som korsar ligamentsarean med hjälp av formel 4.3.

$$\sigma_{b,balk}(w) = \sigma_{b,exp}(w) \cdot \frac{\eta_{b,balk}}{\eta_{b,exp}} \quad (4.3)$$

där $\sigma_{b,balk}(w)$ = σ - w sambandet för balk

$\sigma_{b,exp}(w)$ = σ - w sambandet från inversanalys (experiment)

$\eta_{b,balk}$ = teoretisk fibereffektivitetsfaktor för fiberorientering i balk, 0,54 beräknat enligt Dupont och Vandewalle (2005a)

$\eta_{b,exp}$ = fibereffektivitetsfaktor från experiment

Löfgren (2005) har visat att storleken på provkroppen i förhållande till fiberlängden har inverkan på fibereffektivitetsfaktorn och därmed den överbryggande spänningen. En fibereffektivitetsfaktor, $\eta_{b,exp}$ bestämd från WST provkroppar kan användas för att korrigera σ - w sambandet så att det bättre överensstämmer med fiberorientering i balk. Fibereffektivitetsfaktorn, $\eta_{b,balk}$ för balkarna bestämdes med hjälp av balkarnas dimensioner, fibrernas geometri samt dosering, enligt Dupont och Vandewalle (2005a). Försök har visat att det är rimligt att anta ett linjärt samband mellan antalet fibrer och fibrernas överbryggande spänning och därmed är det möjligt att korrigera σ - w sambandet från inversanalysen med formel (4.3).

4.4.4 Balktester

Balkprovningarna ägde rum på CTH ca 3 månader efter gjutning. Testanordningen visas i Figur 4.7. Balkarna belastades i tredjedelspunkterna. För att eliminera effekten av eventuella ojämnheter placerades en 3 mm tjock gummiplatta mellan upplagsplatta och balk. För att uppnå en jämn lastfördelning över balkbredden placerades en tretexsskiva som mellanlägg mellan lastangreppsplatta och balk.



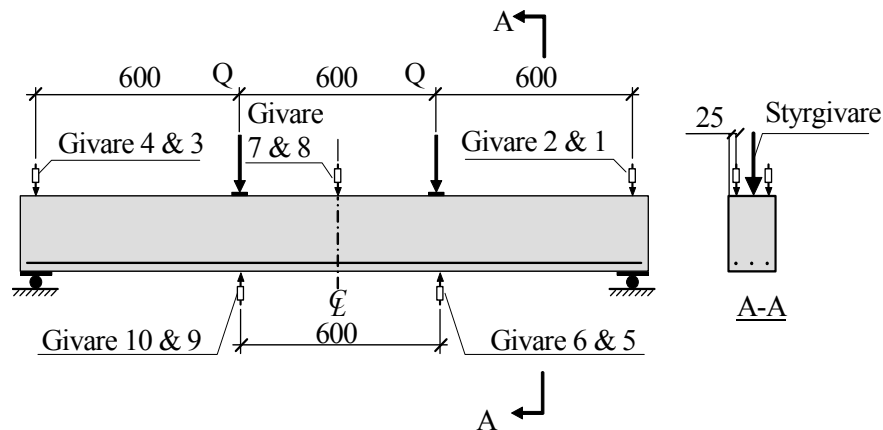
Figur 4.7 Testanordning för balkarna.

Balktesterna deformationsstyrdes vilket är ett mer kontrollerat tillvägagångssätt än laststyrd provning. Deformationshastigheten var 0,1 mm/min förbi uppsprickning och därefter ökades hastigheten successivt stegvis till 0,15 mm/min, 0,25 mm/min och slutligen till 0,35 mm/min.

För registrering av last och nedböjning användes 10 st lägesgivare av fabrikatet RDP. Lägesgivarnas placering visas i Figur 4.8. Givare nummerade 1-4 hade mätlängd ± 5 mm och användes för registrering av stödsättning vid upplagen. Givare nummerade 5-10 hade mätlängd $\pm 12,5$ mm och användes för registrering av nedböjningar i balkmitt och balkens tredjedelspunkter.

En givare nummer 11 med kapacitet ± 100 kN representerade lastcellen och givare nummer 12 med mätlängd ± 50 mm var en styrgivare av fabrikat HBM och var placerad mellan lägesgivarna 7 och 8 i mitten av balken. Samtliga data insamlades digitalt med hjälp av datalogger var femte sekund. Under försöken plottades även last-deformationskurvan med hjälp av en X/Y-plotters.

Efter avslutade provningar kalibrerades samtliga givare.



Figur 4.8 Numrering och placering av givarna vid balktesterna.

Sprickbredder uppmättes manuellt dels med hjälp av fyra pålimmade mätpunkter och en mekanisk mätklocka (en s.k. Staeger-mätare) och dels med hjälp av ett sprickmikroskop. De fyra Staeger-punkterna valdes i balkmitt på höjden 20 mm från underkant balk och på inbördes avstånd ca 100 mm. Se Figur 4.7.

Sprickavstånden uppmättes manuellt med hjälp av linjal på höjden 20 mm från underkant balk.

Spricktillväxten följdes manuellt under hela provningen genom att samtidigt registrera sprickhöjd och aktuell last.

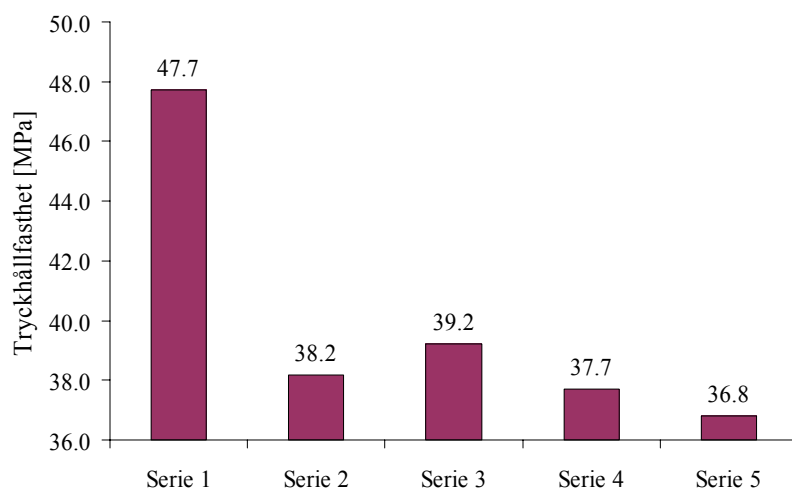
Tidsåtgången för provning av varje enskild balk var ca 2-2,5 h.

4.5 Resultat

I avsnittet resultat redovisas inverkan av olika fiberdoseringar samt skillnaden mellan experimentella studier och analytiska beräkningsteorier. Dessa har i sin tur delats upp med hänsyn till provningsprogrammet och de parametrar som har studerats, dvs. last, moment, nedböjning, sprickavstånd, sprickbredd och krökning.

4.5.1 Tryckhållfasthet

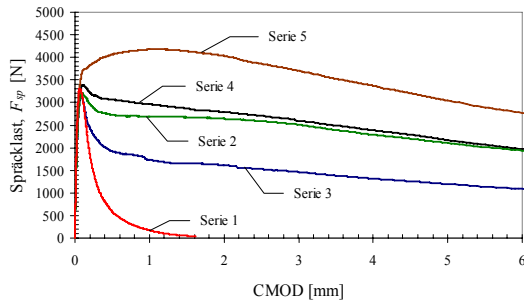
I Figur 4.9 ses tryckhållfastheten, som erhöles från kubtryckprovningen, för respektive serie. Tryckhållfastheten visas som ett medelvärde av de sex kuberna som ingår i varje serie.



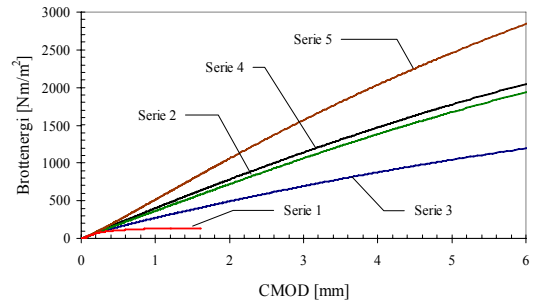
Figur 4.9 Tryckhållfasthet från kubtryckprovningen för varje serie.

4.5.2 Spänning – spricköppning

I detta avsnitt redovisas resultat från kil-spräck metoden (WST metoden). Figur 4.10(a) visar medelvärde av spräcklast mot CMOD för respektive serie, medelvärde för respektive balk kan ses i Bilaga E. Medelvärde på brottenergin för olika värden på CMOD ses i Figur 4.10(b). Figur 4.11 redovisas spridningen av resultat för spräcklast och brottenergi. Antalet fibrer över ligaments area samt fibereffektivitetsfaktor för respektive serie redovisas i Figur 4.12.

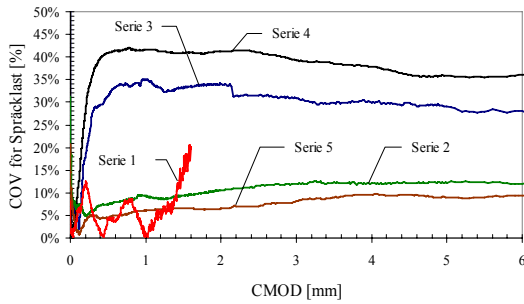


(a)

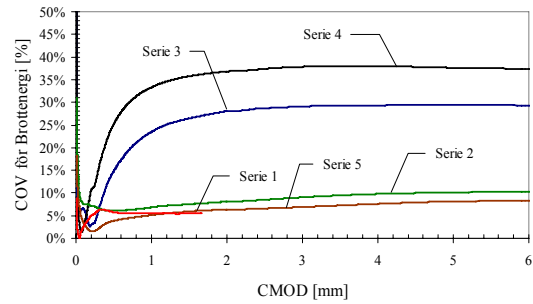


(b)

Figur 4.10 (a) spräcklast och (b) brottenergi mot CMOD för de olika testserierna.

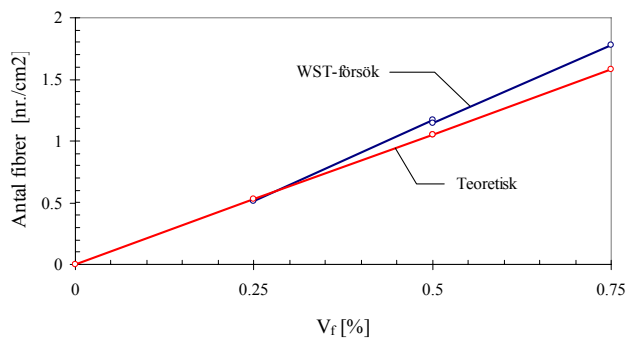


(c)

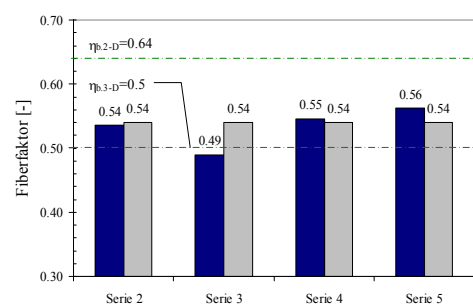


(d)

Figur 4.11 Jämförelse av resultatens spridning för: (a) spräcklast och (b) brottenergi.



(a)

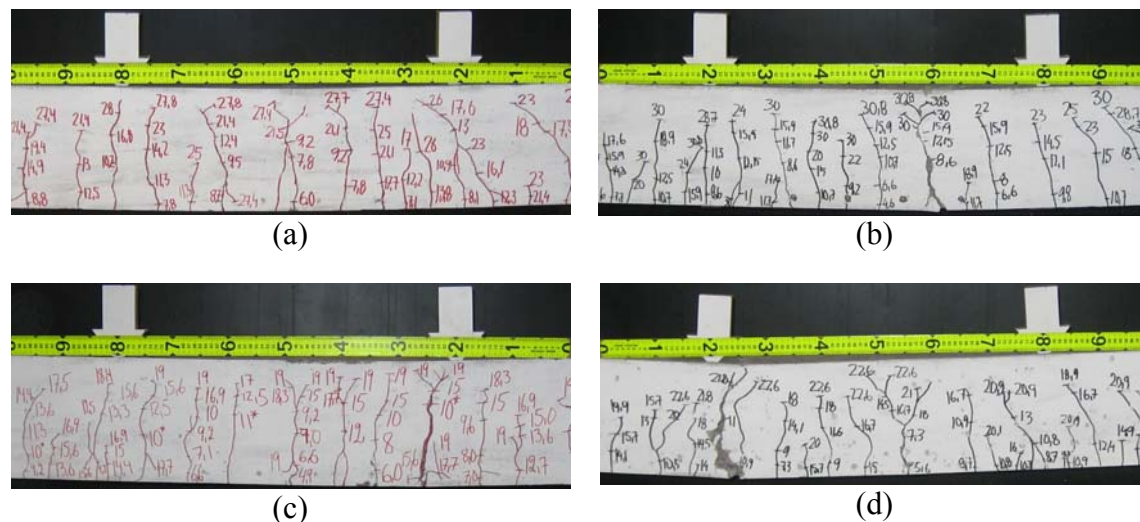


(b)

Figur 4.12 (a) antal fibrer över ligamentsarea och (b) fibereffektivitetsfaktor från WST provkroppar (till vänster) jämfört med teoretiskt värde för balk (till höger) och fullständig 2D- och 3D-orientering.

4.5.3 Balktester

I resultaten från balktesterna visas skillnaden i beteende för de olika serierna beroende av storleken på fiberdoseringen och armeringens diameter. I Figur 4.13 ses sprickmönster från balkar ur några av testserierna. De vita pilarna representerar lasten.



Figur 4.13 Foton från balktesterna, visar sprickmönster från några av testbalkarna: (a) Serie 1, (b) Serie 2, (c) Serie 3 och (d) Serie 5.

Last-mittnedböjning

Från balktesterna har mittnedböjningen tagits fram som ett medelvärde av styrgivaren och givarna 7 och 8, dvs. de tre givarna som registrerade deformation i mitten av balken. Den maximala lasten och maximala mittnedböjningen för varje balk ses i Tabell 4.3 Variationskoefficienten, COV, är framtagen som standardavvikelsen genom medelvärdet för serierna. Mittnedböjningen varierar mycket lite mellan balkarna i Serie 3, endast 1,5 %. För serierna 2, 4 och 5 är COV för mittnedböjningen betydligt större. Generellt för alla serier varierar den maximala lasten lite mellan balkarna i respektive serie, men för balkarna med fiberarmering så ökar den något.

Tabell 4.3 Maximal last och mittnedböjning samt COV för respektive serie.

Serie	Balk	Maximal last	Maximal last COV	Mittnedböjning vid maximal last	Mittnedböjning medel	Mittnedböjning COV
		[kN]	[%]	[mm]	[mm]	[%]
1	I	29.0	2.7%	27.0	26.2	5.3%
	II	28.3		26.9		
	III	27.4		24.6		
2	I	31.5	4.6%	19.5	19.9	13.5%
	II	30.6		22.8		
	III	33.5		17.5		
3	I	19.1	2.9%	23.2	23.6	1.5%
	II	18.6		23.7		
	III	18.0		23.9		
4	I	20.5	4.0%	21.4	21.8	11.3%
	II	19.6		19.6		
	III	19.0		24.5		
5	I	20.6	4.0%	10.8	11.7	10.4%
	II	21.7		13.1		
	III	22.3		11.2		

Sprickavstånd

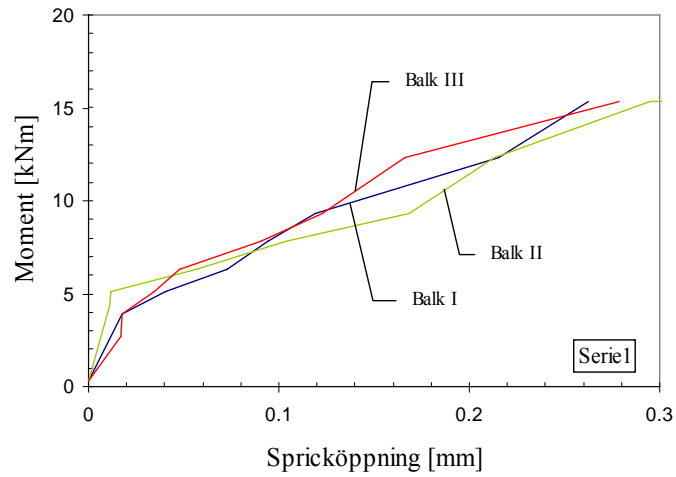
Sprickavståndet är framtaget som ett medel av samtliga sprickor från respektive balk, över hela balklängden. I Tabell 4.4 ses sprickavstånden för respektive balk och serie. Variationskoefficienten, COV, är framtagen som seriens standardavvikelse genom medelsprickavståndet för serien. Överlag är variationen liten mellan de olika serierna.

Tabell 4.4 Sprickavstånd och COV för respektive serie.

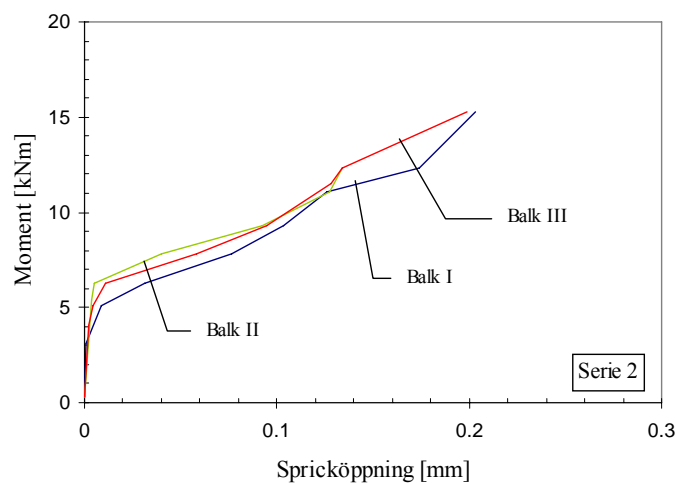
Serie	Balk	Sprickavstånd	Sprickavstånd medel	Sprickavstånd COV
		[mm]	[mm]	[%]
1	I	75	78	3.2%
	II	80		
	III	78		
2	I	63	59	5.9%
	II	57		
	III	57		
3	I	77	71	7.8%
	II	70		
	III	66		
4	I	65	66	2.6%
	II	68		
	III	65		
5	I	53	56	4.5%
	II	56		
	III	58		

Moment-spricköppning

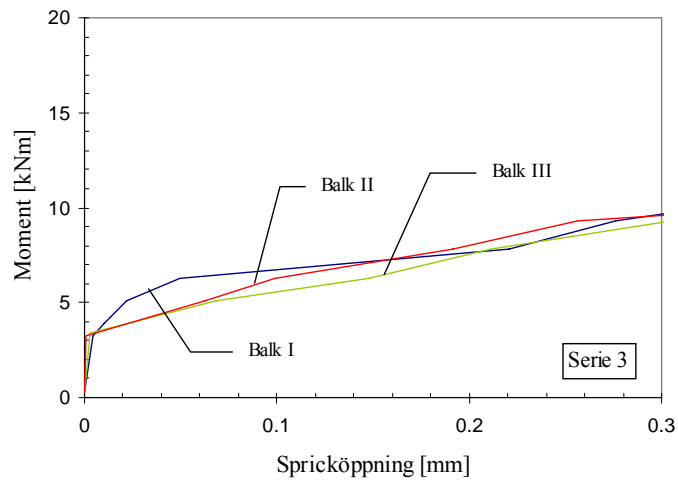
Spricköppningarna redovisas som ett medelvärde från mätningarna från de fyra steagerpunkterna. I Figur 4.14 till Figur 4.18 ses moment och spricköppnings diagrammen för serierna.



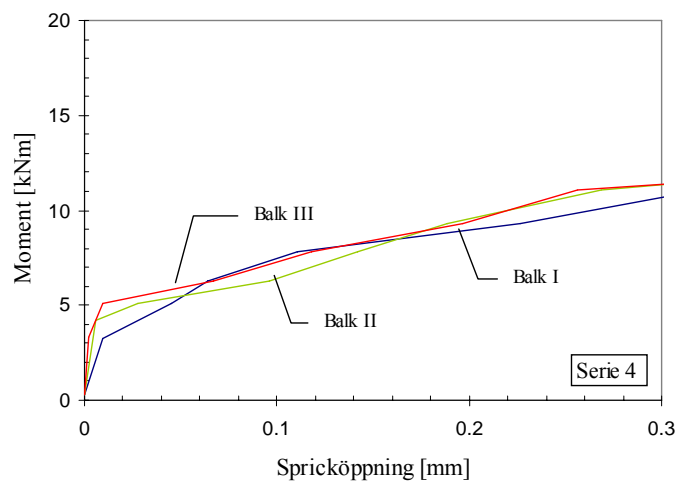
Figur 4.14 Moment och spricköppning från balktester för Serie 1.



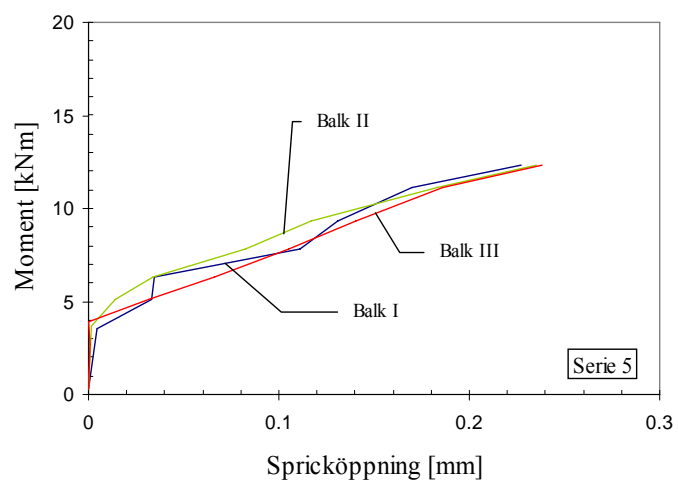
Figur 4.15 Moment och spricköppning från balktester för Serie 2.



Figur 4.16 Moment och spricköppning från balktester för Serie 3.



Figur 4.17 Moment och spricköppning från balktester för Serie 4.



Figur 4.18 Moment och spricköppning från balktester för Serie 5.

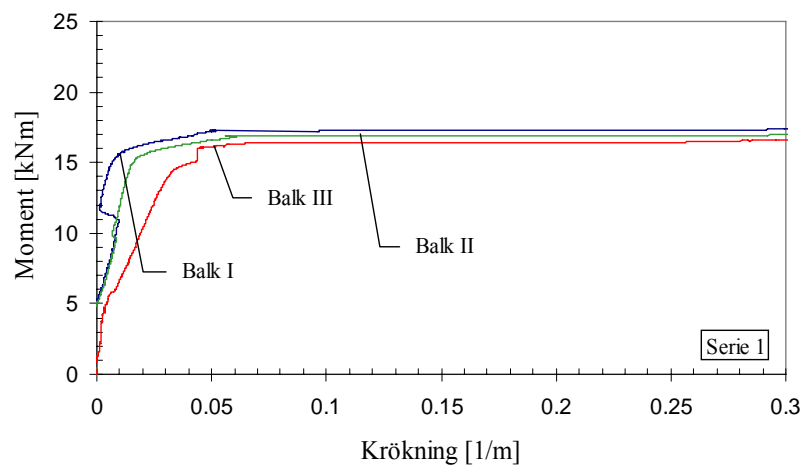
Moment-krökning

Krökningen har räknats fram med hjälp av de uppmätta nedböjningarna (i tre punkter) enligt formel (4.4). Se Ooi et al (2003).

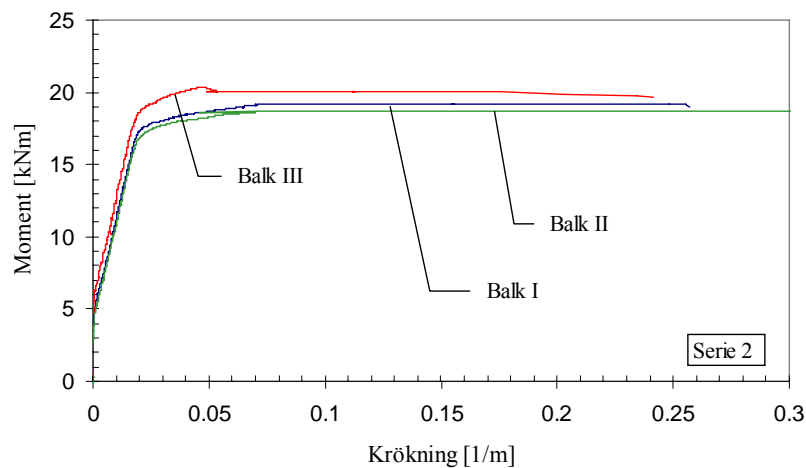
$$\kappa_2 = \frac{w_1 - 2w_2 + w_3}{L_d^2} \quad (4.4)$$

där w_i är deformationen och L_d är avståndet mellan deformationsgivarna.

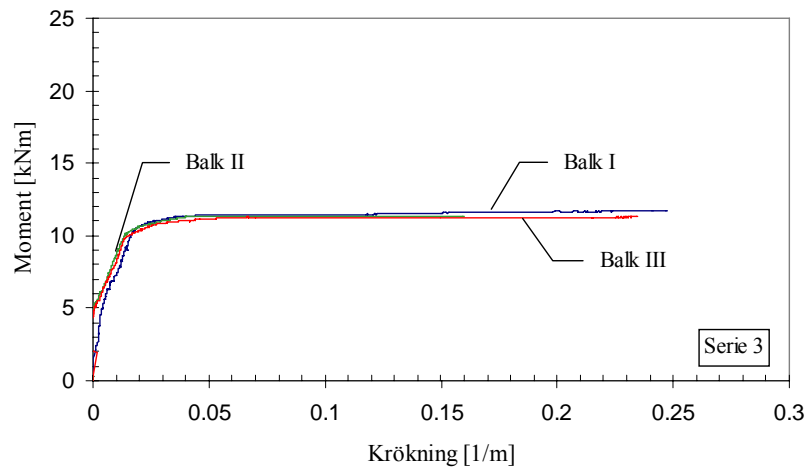
I Figur 4.19 till Figur 4.23 ses moment och kröknings diagram för samtliga serier.



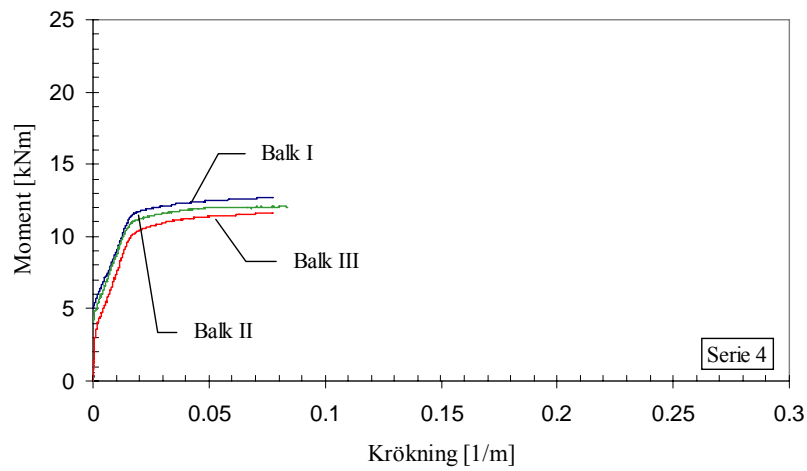
Figur 4.19 Moment och krökning från balktester för Serie 1.



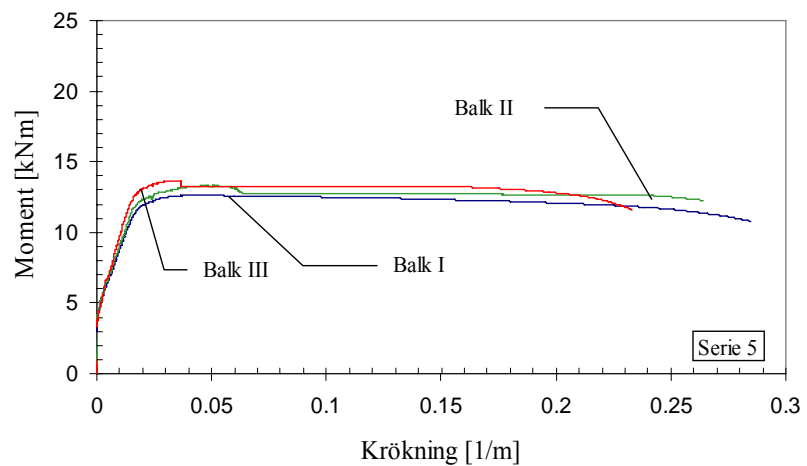
Figur 4.20 Moment och krökning från balktester för Serie 2.



Figur 4.21 Moment och krökning från balktester för Serie 3.



Figur 4.22 Moment och krökning från balktester för Serie 4.



Figur 4.23 Moment och krökning från balktester för Serie 5.

5 Analys

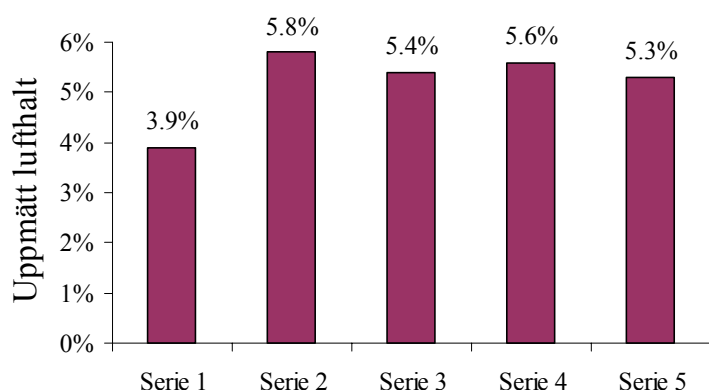
5.1 Testresultat

Testresultat avser endast analys av resultaten från hållfasthetsprovningen, WST och balktesterna.

5.1.1 Tryckhållfasthet

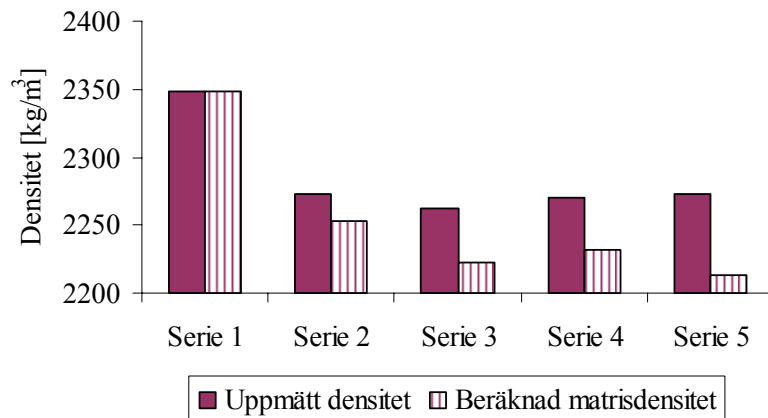
Hållfastheten minskade med ökad fiberdos, se Figur 4.9. Tillsättning av fibrer har vanligtvis en marginell inverkan på tryckhållfastheten, ACI (2005), men variationer kan dock förekomma och är då orsakade av skillnader i fiberorientering, ACI (1974).

Skillnaderna i tryckhållfasthet mellan kuberna i Serie 1 och kuberna i de övriga serierna var ca 20 %. Detta kan förklaras med densitetsskillnader orsakade av förhöjd lufthalt hos den färsk betongmassan (se Figur 5.1) i kombination med sämre kompakteringsförmåga hos de självkompakterande betongerna med fibrer vilka uppvisade något lägre flytsättmått, se Bilaga B. Enligt Betonghandboken material (1994) kan man som riktvärde räkna med att hållfastheten sänks med ungefär 5 % för varje procent luft som blandas in i betongen utöver den naturliga luften (dvs. för lufthalter över 2 %).



Figur 5.1 Uppmätta lufthalter för färsk betong i respektive serie.

Uppmätta densiteter (se Bilaga C) och de för fiberbetongerna beräknade matrisdensiteterna, dvs. densitet exklusive fibrer, visas i Figur 5.2. Av figuren framgår att densiteten för fiberbetongens matris var 100-125 kg lägre än för betongen i serie 1. Detta innebär att "lufthalten" i fiberbetongernas matris var ca 4-5 % högre vilket kan förklara hållfasthetsskillnaderna 20-25 %.



Figur 5.2 Uppmätta densiteter och beräknade matrisedensiteter

5.1.2 Spänning – spricköppning

Resultaten från de olika WST blandningarna redovisas i Figur 4.10. Där framgår det tydligt att segheten ökar för ökad fiberdosering. Detta beror på att fibrernas överbyggande effekt ökar. Det visade sig att spridningen för Serie 3 och Serie 4 var relativt stor med en variations koefficient (COV) uppemot 35 % respektive 43 %, se Figur 4.11. Orsaken till denna stora spridning i resultaten kan förklaras av variationer i fibrernas orientering och fördelning, att tre blandningar gjordes för varje serie och att endast tre provkroppar användes för varje balk. Även Löfgren (2005) har visat att spridningar av testresultat uppemot 40 % kan förekomma. Vid beräkning av antal fibrer över ligamentsarean, se Figur 4.12 (a), visade det sig att samtliga testserier förutom Serie 3 överskred det teoretiska värdet för fullständig tredimensionell fiberorientering. Serie 3 uppvisar vid jämförelse av fibereffektivitetsfaktor för WST provkropp och beräknad för balk den största skillnaden. Fibereffektivitets faktorer som användes för att korrigera σ - w sambandet, för respektive serie, redovisas i Figur 4.12 (b).

5.1.3 Balktester

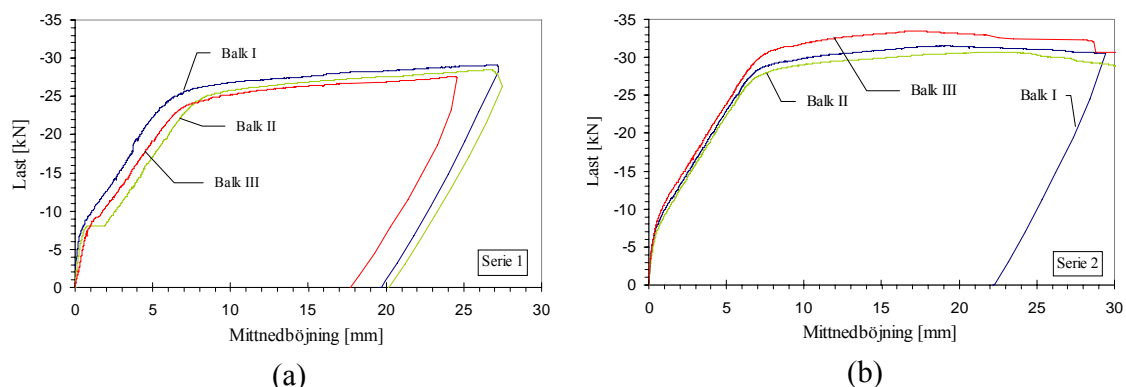
För samtliga serier kan det ses att resultaten, för de parametrar som har beaktats, uppvisar en liten spridning vid små mittnedböjningar, spricköppningar och krökningar. Det vill säga innan sprickorna växt till sig allt för mycket visar balkar med olika armeringsmängd liknande egenskaper. Efter hand då balkarnas sprickor växer påverkas resultatet av de imperfektioner som balkarna har och detta dominerar då beteendet. Exempel på uppkomsten av brister kan bero på fel i blandningskomponenternas proportioner, felplacering av armeringsjärnen vid ingjutningen eller att stålfibrerna klumpar ihop sig och inte fördelas jämt över balken. Diagrammen visas schematiskt för att få en överblick över skillnaden i resultat mellan de olika testserierna.

Allmänt för spridningen i resultat mellan balkarna i en serie kan ses att för Serie 3 erhöles en liten spridning för de parametrar som har studerats, dvs. last, moment, nedböjning, sprickavstånd och sprickbredd. Resultaten för de tre balkarna i Serie 1 skiljer sig speciellt mycket för last-mittnedböjnings kurvorna. Under den första dagen av balktesterna var det problem med en av upplagsgivarna. Givaren gav ingen signal

och byttes ut efter första dagens tester. Den första dagen testades balk III och balk II ur Serie 1. En viss risk för osäkerhet i resultaten för dessa två balkar måste därför beaktas.

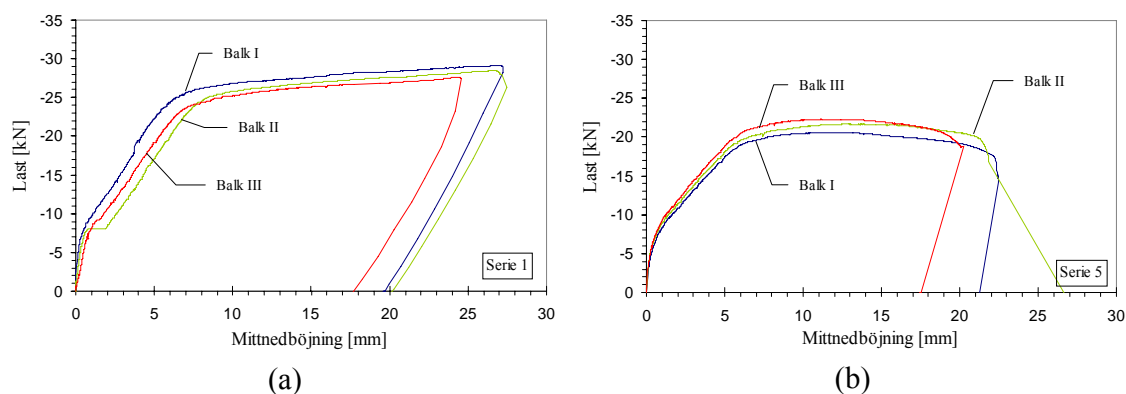
Last – mittnedböjning

Vid en jämförelse mellan Serie 1 och Serie 2 ses det att balkarna med fibrer har en högre lastkapacitet än de utan. Skillnaden i lastkapacitet är ungefär 16 % för respektive series maximala värde. Ökningen i lastkapacitet beror helt på stålfibrernas egenskaper, se Figur 5.3. Det bör dock påpekas att resultatet för fiberbetongen påverkas av den lägre tryckhållfastheten, vilken resulterar i en minskad bärförmåga.



Figur 5.3 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från balktester: (a) Serie 1 och (b) Serie 2.

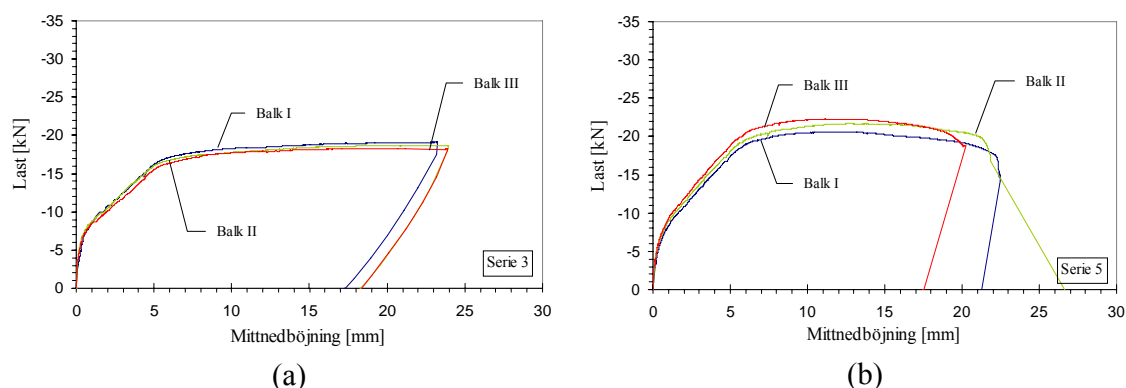
Som ses i Figur 5.4 kan inte en relativt stor dos av stålfibrer, $V_f = 0,75\%$ motsvarar ungefär 60 kg/m^3 , kompensera för en ökning av diametern på den konventionella armeringen från 6 mm till 8 mm. Maximala lasten för Serie 1 registrerades till ungefär 30 % större än för Serie 5.



Figur 5.4 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från balktester: (a) Serie 1 och (b) Serie 5.

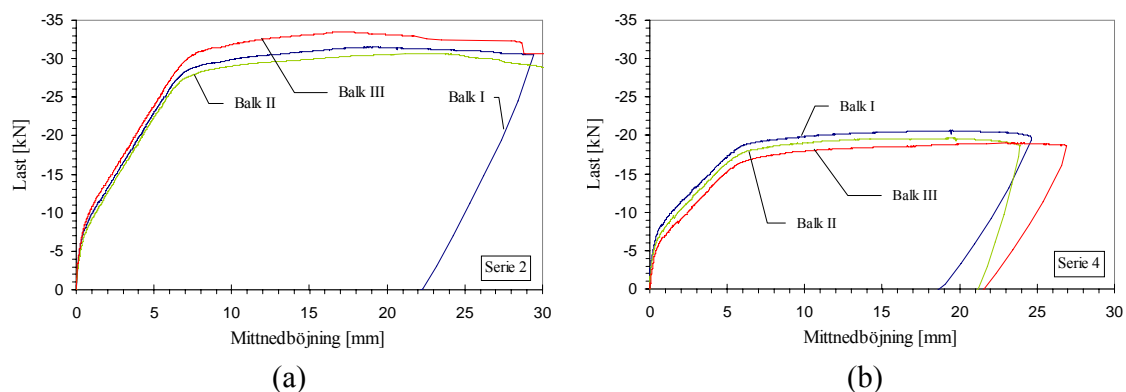
Fiberhalten $0,25\%$ motsvarar ungefär 20 kg/m^3 , skillnaden mellan serierna med minsta mängden fibrer och största mängden fibrer ses i Figur 5.5. Jämförelse av lastkapacitet mellan de båda serierna visade en skillnad på 17 %. En stor fibermängd medför en större risk för fiberbollar, bearbetbarheten försämras samt att betongen blir tyngre att arbeta med. Den relativt låga skillnaden i lastbärande kapacitet medför att

det är mer fördelaktigt att öka diametern på armeringsstängerna om det skulle främjar syftet med konstruktionen på ett bättre sätt.



Figur 5.5 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från balktester: (a) Serie 3 och (b) Serie 5.

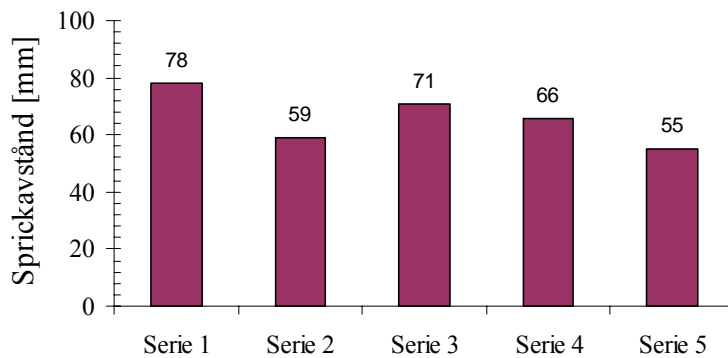
I Figur 5.6 ses en jämförelse mellan serierna som båda innehåller fiberhalten 0,5 %. Serie 2 med armeringsdiametern 8 mm uppvisade en 62 % högre lastkapacitet. Den stora skillnaden i lastkapacitet som uppstår kan förklaras av att den konventionella armeringen verkar som primärarmering och stålfibrerna bidrar även de till en ökad bärförmåga. Dock är det den konventionella armeringen som ger det största bidraget.



Figur 5.6 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från balktester: (a) Serie 2 och (b) Serie 4.

Sprickavstånd

Storleken på sprickavståndet minskar med ökad mängd fibrer och ökad armeringsmängd, se Figur 5.7. Detta kan förklaras av att överföringssträckan, som behandlades i avsnitt 3.3, minskar vid ökad armeringsmängd. Det framgår även i Figur 5.7 att samtliga serier med en kombination av konventionell armering och fibrer erhöill mindre sprickavstånd än Serie 1.



Figur 5.7 Medelsprickavstånd för respektive serie.

Skillnaden i sprickavstånd mellan Serie 1 och Serie 2, serierna med 8 mm armeringsstänger, är ungefär 32 %. Vilket visar att tillsättning av fibrer har stor inverkan på sprickavståndet för en balk.

Vid jämförelse av Serie 3 och Serie 5, serierna med minsta och största fiberhalten, minskar sprickavståndet med 29 %. För serierna 3 och 4 är skillnaden 8 %. Effekten av fibermängder upptill $V_f = 0,5$ % är inte tillräcklig för att exempelvis kompensera för större diameter på armeringsjärn. För serierna 2 och 4 som båda innehåller 0,5 % fibrer är skillnaden i sprickavstånd ungefär 12 %. Detta visar att storleken på armeringsstängerna inte har en lika stor inverkan på storleken av sprickavstånden som stora fiberhalter har.

Skillnaden i sprickavstånd mellan Serie 2 och Serie 5, dvs. skillnaden mellan serien med $V_f = 0,5$ % ϕ 8 och serien med $V_f = 0,75$ % ϕ 6, är 7 %. Större mängder fibrer som $V_f = 0,75$ %, kan kompensera för en mindre diameter på armeringsjärnen vid analys av sprickavstånd.

Moment – spricköppning

För varje serie har, från Figur 4.36 till Figur 4.40, momenten vid spricköppningarna 0,05, 0,10, 0,15 och 0,20 mm tagits fram, se Tabell 5.1 Skillnaderna i momentkapacitet mellan spricköppningarna 0,05 mm och 0,20 mm visar att det finns skillnader i balkarnas egenskaper. Enligt teorin börjar fibrerna överföra spänningar efter en spricköppning på ungefär 0,05 mm. Vid små sprickor, sk. mikro- och makrosprickor, är tillväxten långsam vilket kan ses för sprickintervallet 0,05-0,10 mm. Senare när makrosprickorna växer samman sker en större och snabbare tillväxt vilket kan ses för intervallet 0,15-0,20 mm.

Tabell 5.1 Moment för respektive serie vid olika spricköppningar.

	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5
w [mm]	Moment [kNm]				
0.05	6.3	7.3	4.8	5.8	6.2
0.10	7.9	9.5	6.2	6.9	8.0
0.15	10.4	12.5	7.0	8.2	10.1
0.20	12.1	15.1	7.9	9.1	11.5

Serie 3 skiljer sig från de andra serierna och uppvisar stora spricköppningar vid små moment. Vid en jämförelse av serierna 3, 4 och 5 ses att det krävs högre laster för att uppnå samma sprickbredd ju större fiberhalterna är. Som förväntat bidrar fibernas överbryggande effekt till den ökande kapaciteten. Mellan Serie 3 och Serie 5, serierna med största och minsta fiberhalt, ses att kapaciteten vid spricköppningen 0,05 mm ökar med 29 %. Samma jämförelse mellan Serie 4 och Serie 5 ger kapacitetshöjningen 7 %. Skillnaden mellan Serie 4 och Serie 5 är marginell vid små spricköppningar men vid större spricköppningar som 0,2 mm ses en ökning i kapacitet med 26 %.

I Tabell 5.1 ses att Serie 1 och Serie 5 har liknande egenskaper. Vid större spricköppningar som 0,20 mm skiljer sig dock de båda serierna åt. Skillnaden är inte mer än 5 %. Detta innebär att en hög fiberhalt kan kompensera för en större diameter på armeringsjärnen med avseende på analys av spricköppning.

Att diametern på armeringsjärnen har en större inverkan än fiberhalten på balkarnas beteende vid sprickbildning ses vid en jämförelse mellan Serie 2 och Serie 3. Valet av konventionell armering har större inverkan än valet av fiberhalt, vid mindre fiberhalter som $V_f = 0,25\%$ och $V_f = 0,5\%$.

Noteras bör att Staeger-mätaren manövreras för hand och visade spricköppningar där minsta delenheten på skalan är 1/1000 mm. Resultaten från instrumentet måste beaktas med en grad av osäkerhet eftersom exakt samma handkraft måste användas för att precis samma resultat ska erhållas. För varje noterad spricköppning utfördes tre mätningar och av dem tre erhöles ett medelvärde, allt för att minimera felmarginalen.

Moment – krökning

Moment mot krökning diagrammen visar hur balkarnas böjstyvhet förändras för ökad belastning. Högt moment vid stor krökning visar på en hög böjstyvhet. I Tabell 5.2 redovisas de uppmätta momenten vid krökningarna 0,01, 0,02, 0,03, 0,04, 0,05 och 0,1 1/m. Momenten för varje serie är framtaget som ett medel från de tre balkarna i respektive serie med undantag för Serie 1. Eftersom underliga resultat som inte kan förklaras erhöles för balk I i Serie 1 har valet gjorts att bortse från dessa värden. För Serie 1 har medelmomenten tagits från balk II och balk III.

Tabell 5.2 Moment för respektive serie vid olika krökningar.

	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5
κ [1/m]	Moment [kNm]				
0.01	11.4	11.5	8.1	8.3	9.3
0.02	14.1	17.6	10.5	11.1	12.4
0.03	15.5	18.4	11.0	11.5	13.0
0.04	16.1	18.9	11.2	11.8	12.0
0.05	16.7	19.1	11.3	12.0	12.1
0.1	16.8	19.3	11.3	-	12.8

Böjstyvheten ökar för ökat fiberinnehåll, se Tabell 5.2. Storleken på den primära armeringen, armeringsstängerna, dominerar beteendet. Serierna 1 och 2 som innehåller 8 mm armeringsstänger uppvisar en mycket högre böjstyvhet än de övriga

serierna. Vid en jämförelse mellan Serie 1 och Serie 5 ses att tillsättningen av fibrer inte kan kompensera för en mindre diameter på armeringsstängerna.

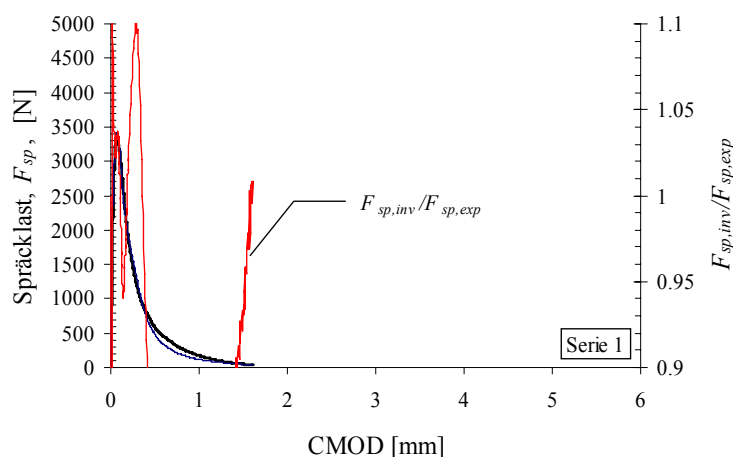
5.2 Beräkningsresultat

I avsnittet beräkningsresultat redovisas resultat och analys från beräkningsteorierna. Avsnittet är uppdelat i två delar WST och balktester.

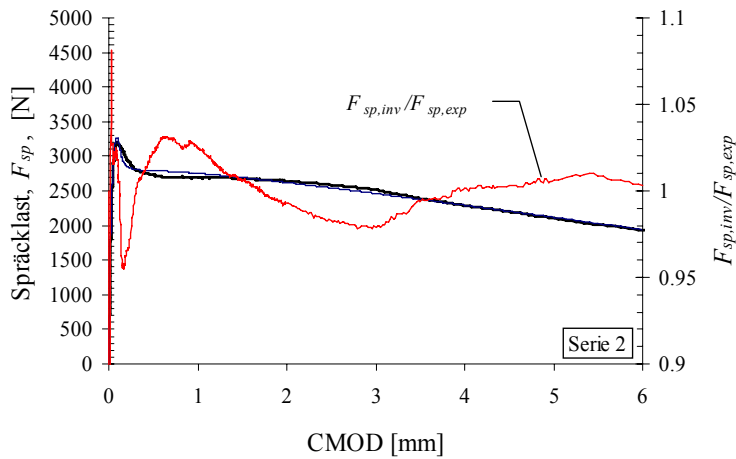
5.2.1 Spänning – spricköppning

En jämförelse mellan resultaten från experiment och inversanalys för spräcklasten visas i Figur 5.8-5.12. För att redovisa skillnaden mer tydligt visas relativa felet mellan spräcklasten och inversanalysen i respektive figur. Det relativa felet beräknades genom att dividera spräcklast från inversanalys med spräcklast från experiment, dvs. vid perfekt överensstämmelse är det relativa felet lika med ett. Det visade sig att relativa felet varierar över hela CMOD axeln för samtliga testserier. Testserierna innehållande stålfibrer avviker maximalt med 8 % medan serien utan fibrer avviker med maximalt 40 %. Speciellt ses att Serie 3 har en relativt stor spridning jämfört med övriga serier med fibrer, se Figur 5.9. Den svaga överensstämmelsen för samtliga serier kan delvis förklaras av att det bi-linjära σ - w sambandet har använts. Med ett tri-linjärt σ - w samband skulle troligtvis en bättre överensstämmelse nås. En annan orsak kan vara att Matlab[®] programmet som användes inte var anpassat för värden på skärningspunkten, b_2 , större än 0,7.

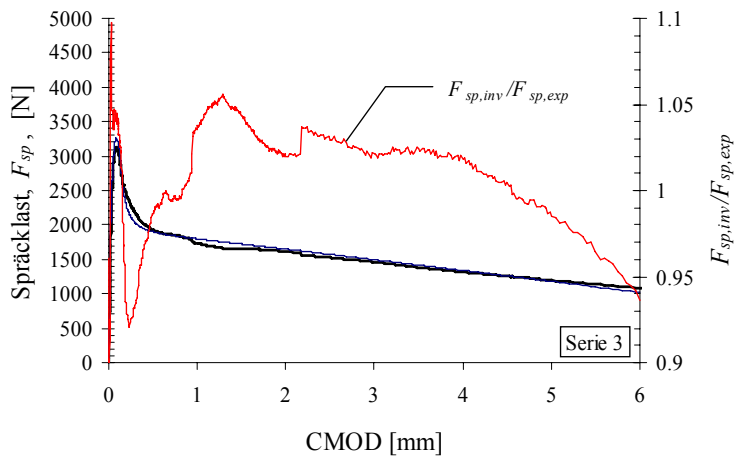
I Figur 5.13 ses att för Serie 5 överskrids detta gränsvärde samt att både serierna 2 och 3 ligger nära denna gräns.



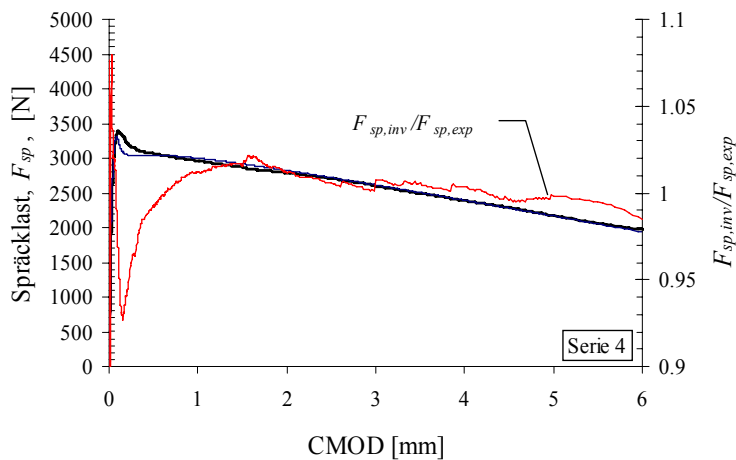
Figur 5.8 Jämförelse mellan testresultat (tjocka linjer) och inversanalys (tunna linjer) samt division av spräcklast från experiment och inversanalys för Serie 1.



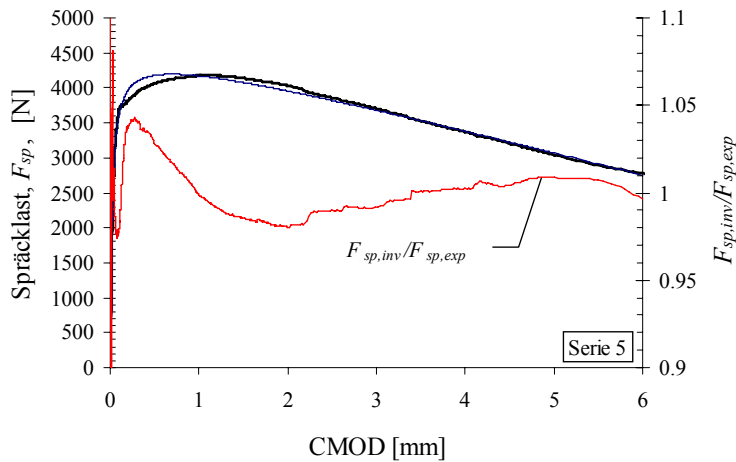
Figur 5.9 Jämförelse mellan testresultat (tjocka linjer) och inversanalys (tunna linjer) samt division av spräcklast från experiment och inversanalys för Serie 2.



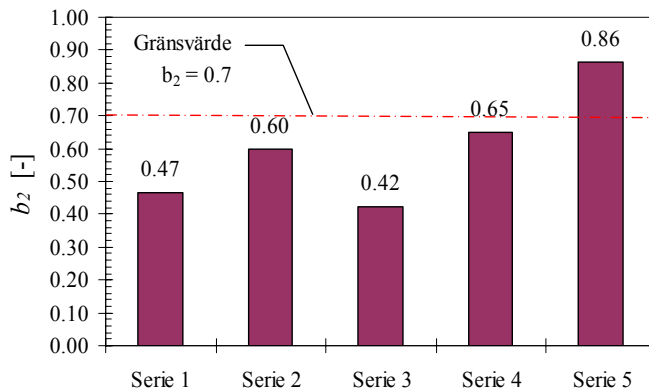
Figur 5.10 Jämförelse mellan testresultat (tjocka linjer) och inversanalys (tunna linjer) samt division av spräcklast från experiment och inversanalys för Serie 3.



Figur 5.11 Jämförelse mellan testresultat (tjocka linjer) och inversanalys (tunna linjer) samt division av spräcklast från experiment och inversanalys för Serie 4.

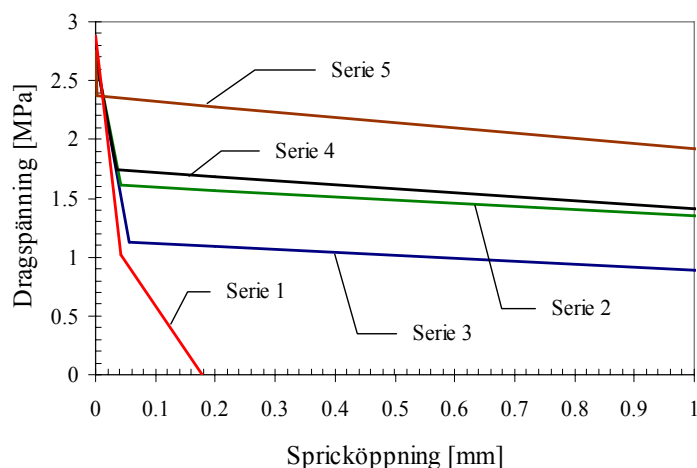


Figur 5.12 Jämförelse mellan testresultat (tjocka linjer) och inversanalys (tunna linjer) samt division av spräcklast från experiment och inversanalys för Serie 5.



Figur 5.13 Skärningspunkt, b_2 för de olika testserierna.

Erhållna σ - w samband som redovisas i Figur 5.14 är korrigerade hänsyn till fibereffektivitetsfaktorn för balk, enligt formel (4.3). Även där framgår den ökade segheten för ökad fiberdosering. Noteras bör att ett exakt värde för kritisk spricköppning inte kan beräknas direkt ur erhållna σ - w samband. Anledningen är att utrustningen som användes vid provningarna endast kunde registrera värden på CMOD upptill 2,25 mm. Vilket skulle motsvara en spricköppning i σ - w sambandet på ungefär 1 mm. Erhållna grafer för spräcklast-CMOD har därför extrapolerats för att kunna erhålla ett σ - w samband för större spricköppningar.



Figur 5.14 Bi-linjära σ - w samband korrigerade för fibereffektivitetsfaktor i balk, för de olika fiberdoseringarna.

5.2.2 Balktester

I följande avsnitt visas skillnaden i resultat mellan analytiska beräkningar och balktester.

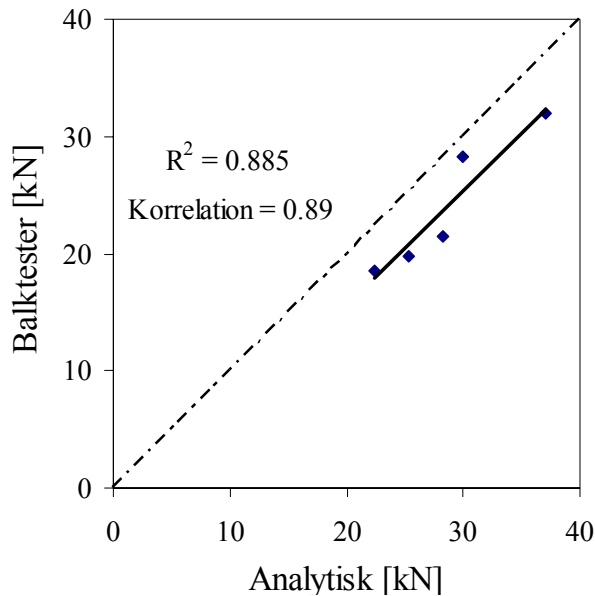
Last-mittnedböjning

Mittnedböjningen är framräknad som en funktion av krökningen från "Non-linear hinge", se avsnitt 3.2.2. Den analytiska mittnedböjningen beräknades fram genom att integrera krökningen över hela balklängden. I Figur 5.16 till Figur 5.20 ses en jämförelse mellan last och mittnedböjning för den analytiskt beräknade och för serierna.

De maximala lasterna från balktester och analys ses i Tabell 5.3. Maximala lasten från balktesterna är framtagen som ett medelvärde för respektive serie. Generellt så överskattas bärförmågan av beräkningsmodellen. I Figur 5.15 ses en jämförelse mellan den maximala lasten från balktester och från analys. Korrelationen var god 0,89, men lasten överskattades för alla balkar.

Tabell 5.3 Jämförelse av maximal last från balktester och analys.

Maximal last			
Serie	Balktester [kNm]	Analys [kNm]	Analys/Balktester [-]
1	28.2	29.9	1.06
2	31.9	37.1	1.16
3	18.6	22.4	1.20
4	19.7	25.4	1.29
5	21.5	28.3	1.32

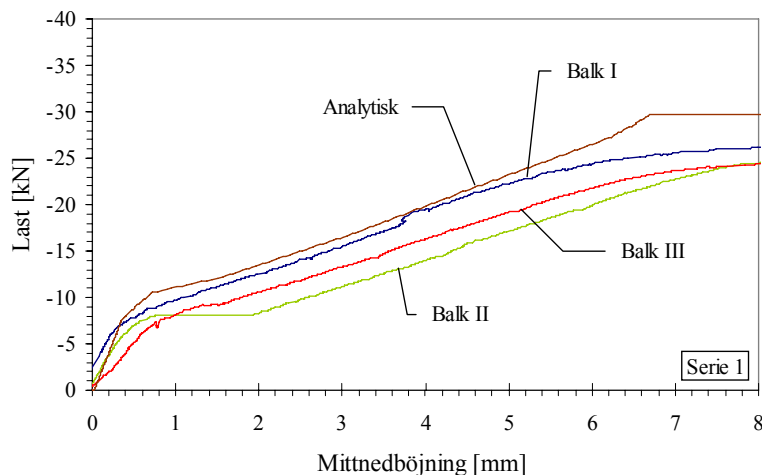


Figur 5.15 Jämförelse mellan maximal last från balktester och från analys.

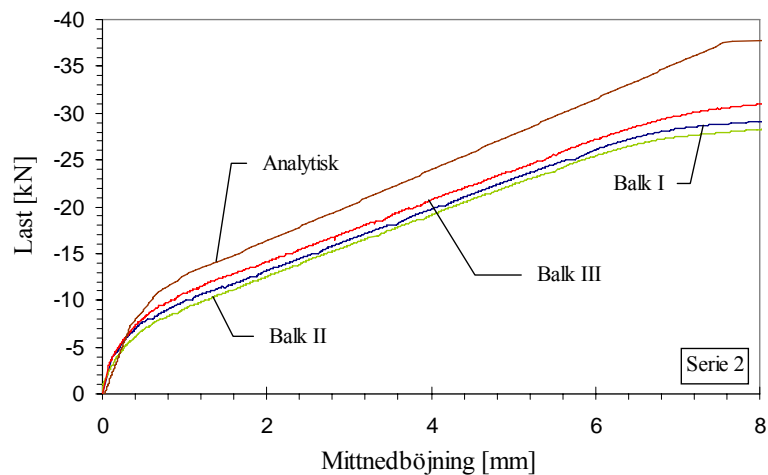
Generellt för alla serier överskattades bärförmågan för de analytiska beräkningarna. Två orsaker som kan förklara överskattningen kan vara:

- Vid provning av armeringsjärnen erhöles en högre flytgräns än förväntat.
- Fördelningen och spridningen av fibrerna i balkarna är osäker. Fibereffektivitetsfaktorn framtagen för balktester och WST skiljer sig åt.

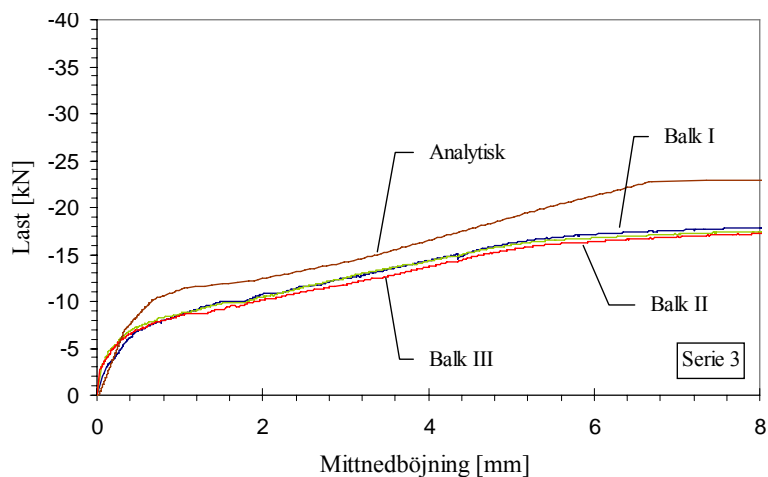
En artikel som är under arbete av Jansson och Löfgren (2006) visar att FEM-analyser, med en mer avancerad modell, uppvisar en god överensstämmelse med testresultaten från balktester i denna studie. Vid FEM-analyser beaktas brottmekaniken mer noggrant.



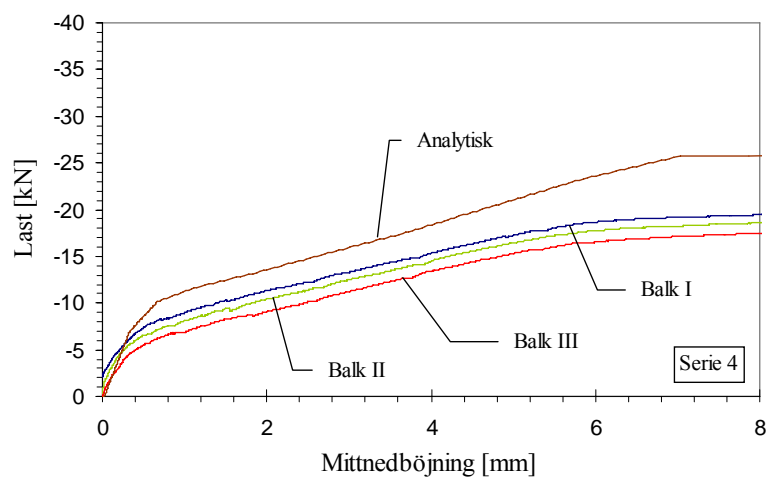
Figur 5.16 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från analytiska beräkningar och Serie I.



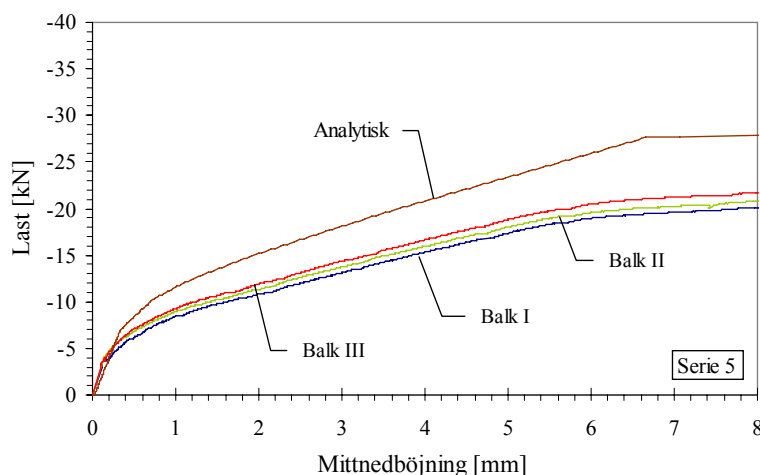
Figur 5.17 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från analytiska beräkningar och Serie 2.



Figur 5.18 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från analytiska beräkningar och Serie 3.



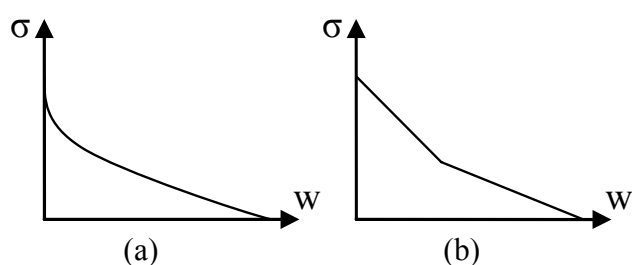
Figur 5.19 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från analytiska beräkningar och Serie 4.



Figur 5.20 Jämförelse mellan last och mittnedböjning från analytiska beräkningar och Serie 5.

Kurvorna, både för den analytiska och för balktesterna, för respektive serie uppvisar likartade beteende. Kurvorna har en god överensstämmelse i stadium I, dvs. i det ospruckna stadiet. Vid övergången till stadium II, det spruckna stadiet, är inte överensstämmelsen lika god längre. Eftersom vidare beräkningar i allmänhet genomfördes i stadium II är inte resultaten optimala.

Som nämnts tidigare i avsnitt 5.1.3 uppstod problem under testningen av Serie 1 balk III och balk II. Om endast resultaten från balk I analyseras ses en god överensstämmelse med den analytiska, se Figur 5.16. Serie 1 är beräknad enligt ett förslag där en exponentiell kurva för spänning-spricköppning sambandet används, se Figur 5.21 (a). För de övriga serierna har ett bi-linjärt spänning-spricköppnings samband använts, se Figur 5.21 (b). Den exponentiella kurvan har ett mer verklighetsknutet beteende än den bi-linjära kurvan som endast är en approximation. Därmed erhöles mer konvergerade resultat för Serie 1 än för de övriga serierna.



Figur 5.21 Spänning mot spricköppning för: (a) Serie 1 och (b) övriga serier.

En av orsakerna till de höga resultaten för de analytiska beräkningarna antogs vara feluppskattning av armeringens egenskaper. Därför togs beslutet att själva utföra testning av stålets egenskaper, elasticitetsmodulen och flytgränsen togs fram. Arbetskurvorna för armeringsjärnen från genomförda tester redovisas i bilaga D. Som nämnts tidigare gav testningen av armeringen en högre flytgräns än förväntat. Enligt leverantören, Fundia, av armeringsstångerna förväntades flytgränsen vara minst 500 MPa, men enligt tester som genomfördes uppgick flytgränsen till 630 MPa, vilket anses av leverantören ligga över förväntat värde för kamstänger av typen B500B.

Ökningen av flytgränsen medförde högre beräkningsvärden på bärförmågan än förväntat. Att mäta armeringsstängernas exakta diameter är svårt. Stängerna kan redan vid tillverkningen ha erhållit brister. Alla stängernas diametrar uppmättes fyra gånger per stång, som resulterade i ett medelvärde. Felmarginalen måste beaktas. Ett stort värde på diametern resulterar i ett minskat värde på flytgränsen. Det kanske är rimligt att anta att den verkliga flytgränsen för armeringsjärnen kanske ligger någonstans mellan den förväntade och den uppmätta.

En annan orsak kan vara feluppskattning av fibereffektivitetsfaktorn för balkarna. Denna faktor har inte registrerats under balktester utan endast beräknats fram enligt Dupont och Vandewalle (2005a). Det kan vara möjligt att fibrernas fördelning och orientering i balkarna skiljer sig från den beräknade. Detta medför att erhållna σ - w samband har korrigerats felaktigt.

Sprickavstånd

Vid beräkning av sprickavstånd har två olika metoder använts för att bestämma höjden på den tryckta zonen. I det ena alternativet beräknas höjden då spänningen i den konventionella armeringen uppnått 200 MPa. Det andra alternativet är baserat på ett förslag från Löfgren (2006a), där höjden bestäms av ett spricköppningsintervall inom 0,05 – 0,3 mm. Höjden på den tryckta zonen för testserierna ses i Tabell 5.4.

Tabell 5.4 Höjd på den tryckta zonen för de olika testserierna för spänning i konventionell armering, $x(\sigma_s)$ och för spricköppning, $x(w)$.

Serie	$x(\sigma_s=200 \text{ MPa})$ [mm]	$x(w=0.05\text{mm})$ [mm]	$x(w=0.3\text{mm})$ [mm]
1	58	68	47
2	65	70	50
3	59	68	41
4	61	68	44
5	65	67	44

Höjden på den tryckta zonen är en viktig parameter vid beräkning av sprickavstånd, då den påverkar den effektiva arean, A_{ef} . Den effektiva arean är ett mått på betongarea som den konventionella armeringen överför spänning till. Den effektiva arean har i detta projekt beräknats enligt EC2 och BBK 04. I Tabell 5.4 ses att en mindre spricköppning ger en större tryckt zon samt att en stålspänning på 200 MPa ger en tryckt zon större än för minsta spricköppningsgränsen i Löfgrens förslag. Beräkningar visar att en stålspänning på 200 MPa motsvarar en spricköppning på 0,059-0,086 mm för serierna, vilket är inom Löfgrens föreslagna spricköppningsintervall.

I Tabell 5.5 ses en jämförelse mellan medelsprickavstånd beräknade enligt de förslag som presenterats i avsnitt 3.3.2 samt 3.3.3. Ur Tabell 5.5 framgår det att sprickavstånd beräknade enligt formler för konventionell armering (EC2 och BBK 04) visar dålig överresstämmelse med erhållna sprickavstånd från balktester. Detta är på grund av att dessa formler endast tar hänsyn till den konventionella armeringen och ingen hänsyn tas till fibrernas överbryggande effekt. Resultaten för de olika sprickavståndsförslagen

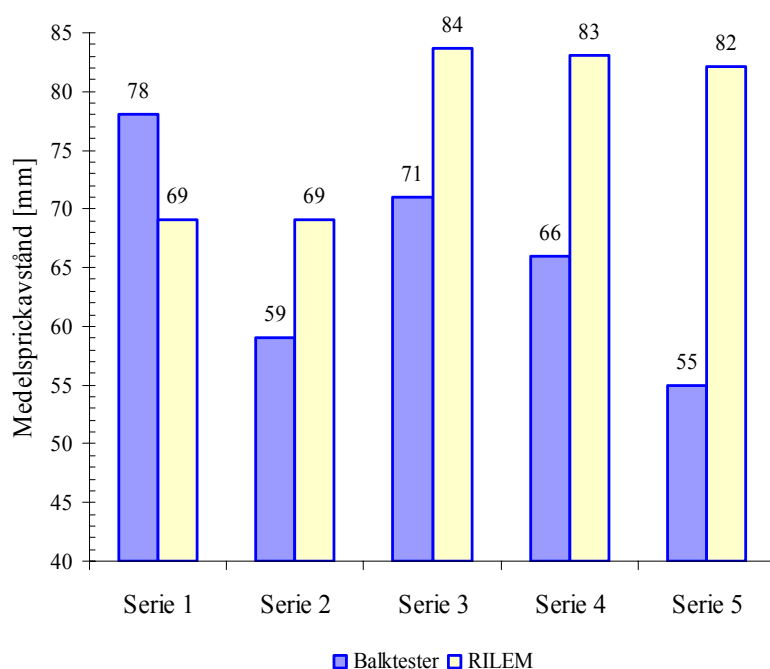
för fiberarmerad betong visar överlag en bättre överensstämmelse med resultaten från balktesterna.

Tabell 5.5 Medelsprickavstånd för olika beräkningsmodeller tillsammans med resultat från balktester. Där $x(\sigma_s)$ betecknar tryckta zonens höjd beräknad vid en spänning i den konventionella armeringen på 200 MPa.

Serie	Medelsprickavstånd [mm]							Experiment
	EC2	BBK 04	RILEM	I&L	Löfgren			
	$x(\sigma_s)$	$x(\sigma_s)$	$x(\sigma_s)$	$x(\sigma_s)$	$x(\sigma_s)$	$x(w=0.05)$	$x(w=0.3)$	
1	80	82	69	47	74	71	77	78
2	80	82	69	43	60	60	61	59
3	109	103	84	56	77	63	82	71
4	108	103	83	53	64	63	68	66
5	107	103	82	51	51	51	55	55

RILEM

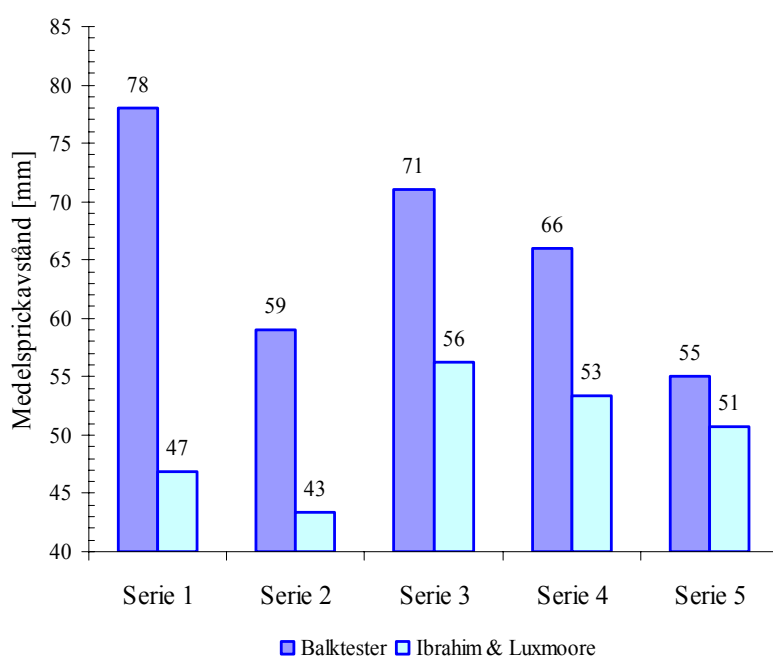
I Figur 5.22 redovisas beräkningsresultat från RILEM tillsammans med resultat från balktester. Där framgår att föreslagen modell från RILEM inte stämmer bra överrens med resultat från balktester. En tydlig tendens är att förslaget påverkas starkt av den konventionella armeringens dimension och inte av den mängd fibrer som används. Ett tydligt tecken på det ses för Serie 5 där förslaget ger ett sprickavstånd som är 27 mm längre än uppmätt vid experiment. Den undermåliga överensstämmelsen kan förklaras av att RILEM:s förslag endast beaktar fibrernas slankhetstal men har inte någon parameter som tar hänsyn till olika fiberdoseringar, se formel 3.26. Detta leder till att förslaget endast skalar om EC2:s uttryck för konventionellt armerad betong.



Figur 5.22 Jämförelse mellan sprickavstånd beräknade enligt RILEM och balktester.

Ibrahim och Luxmoore

Förslaget utarbetat av Ibrahim och Luxmoore visar en tendens till minskande sprickavstånd för ökad mängd fibrer, se Figur 5.23. Däremot påverkas även Ibrahim och Luxmoore kraftigt av den konventionella armeringen. En klar minskning av sprickavstånd erhålls vid ökad dimension av den konventionella armeringen. En osäkerhet i förslaget är parametern, τ_d som tar hänsyn till vidhäftningen mellan fibrer och betong. Denna parameter har i beräkningar antagits vara den samma som för konventionell armering. Studier har genomförts i ämnet, dock finns det inget standardiserat sätt att bestämma τ_d , enligt Bartos (1981). Noterbart är att från teorin som Ibrahim och Luxmoore föreslår fås ett minsta sprickavstånd medan från de övriga teorierna som har används i projektet erhålls ett medelsprickavstånd. Därför ges inte en rättvis bild för teorin från Ibrahim och Luxmoore.



Figur 5.23 Jämförelse mellan sprickavstånd beräknade enligt Ibrahim och Luxmoore och balktester.

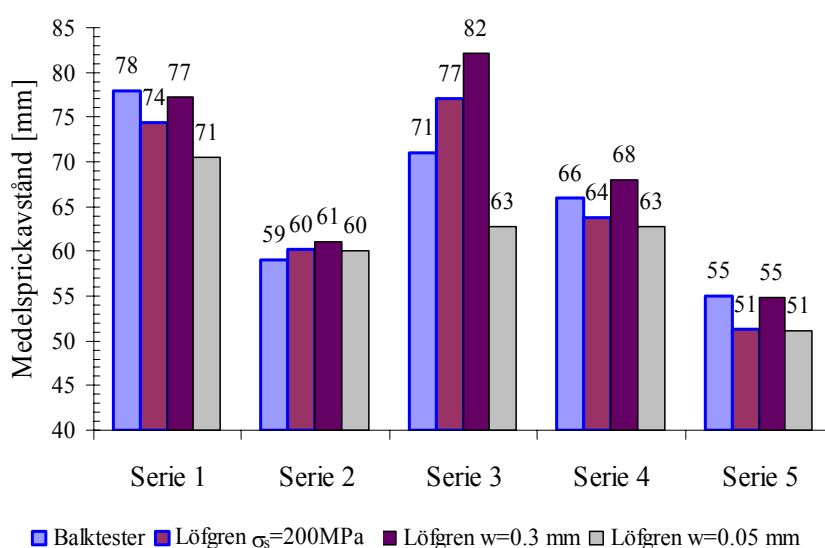
Ett försök att omvandla resultaten från Ibrahim och Luxmoore från minimum till medelvärden har genomförts, se Tabell 5.6. Enligt definition är medelsprickavståndet 50 % större än minsta sprickavstånd. I Tabell 5.6 ses minsta sprickavstånd multiplicerade med 1,5, resultaten visade sig ge sprickavstånd som överskred resultaten från balktesterna för samtliga serier med fibrer. Vid ett andra försök att räkna om sprickavstånden från Ibrahim och Luxmoore kan ses under 1,32 i Tabell 5.6. Där en faktor på 1,32 erhöles genom att beräkna ett medelvärde av skillnaden mellan testresultat och metod för samtliga serier. För de framräknade sprickavstånden visade tidigare resultat relativt god överensstämmelse för Serie 2, 3 och 4. Resultaten blev dock till det sämre för Serie 1 och Serie 5 jämfört med resultaten multiplicerade med 1,5 respektive minsta sprickavstånd. Vidare beräkningar av spricköppningar baserade på Ibrahim och Luxmoore har genomförts på minsta sprickavstånd, då ingen övertygande metod att omvandla resultaten hittats.

Tabell 5.6 Olika försök att omvandla sprickavstånd från Ibrahim och Luxmoore till medelsprickavstånd.

Serie	Ibrahim och Luxmoore			
	1	1.5	1.32	Experiment
1	47	70	62	78
2	43	65	57	59
3	56	84	74	71
4	53	80	70	66
5	51	76	67	55

Löfgren

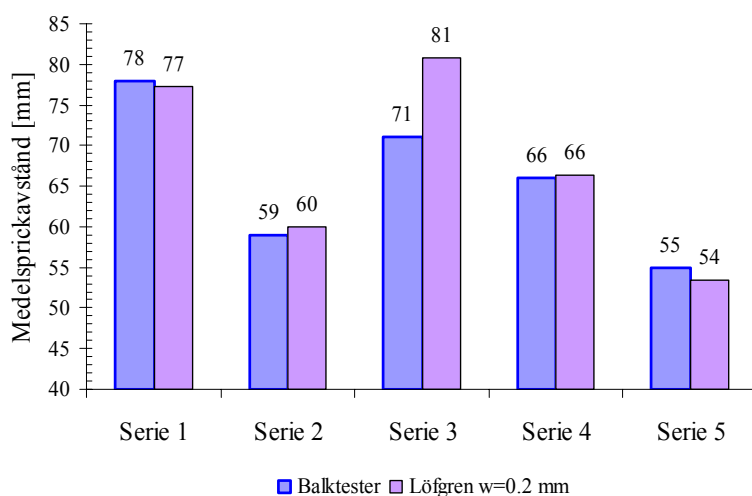
Löfgrens förslag har beräknats för tre olika höjder på betongtvärsnittets tryckta zon. Det första alternativet är det samma som används för RILEM och Ibrahim och Luxmoore. De två andra alternativen är hämtade från Löfgrens föreslagna spricköppningsintervall. I Figur 5.24 ses en jämförelse mellan resultat från balktester och resultat från Löfgren beräknat för olika värden på den tryckta zonen. Jämfört med övriga förslag som behandlas i detta projekt visar Löfgrens förslag generellt en bättre överensstämmelse med resultaten från balktester. Upphovet till den goda överensstämmelsen är att förslaget tar hänsyn till fibrernas överbyggande effekt. För Serie 3 ses dock en större spridning mellan balktester och de beräknade sprickavstånden. Den största skillnaden uppmättes vid beräkning med en spricköppning på 0,3 mm för Serie 3. Differensen i värden för Serie 3 behöver inte bero på defekter i Löfgrens teori, eftersom teorin stämmer så väl överens med de övriga serierna. Felet kan härröra från felavvikelse vid uppmätningen vid balktesterna. En annan orsak kan vara den relativt stora skillnaden mellan testresultat och inversanalys för serien.



Figur 5.24 Jämförelse mellan sprickavstånd beräknade enligt Löfgren för olika värden på den tryckta zonen och balktester.

Vid jämförelse av sprickavstånd beräknade utifrån en stålspanning i den konventionella armeringen på 200 MPa och sprickavstånd från balktester framgår att beräknade värden ligger i underkant för Serie 1, 4 och 5. Enligt Löfgren (2006a) är beräkning av medelsprickavstånd inom spricköppningsintervallet 0,05-0,3 mm endast ett förslag. Figur 5.24 visar att den nedre gränsen i intervallet ger ett sprickavstånd mindre än vad som uppmättes vid balktester för samtliga serier förutom Serie 2. För den övre gränsen erhöles överlag en bättre överensstämmelse med resultaten från balktesterna jämfört med den undre gränsen. Beräknade resultat visade sig dock överstiga resultaten från balktesterna för Serie 2, 3 samt 4.

Vid beräkning av medelsprickavstånd skall använd spricköppning motsvara en spricköppning som representerar ett avslutat sprickbildningsskede. Vid dimensionering är ett intervall inte att föredra för denna parameter. Beräkningar har därför genomförts med mål att kunna bestämma ett specifikt värde på en spricköppning som motsvarar ett avslutat sprickbildnings skede. Genom linjär interpolation erhöles en spricköppning på 0,2 mm. I Figur 5.25 visas en jämförelse mellan sprickavstånd beräknade enligt Löfgren med tryckta zonen beräknad vid en spricköppning på 0,2 mm och balktester. Beräknade resultat visar mycket god överensstämmelse med balktester för samtliga serier, med en skillnad på 1 mm, förutom för Serie 3. Beräknade medelsprickavstånd i Figur 5.25 används i vidare beräkningar av spricköppning.



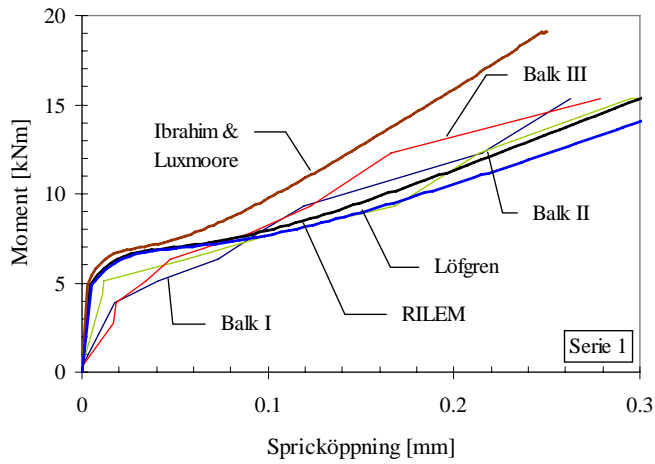
Figur 5.25 Jämförelse mellan sprickavstånd beräknade enligt Löfgren med tryckta zonen beräknad vid en spricköppning på 0,2 mm och balktester.

Moment-spricköppning

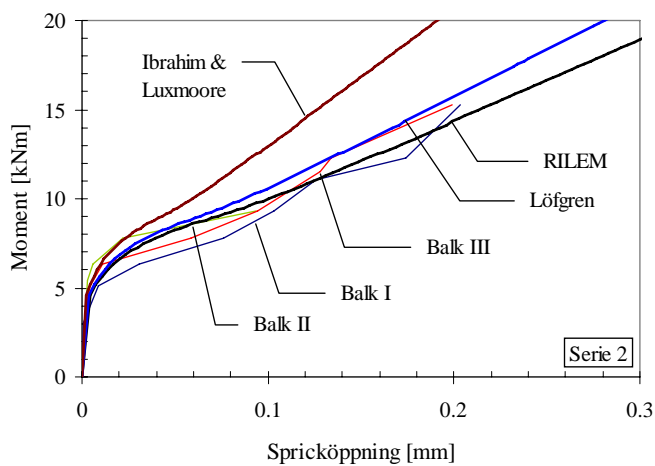
Hur spricköppningarna från respektive beräkningsteori för fiberarmerad betong tas fram kan ses i avsnitt 3.3.4. I Figur 5.26 till Figur 5.30 ses en jämförelse mellan moment och spricköppning för serierna och beräkningsmodellerna. Det bör påpekas att den beräknade spricköppningen borde kompletteras med inverkan av betongens krympning, som ger en ökad spricköppning (och dessutom en minskad sprick last).

Generellt för samtliga beräkningsteorier ses en tydlig avvikelse mellan beräknad spricköppning och spricköppning från balktester vid spricköppningar inom intervallet 0-0,05 mm, se Figur 5.26 -5.30. Denna differens kan förklaras av att den första sprickan under balktesterna uppkom vid lägre laster än vad som var förutspått i

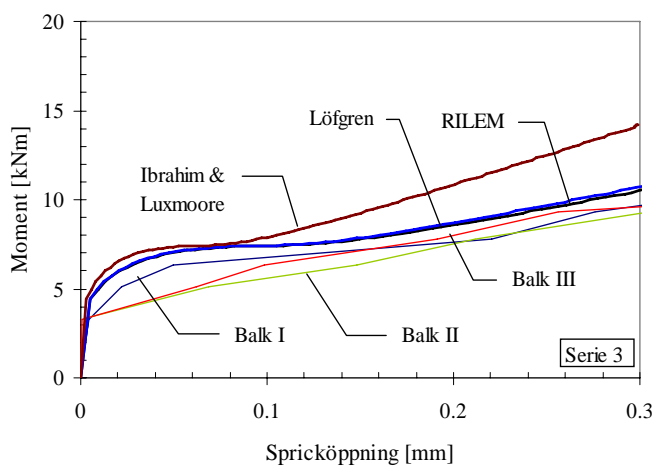
beräkningar. För större spricköppningar blir överrensstämelsen bättre för förslagen från RILEM och Löfgren.



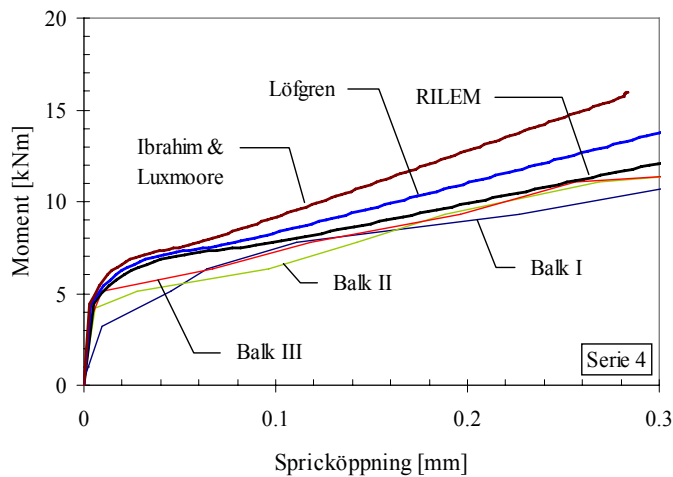
Figur 5.26 Jämförelse a moment och spricköppning från beräkningsmodeller och balktester för Serie 1.



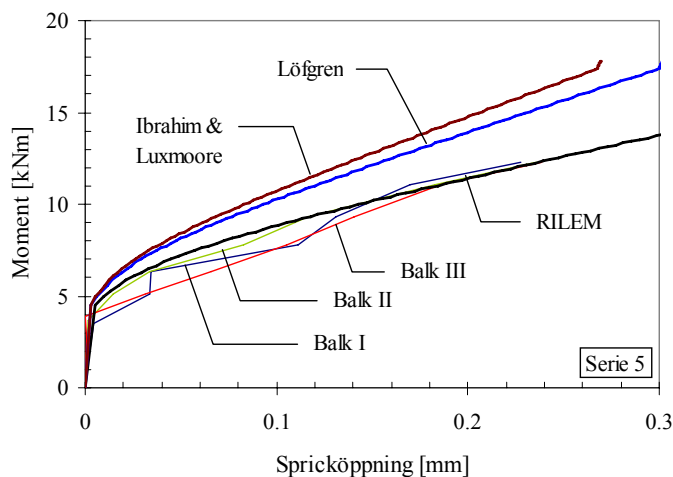
Figur 5.27 Jämförelse mellan moment och spricköppning från beräkningsmodeller och balktester för Serie 2.



Figur 5.28 Jämförelse mellan moment och spricköppning från beräkningsmodeller och balktester för Serie 3.



Figur 5.29 Jämförelse mellan moment och spricköppning från beräkningsmodeller och balktester för Serie 4.



Figur 5.30 Jämförelse mellan moment och spricköppning från beräkningsmodeller och balktester för Serie 5.

Ibrahim och Luxmoore

Förslaget utarbetat av Ibrahim och Luxmoore uppvisar en stor skillnad från testresultaten för samtliga serier. Vid analys av ett spricköppningsintervall mellan 0,05-0,20 mm ger förslaget ungefär 1,32 gånger högre moment jämfört med resultat från balktesterna, se Tabell 5.7. Orsaken till denna skillnad kan förklaras av att minsta sprickavstånd erhålls av förslaget, medan sprickavstånden för de andra förslagen beräknas som ett medelsprickavstånd. Den bästa överresstämelsen fås för Serie 1 där division av beräknat moment och moment från testresultaten uppmättes till 1,25, se Tabell 5.7.

Tabell 5.7 Division av beräknat moment och uppmätt moment vid respektive spricköppning. Spricköppning beräknad enligt Ibrahim och Luxmoore.

w [mm]	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Medel
0.05	1.19	1.27	1.50	1.29	1.35	1.32
0.10	1.25	1.37	1.29	1.32	1.38	1.32
0.15	1.24	1.36	1.31	1.34	1.27	1.30
0.20	1.31	1.33	1.37	1.43	1.30	1.35
Medel	1.25	1.33	1.37	1.35	1.32	1.32

RILEM

RILEM:s förslag för beräkning av spricköppningar är det förslag som bäst överrensstämmer med uppmätta värden från balktester. Kvoten mellan moment från beräkningar och tester över spricköppningsintervallet 0,05-0,20 mm var 1,11, se Tabell 5.8. Den bästa överrensstämmelsen uppmättes för Serie 1, 2 och 5 med en kvot på 1,07. Orsaken till att RILEM visade de mest överrensstämmande resultaten till testresultaten i jämförelse med Löfgrens var oväntade. Resultaten är oväntade då metoden visar klara brister vid beräkning av sprickavstånd och detta påverkar givetvis den beräknade spricköppningen och skulle denna beräknas med verkliga sprickavstånd skulle resultatet bli ett annat.

Tabell 5.8 Division av beräknat moment och uppmätt moment vid respektive spricköppning. Spricköppning beräknad enligt RILEM.

w [mm]	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Medel
0.05	1.11	1.11	1.46	1.21	1.16	1.21
0.10	1.01	1.05	1.21	1.14	1.13	1.11
0.15	0.91	0.96	1.14	1.09	1.00	1.07
0.20	0.92	0.94	1.08	1.10	1.00	1.06
Medel	1.07	1.07	1.22	1.13	1.07	1.11

Löfgren

Spricköppningarna beräknade med sprickavstånd från Löfgrens förslag erhöles en genomsnittlig kvot på ca 1,17 vid division av beräknat och uppmätt moment i spricköppningsintervallet 0,05-0,20 mm, se Tabell 5.9. Den minsta skillnaden för testresultaten registrerades för Serie 1 och Serie 2, där kvoten uppmättes till 1,10 respektive 1,08 för förslaget, se Tabell 5.9. Denna skillnad är lite förvånande, då beräknade spricköppningar bygger på beräknade sprickavstånd. En anledning kan vara att spricköppningarna för Löfgren är beräknade med samma uttryck för medelståltöjning i den konventionella armeringen som används i EC2. Då balkarnas bärförmåga har överskattats i de analytiska beräkningarna medför detta till att högre spänningar, än för balktester, har används i beräkning av spricköppning.

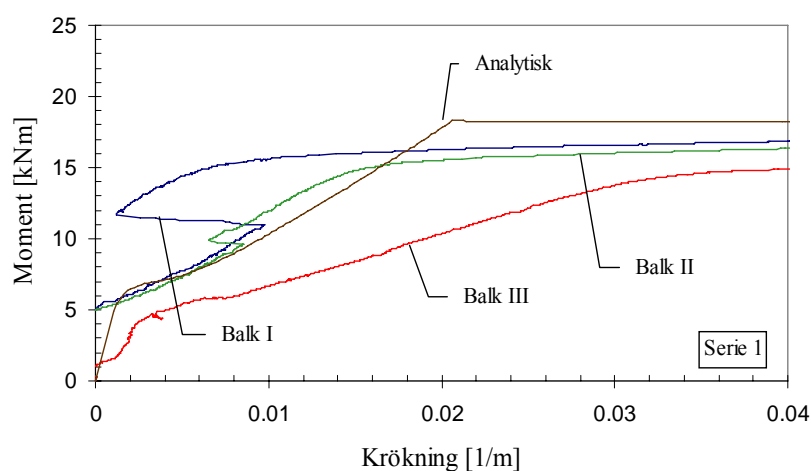
Tabell 5.9 Division av beräknat moment och uppmätt moment vid respektive spricköppning. Spricköppning beräknad enligt Löfgren.

w [mm]	Serie 1	Serie 2	Serie 3	Serie 4	Serie 5	Medel
0.05	1.11	1.16	1.46	1.24	1.29	1.25
0.10	0.96	1.11	1.21	1.17	1.28	1.16
0.15	0.87	1.04	1.14	1.21	1.19	1.14
0.20	0.87	1.01	1.09	1.21	1.22	1.13
Medel	1.10	1.08	1.22	1.21	1.24	1.17

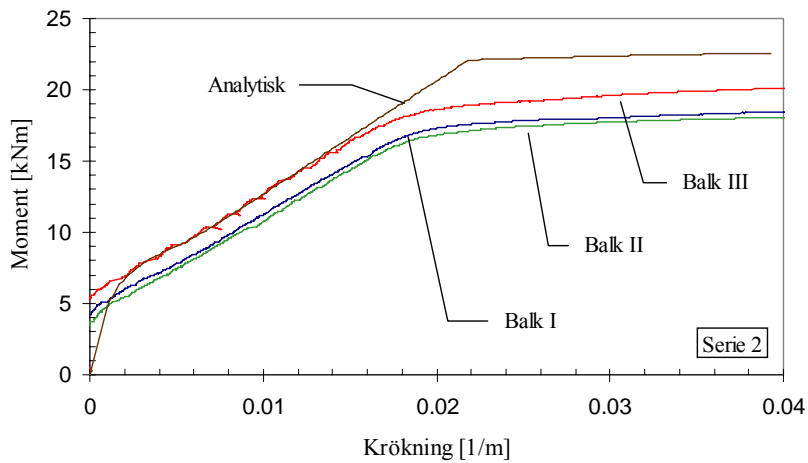
Moment-krökning

Krökningen har beräknats enligt "Non-linear hinge model", se avsnitt 3.2.2. Se Figur 5.31 till Figur 5.35 för jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester.

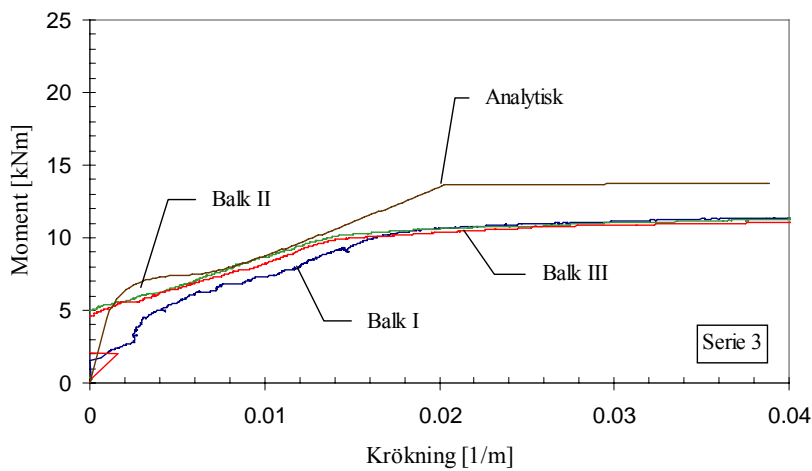
Resultaten för Serie 1 i allmänhet och balk I i synnerhet uppvisar ett underligt beteende i början av moment-krökning kurvan. I början av testerna var det problem med en av upplagsgivarna vilket kan vara en av orsakerna. För balk I är problemet att styrgivaren registrerar en mindre nedböjning än givarna vid upplagen i början av mätningarna. Orsaken kan inte förklaras. Detta resulterar i en minskad krökning för ökad pålastning och därav "knycken".



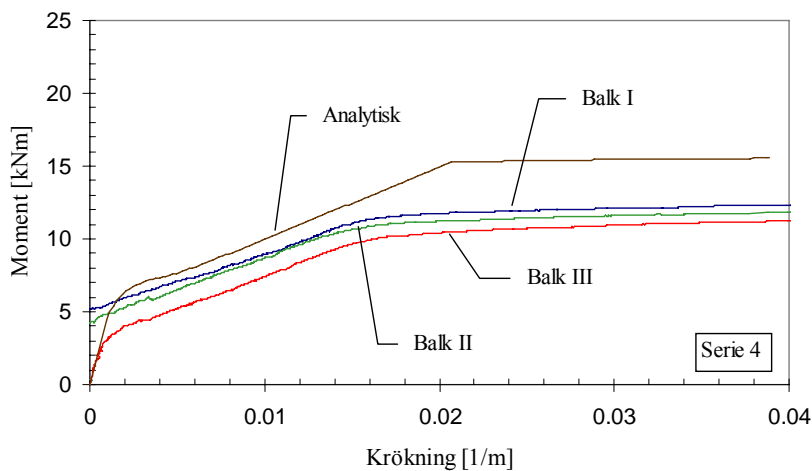
Figur 5.31 Jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester för Serie 1.



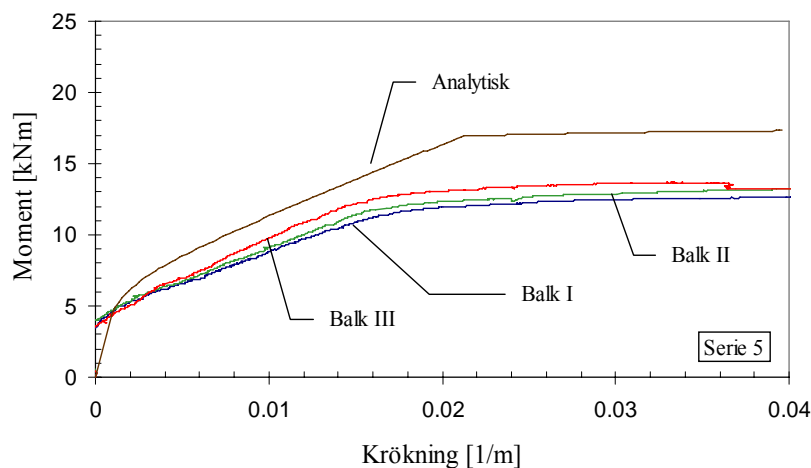
Figur 5.32 Jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester för Serie 2.



Figur 5.33 Jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester för Serie 3.

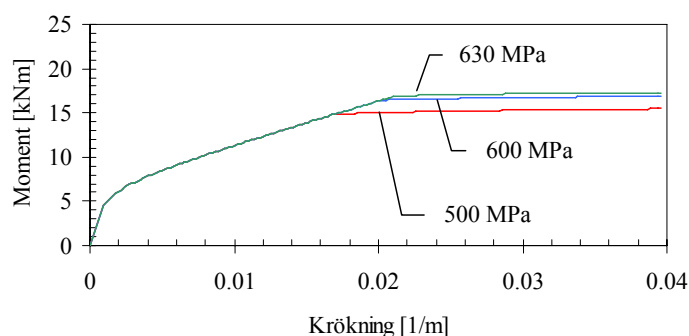


Figur 5.34 Jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester för Serie 4.



Figur 5.35 Jämförelse mellan moment och krökning från analytiska beräkningar och balktester för Serie 5.

För den analytiskt beräknade moment mot krökning kurvan ses i Figur 5.31 – 5.35 en klar flytgräns, kurvorna från balktesterna saknar en tydlig gräns. Den analytiskt beräknade krökningen uppvisar högre resultat än resultaten från balktesterna. Den höga flytspänningen som erhöles från testerna tros vara förklaringen. En jämförelse mellan flytgränserna 500, 600 och 630 MPa för Serie 5 ses i Figur 5.36. Vid en jämförelse för Serie 5 mellan resultaten i Figur 5.35 och 5.36 ses att en flytgräns runt 500 MPa skulle leda till mer överensstämmande resultat mellan den analytiskt beräknade krökningen och den från balktester.



Figur 5.36 Moment mot krökning, jämförelse mellan olika flytgränser för Serie 5.

6 Slutsatser

För att kunna använda stålfiber som primärarmering krävs stora fiberhalter. Zollo (1997) nämner att tillsättning av små fibermängder, $V_f < 0,5 \%$, främst syftar till att kontrollera sprickor. I detta projekt har relativt små fibermängder använts, en vedertagen gräns mellan stora och små fiberhalter är $V_f = 2,0 \%$, enligt CNR (2006). Vid små fiberdoseringar är en kombination av fiber och konventionell armering att föredra. Fibrernas syfte är främst att bidra med ökad seghet som i sin tur leder till minskade sprickavstånd och spricköppningar. Vid dimensionering av fiberarmerade konstruktioner måste residualhållfastheten och spänning – spricköppningssambandet nogta beaktas.

Resultaten har visat att tillsättningen av fibrer har en positiv inverkan på sprickavstånd, sprickbredd, böjstyvhet och lastkapacitet. Relativt stora fibermängder, runt $V_f = 0,75 \%$, kan användas för att kompensera för en mindre diameter på den primära armeringen i syfte att reducera sprickavstånd och sprickbredd. En lika kraftfull effekt av fibrerna fås inte för balkars böjstyvhet och lastkapacitet efter sprickbildning.

Existerande modeller för beräkning av medelsprickavstånd som finns för konventionell armering i BBK 04 och EC2, kan inte tillämpas för betongkonstruktioner armerade med en kombination av stålfibrer och konventionell armering. Av de modeller som utarbetats speciellt för fiberarmerade konstruktioner visade det sig generellt att Löfgrens modell överensstämde bäst med resultaten från balktesterna. Till skillnad från RILEM och Ibrahim & Luxmoore tar Löfgrens modell effektivt hänsyn till den ökade segheten som erhålls vid tillsättning av fibrer, därav den goda överensstämmelsen.

Vid beräkning av medelsprickavstånd enligt Löfgrens förslag till modell visade det sig att det föreslagna spricköppningsintervallet 0,05-0,3 mm överensstämde väl med genomförda försök. Sprickavståndet bestäms då av den spänning som fibrerna överför (vid denna spricköppning) och av den konventionella armeringens överföringssträcka. En analys genomfördes för att bestämma en specifik spricköppning med syfte att underlätta för framtida dimensionering. En rimlig ansats vid beräkning av sprickavstånd är att använda en spricköppning på 0,2 mm.

Spricköppningsberäkningar enligt RILEM visade bäst överensstämmelse bland de använda beräkningsmodellerna. Vid 0,1 mm spricköppning erhöles en skillnad av 11 % mellan beräknat resultat enligt RILEM och resultat från balktester och vid 0,2 mm spricköppning var skillnaden mindre, 6 %. Metoden enligt RILEM skulle dock ge en större skillnad i resultat om det verkliga sprickavståndet användes istället för det enligt RILEM beräknade. Med Löfgrens modell blev skillnaderna större 16 % respektive 13 %. En förklaring till den sämre överensstämmelsen för spricköppningar enligt Löfgren var att bärförmågan överskattades. Den överskattade bärförmågan kan ha orsakats av höga uppmätta värden på flytspänning och draghållfasthet hos den konventionella armeringen. En annan orsak kan vara en annan fiberfördelning och orientering än den antagna. Jansson och Löfgren (2006) visar att mer avancerade FEM-analyser, uppvisar en bättre överensstämmelse.

Ett sätt att dimensionera för sprickavstånd och spricköppning är att använda Löfgrens föreslagna modell för beräkning av sprickavstånd och sedan beräkna spricköppning med RILEM:s modell som bygger på samma princip som BBK 04 och EC2.

6.1 Förslag på vidare studier

I ett led för att öka förståelsen för beräkning av sprickavstånd och spricköppning i fiberarmerade betongkonstruktioner bör följande områden studeras mer noggrant:

Bestämning av fiberbetongens materialegenskaper i form av σ - w samband genom inversanalys är ett mycket tidskrävande arbete. Då information om sambandet är ett viktigt hjälpmedel för beräkning av sprickavstånd och spricköppningar för fiberarmerade betongkonstruktioner, skulle en klassificering och standardisering av σ - w sambandet för fiberarmerad betong framtagna genom inversanalys skapa gynnsammare förutsättningar för beräkning av sprickavstånd och spricköppning.

Fler laboratorieförsök, där fiberfördelning, fiberorientering samt elasticitetsmodul i balkar registreras, behövs för att undersöka om dragna slutsatser om sprickavstånd och spricköppning i detta projekt är giltiga. Vid analys av vidare laboratorieförsök rekommenderas att krympning i betong beaktas. Det skulle även vara av intresse att jämföra erhållna resultat från tester med fullständiga finita element beräkningar.

Fler försök är att rekommendera för att utforska bestämning av sprickavstånd och spricköppning för andra typer av stålfibrer samt för andra sorter av fibrer och andra fiberdoseringar. Det är även av intresse att undersöka inverkan av olika betongblandningar med olika värden på vct. Även andra typer av strukturella element än balkar med rektangulärt tvärsnitt skulle vara intressant att undersöka.

Djupare studier för att bestämma vidhäftningen mellan fiber och betong samt dess inverkan på sprickavstånd för fiberarmerade konstruktioner.

7 Referenser

ACI Committee 544 (1974): *Fibre Reinforced Concrete*, ACI Committee publication SP-44. Detroit, 1974, 554 sidor.

ACI Committee 544 (2005): Measurement of Properties of Fiber Reinforced Concrete. *ACI manual of concrete practice 2005*, part 6. Avsnitt 544.2R-2 – 544.2R-11.

Balázs G. L. och Borosnyól A. (2005): Models for flexural cracking in concrete: the state of art. Artikel publicerad i *Structural Concrete*, 2005/6, nummer 2, s.53-62.

Bartos P. (1981): *Bond in fibre reinforced cements and concretes*. Artikeln publicerad i The International Journal of Cement Composites, vol. 3, nummer 3, augusti 1981, s. 159-177.

Billberg P. (1999): *Self-compacting concrete for civil engineering structures – the Swedish experince*. Cement och Betong Institutet rapport 2:99. Stockholm, 1999, 80 sidor.

Betonghandbok material (1994): Utgåva 2, Svensk Byggtjänst och Cements AB, Stockholm, 1994.

Burström P. (2001): *Byggnadsmaterial – uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Tredje upplagan. Studentlitteratur, Lund, 2001, 546 sidor.

Bosnjak D et al. (2006): *Veijledning for prosjektering, utførelse og kontroll*. Ett utvecklingsprojekt i samarbete mellan industri, offentliga byggherrar, FoU-institut, universitet och Norges forskningsråd. Januari 2006.

Boverket (2004): *Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04*. Karlskrona, Boverket.

CNR (2006): *Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato*. Utkast från pågående utveckling av nya italienska normer, Italien, Rom, mars 2006, 59 sidor.

Dupont D. och Vandewalle C. L. (2005a): Distribution of steel fibres in rectangular sections. *Cement and Concrete Composites*, 27, 2005, s. 394-398.

Dupont D. och Vandewalle C. L. (2005b): *Prediction of crack widths of steel fibre concrete beams containing ordinary reinforcement by means of a stress-strain-relation*. Artikeln presenterad vid konferensen CONMAT, Belgien 2005.

Engström B. (2004): *Beräkning av betongkonstruktioner*. Undervisningsskrift 04:7. Institutionen för konstruktion och mekanik, avdelningen för konstruktionsteknik, betongbyggnad. Chalmers tekniska högskola, Göteborg, Sverige.

Eurocode 2: *Design of concrete structures – Material properties*. ENV 1992-1-1

Ibrahim O. T. och Luxmoore A. R. (1979): Control of crack width by inclusion of fibres in conventionally reinforced concrete. Artikeln publicerad i *Cement composites*, vol.1, nummer 2, juli 1979, s. 77-89.

Jansson A. och Löfgren I. (2006): *Applying a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis of FRC beams.* Artikeln inlämnad för publicering för presentation vid konferensen FRAMCOS 6, 6th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures, Catania, Italien, 2007.

Keyes D. och Sindler J. (2004): *Restraint shrinkage, creep and cracking of concrete at early age.* Examensarbete skriven vid institutionen konstruktion och mekanik, Chalmers tekniska högskola. Publikations nummer 04:12, Göteborg, Sverige, 2004, 73 sidor.

Leonhardt F. (1977): *Crack control in concrete structures.* IABSE Surveys, s- 4/77, augusti 1977, 26 sidor.

Li V.C. (2002): Large volume, High-performance applications of fibres in civil engineering. Artikel publicerad i *Journal of Applied Polymer Science*, vol. 83, John Wiley & Sons, s. 660-686.

Löfgren I. (2003): *Analysis of flexural behaviour of reinforced FRC members.* Artikel presenterad vid nordiska miniseminarier: Design rules for steel fibre reinforced concrete structures. Oslo, Norge, Oktober 2003, s. 25-34.

Löfgren I., Olesen J. och Stang H. (2004): *Wedge splitting test – A test to determine fracture properties of FRC.* Artikel presenterad vid 6th RILEM symposium fibre reinforced concretes (FRC) – BEFIB 2004. I Varenna, Italien September 2004, s. 379-388.

Löfgren I. (2004a): Beräkningsmetod för fiberbetong i bärande konstruktioner. Artikel publicerad i *Bygg & teknik* nummer 7, 2004. s. 32-40.

Löfgren I. (2004b): *The wedge splitting test – a test method for assessment of fracture parameters of FRC?* Artikeln publicerad i *Fracture Mechanics of Concrete Structures*, Vol. 2, eds. Li *et al.*, s. 1155-1162. Ia-FraMCos, 2004. Presenterad vid 5th International conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures. I Vail, Colorado/USA, April 2004.

Löfgren I. (2005): *Fibre reinforced concrete for industrial constructions – a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis.* Doktorsavhandling. Institutionen konstruktion och mekanik, Chalmers tekniska högskola. Göteborg, Sverige, 2005, 268 sidor.

Löfgren I. (2006): Nya möjligheter med fiberarmerad betong. Artikeln publicerades i *Betong* (Svenska Betongföreningens Tidskrift), nummer 1, mars 2006, s. 52-56.

Löfgren I. (2006a): Examenarbetsförslag, institutionen för Bygg- och miljöteknik, avdelningen för Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola. Göteborg, Sverige.

Löfgren I. (2006b): Fiberarmerad betong – materialprovning och strukturanalys baserad på brottmekanik. Artikeln publicerad i *Bygg & teknik* nummer 7, 2006, s. 46-52.

Martínez D. (2006): *Analysis of Fibre-reinforced Concrete elements*. Examensarbete skrivet vid institutionen Bygg- och miljöteknik, Chalmers tekniska högskola. Publikationsnummer 2006:38, Göteborg, Sverige, 262 sidor.

Okamura H. och Ouchi M. (2003): Self-compacting concrete. Artikel publicerad i *Journal of advanced concrete technology*, vol. 1, nummer 1, Japan concrete institute, s. 5-15.

Olesen J. F. (2001a): Fictitious crack propagation in fibre-reinforced concrete beams. Artikel publicerad i *Journal of engineering mechanics*, mars 2001, s. 272-280.

Olesen J. F. (2001b): Cracks in reinforced FRC beams subject to bending and axial load. Artikeln publicerad i *Fracture Mechanics of Concrete Structures*. eds. de Borst et al. FRAMCOS-4. A.A. Balkernas publishers (2001), s. 1027-1033.

Ooi P. S. K och Ramsey T. L (2003): Curvature and Bending Moments from Inclinator Data. Artikeln publicerad i *International Journal of Geomechanics*, September 2003, s. 64-73.

RILEM TC 162-TDF (2000): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: $\sigma - \varepsilon$ - Design Method, (Chairlady L. Vandewalle). Artikel publicerad i *Materials and Structures*, vol. 33, mars 2000, s. 75-81.

RILEM TC 162-TDF (2002): Brite Euram Project nr: BE 97-4163, *Test and Design Methods for steel Fibre Reinforced Concrete*, ISBN 90-5682-358-2, Juni 2002.

RILEM TC 162- TDF (2003): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: $\sigma - \varepsilon$ - Design Method Final Recommendation, (Chairlady L. Vandewalle). Artikel publicerad i *Materials and Structures*, vol 36, oktober 2003, s. 560-567.

Svenska Betongföreningen (1997): Betongrapport nr. 4, *Stålfiberbetong – rekommendationer för konstruktion, utförande och provning*, utgåva 2, Elanders Gotab, Stockholm, 1998, 135 sidor.

Svenska Betongföreningen (2002): Betongrapport nr. 10, *Självkompakterande betong – Rekommendationer för användning*, Stockholm, 2002, 84 sidor.

Zollo R. F. (1997): Fibre reinforced concrete – An overview after 30 years of development. Artikeln publicerad i *Cement and concrete composites*, vol 19, issue 2, s. 107-122.

Østergaard L., Olesen J.F., Stang H. och Lange D. (2003): A method for fast and simple interpretation and inverse analysis of the wedge splitting test. Skriven vid institutionen Structural Engineering and Materials vid Danmarks tekniska universitet, Lyngby.

7.1 Elektroniska källor

Produktblad om stålfiber hämtat 2006-08-14 från www.bekaert.com

Produktblad om armeringsjärnen hämtat 2006-10-25 från www.fundia.se

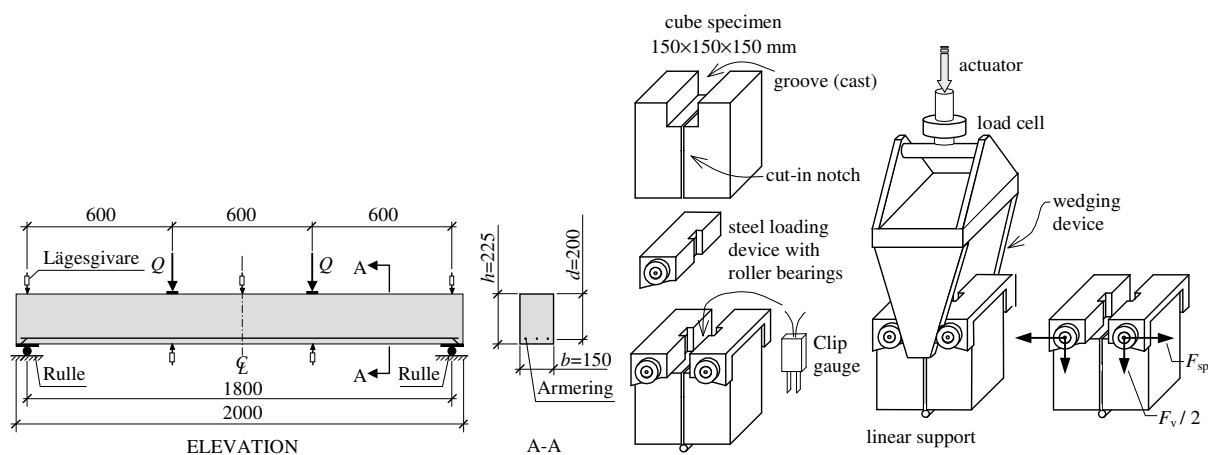
Produktblad om kalkfiller hämtat 2006-08-14 från www.nordkalk.com

Produktblad om tillsatsmedel hämtat 2006-08-14 från www.sika.se

Bilaga A - Projektbeskrivning

Beskrivning

Examensarbetet behandlar beräkning av sprickavstånd och sprickbredd för fiberarmerade betongkonstruktioner. I arbetet kommer experiment att utföras för att utveckla och verifiera nya beräkningsmodeller. Försök kommer att genomföras på balkar med en geometri enligt nedanstående figur. Fiberbetongens materialegenskaper i drag kommer att bestämmas med "wedge splitting tests" (WST) enligt nedanstående figur och i tryck med hjälp av kubhållfasthetsprov (kuber med kantlängden 150 mm). I balkförsöken skall last, nedböjning, sprickavstånd, sprickbredd och spricktillväxt (sprickans längd) registreras. För att analysera försöksresultaten kommer olika analytiska och numeriska beräkningsmodeller att användas.



De parametrar som kommer att studeras är:



1. Fiberdosering: $V_f = 0,25\%$ ($19,6 \text{ kg/m}^3$), $V_f = 0,50\%$ ($39,3 \text{ kg/m}^3$) och $V_f = 0,75\%$ ($58,9 \text{ kg/m}^3$).
2. Armeringsinnehåll: 3 $\phi 6$ (med $V_f = 0,25\%$, $V_f = 0,50\%$ och $V_f = 0,75\%$) och 3 $\phi 8$ med (med $V_f = 0,50\%$).

Som referensobjekt använd en konventionell armerad betongbalk med 3 $\phi 8$, vilket innebär totalt fem stycken balkserie. För varje balkserie tillverkas och provas tre stycken balkar. Balkarna gjuts i tre satser. För varje sats gjuts en balk, tre stycken WST-provkroppar och tre stycken kuber, vilket ger en total satsstorlek av 110 liter (satsen tillverkas i två blandningar om vardera 55 liter). Alla balkar gjuts med självkompakterande betong med vct 0,55. Innan balkarna gjuts görs en provblandning utan respektive med fibrer ($V_f = 0,50\%$) för att verifiera att vald betongsammansättning är lämpliga för ändamålet. För varje sats genomförs mätningar av betongens konsistens och lufthalt. Genom att det för varje serie tillverkas nio WST-provkroppar och tre balkar finns möjlighet att utvärdera dels spridningen för WST-metoden och materialegenskaperna och dels spridningen i bärförmågan hos balkarna.

Studenter: Sanna Karlsson (SK) och Martin Gustafsson (MG)

Handledare och Examinator Tomas Kutti (TK)

Biträdande handledare: Ingemar Löfgren (IL) & Annette Janson (AJ)

 FÄRDIG BETONG 	Projektbeskrivning	Projektnr.	Sidnr. 2 (6)
		Datum 2006-04-13	Skapad/Rev av IL/TK
Fiberarmerade betongkonstruktioner - Sprickberäkning		Revision	Check Appr

Litteratur

Utöver nedanstående litteratur görs ytterligare litteratursökning



1. RILEM TC 162- TDF (2003a): Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: σ - ϵ - Design Method Final Recommendation, (Chairlady L. Vandewalle), *Materials and Structures*, Vol. 36 October 2003, pp. 560-567.
2. RILEM TC 162- TDF (2002): Design of steel fibre reinforced concrete using the σ -w method - principles and applications, (Chairlady L. Vandewalle), *Materials and Structures*, Vol. 35 June 2002, pp. 262-278.
3. Löfgren, I. (2005): Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction - a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis. PhD-thesis, Department of Civil- and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology.
4. Dupont D. (2003): *Modelling and experimental validation of the constitutive law (σ - ϵ) and cracking behaviour of fibre reinforced concrete*. Ph.D. thesis, Katholieke Universiteit Leuven, 2003.
5. Pfyl, T. (2003): *Tragverhalten von Stahlfaserbeton*. Ph.D. dissertation, ETH, Zürich, 2003. (In German).
6. Ibrahim, O.T. and Luxmoore, A.R. (1976): Control of crack width by inclusion of fibres in conventionally reinforced concrete, *Cement Composites*, Vol. 1, No. 2, July 1976, pp. 77-89.
7. Swedish Concrete Society (1997): Betongrapport nr. 4. Stålfiberbetong – rekommendationer för konstruktion, utförande och provning, Utgåva 2, Svenska Betongföreningen, Stockholm, Nov. 1997, 135 pp.
8. DAfStbUA SFB N 0146 (2005): *DAfStb-Richtlinie Stahlfaserbeton* (21. Entwurf), Ergänzung zu DIN 1045, Teile 1 bis 4 (07/2001), Deutscher Ausschuss für Stahlbeton – DAfStb, Berlin. (In german).

Tidplan

I tidsplaneringen bedöms aktiviteterna att ta följande tid i anspråk

Aktivitet	Tidsåtgång
Tillverkning av formar (3 st):	1 & ½ dag
Förberedelse av armering (till 15 balkar):	1 dag
Provblandning. Verifiering av lämplig betongsammansättning	1 dag
Gjutning av balkar (3 st) och materialprov (9 st) – en test serie:	1 dag
Formrivning, rengöring och förberedelse inför gjutning:	1 dag
Materialprovning WST (9 st) – en test serie:	1 & ½ dag
Materialprovning tryckhållfasthet (9 st) – en test serie:	½ dag
Provning av balkar (3 st) – en test serie:	1 & ½ dag
Analys och sammanställning av materialförsök (WST) – en test serie:	2 dagar
Analys och sammanställning av balkförsök – en test serie:	5 dagar
Litteraturstudier	

Detaljerad tidplan utarbetas av Sanna och Martin.

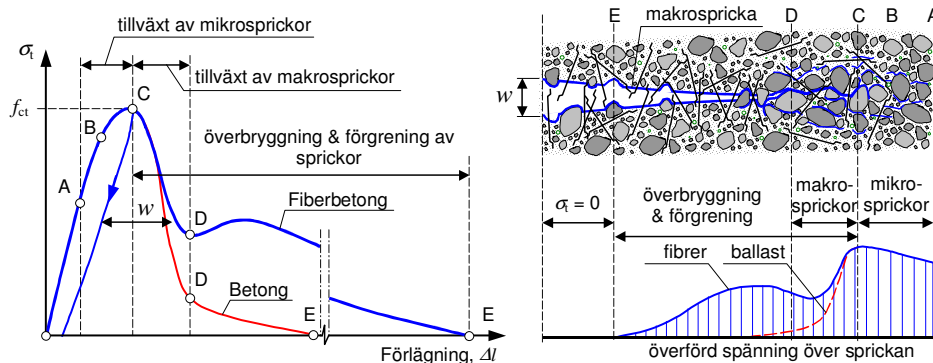
 FÄRDIG BETONG 	Projektbeskrivning	Projektnr.	Sidnr. 3 (6)
		Datum 2006-04-13	Skapad/Rev av IL/TK
Fiberarmerade betongkonstruktioner - Sprickberäkning		Revision	Check Appr

1 Inledning



Modern betongteknologi erbjuder stora möjligheter att åstadkomma ett byggande som är effektivt, resurssnålt, industriellt och hållbart ur miljösynpunkt. Ett sätt att åstadkomma en industriell byggprocess kan vara att använda högpresterande betong i kombination med kvarsittande formsystem. Självkompakterande fiberarmerad betong är exempel på en högpresterande betong som innebär ett stort steg mot ett industrialiserat platsgjutet byggande. I vissa typer av konstruktioner, som platta på mark, grundplintar och väggar, finns det möjlighet att ersätta all armering med fibrer. I andra typer av konstruktioner, såsom balkar och bjälklag, skulle det vara möjligt att utnyttja en kombination av fibrer och konventionell eller efterspänd armering. I båda fallen finns potentiella fördelar, vilka kan relateras både till ekonomiska och produktionstekniska vinster, genom ett rationellt byggande, och en förbättrad arbetsmiljö med en minskning av tunga arbetsmoment. Ett hinder för denna utveckling är avsaknaden av generella dimensioneringsregler som beaktar de materialegenskaper som är karakteristiska för fiberarmerad betong, det vill säga sambandet mellan spänning-spricköppning (σ - w sambandet).

2 Bakgrund

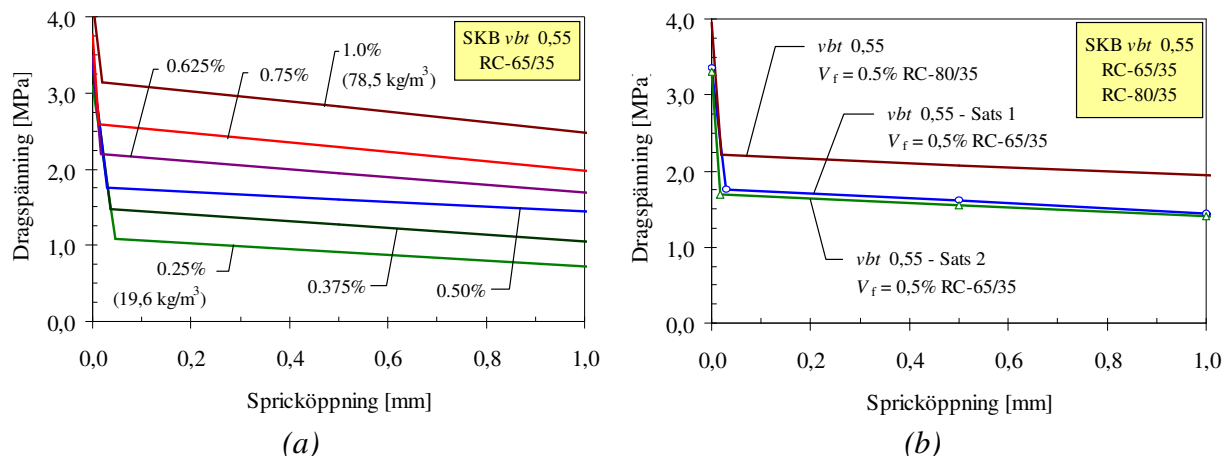
Vid ett dragbrott i betong, med och utan fibrer, kan spännings-deformations sambandet (se Figur 1) karakteriseras av en initiell linjär del (upp till A), ett område där mikrosprickor tillväxer (A-B-C) och en nedåtgående del (C-D-E). Detta innebär att betong inte är ett helt sprött material utan uppvisar viss, liten, seghet. Mikrosprickor initieras vid försvagningar som finns i betongen redan innan denna belastats. De finns oftast i övergångszonen mellan ballast och cementpasta. Mikrosprickorna tillväxer alltmer tills dessa går ihop och bildar makrosprickor (C) där deformationerna lokaliseras. I en fiberarmerad betong är den största skillnaden att fibrerna hämmar tillväxten av makrosprickor och att de överför en spänning efter uppsprickning, vilket de kan göra för relativt stora spricköppningar. Det är viktigt att påpeka att fibrerna tar last först när makrosprickor tillväxer, vilket sker vid en spricköppning av ungefär 0,05 mm. Det finns dock vissa typer av fibrer, så kallade mikro fibrer, som även hämmar tillväxten av mikrosprickor (B-C).



Figur 1. Respons vid belastning i drag, jämförelse mellan betong och fiberarmerad betong.

 FÄRDIG BETONG 	Projektbeskrivning	Projektnr.	Sidnr. 4 (6)
		Datum 2006-04-13	Skapad/Rev av IL/TK
Fiberarmerade betongkonstruktioner - Sprickberäkning	Revision	Check	Appr

I Figur 2 visas exempel på hur sambandet mellan spänning och spricköppning påverkas av fiberdoseringen (a) och fiberns slankhetstal (b). Dessa kurvor ger en indikation av vilka egenskaper som kan förväntas för de betonger som skall användas i försöken.



Figur 2. Samband mellan spänning och spricköppning för fiberarmerad betong (SKB med $v_{bt} = 0,55$): (a) Inverkan av fiberdosering och (b) inverkan av fiberns slankhetstal (längd / diameter).

Som nämndes i bakgrundsinformationen så saknas det generella beräkningsmodeller och normer för fiberarmerade betongkonstruktioner. För konstruktörer är det viktigt att kunna beräkna/bedöma sprickvidd och sprickavstånd

För att beräkna sprickavståndet för armerade betongkonstruktioner (utan fibrer) används följande formel i både BBK 04 (kapitel 4.5.5) och EC 2 (kapitel 7.3.4 i pr EN 1992, July 2002):

$$s_{r,m} = 50 + 0.25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad [\text{mm}] - \text{BBK 04}$$

$$s_{r,max} = 3.4 \cdot c + 0.425 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \quad [\text{mm}] - \text{EC 2 (pr EN 1992, July 2002)}$$

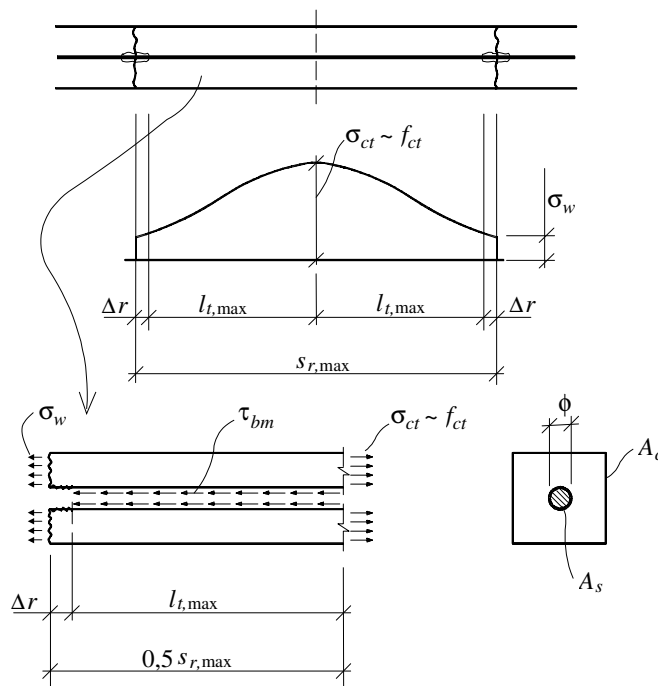
Detta kan jämföras med det förslag för fiberarmerad betong som presenterades av RILEM TC 162-TDF, där man föreslår följande för att ta hänsyn till fiberarmering:

$$s_{r,m} = \left(50 + 0.25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \frac{\phi}{\rho} \right) \cdot \left(\frac{50}{L_f / \phi_f} \right) \quad [\text{mm}]$$

$$\text{där } \left(\frac{50}{L_f / \phi_f} \right) \leq 1.0$$

Den föreslagna modellen beaktar således bara fiberns slankhetstal och mängden fibrer försummas. Detta förslag verkar inte rimligt och därför har ett annat förslag presenterats av

Löfgren (som beskrivs i detta dokument). Detta förslag bygger på att $\sigma-w$ sambandet är känt och att fiberarmeringen bidrar genom att överföra spänning vid sprickan, se Figur 3. Följande analys baseras på Engström (undervisningsmaterial, Betongbyggnad) utformat för konventionellt armerad betong.



Figur 3. Modell för att beräkna sprickavstånd för ett fiberarmerat tvärsnitt, från Engström.

I spricksnitten har betongen påkänningen σ_w och mitt emellan spricksnitten är betongen på gränsen till att spricka och följaktligen är påkänningen $\sigma_c \approx f_{ct}$. Påkänningsökningen mellan dessa snitt beror på kraftöverföringen genom vidhäftning mellan stål och betong. Vidhäftningspåkänningen τ_b (bond stress) varierar utefter överföringssträckan (transmission length) och har medelvärdet τ_{bm} .

$$\tau_{bm} = \frac{\int_0^{l_{t,max}} \tau_b(x) dx}{l_{t,max}}$$



Om betongkroppen snittas mitt emellan spricksnitten och utefter gränsskiktet (interface) till armeringen kan följande jämviktsvillkor ställas upp. Därvid beaktas att inom områden med längden Δr närmast spricksnittet har vidhäftningen värdet noll.

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5s_{r,max} - \Delta r) + \sigma_w \cdot A_c = f_{ct} \cdot A_c \quad (1)$$

Betongtvärsnittets bruttoarea kan omskrivas som

$$A_c = A_s \cdot \frac{A_c}{A_s} = \frac{A_s}{\rho}$$

där ρ = armeringsinnehåll

 FÄRDIG BETONG 	Projektbeskrivning	Projektnr.	Sidnr. 6 (6)
		Datum 2006-04-13	Skapad/Rev av IL/TK
Fiberarmerade betongkonstruktioner - Sprickberäkning		Revision	Check Appr

Insättning i (1) ger

$$\tau_{bm} \cdot \pi \cdot \phi (0,5 \cdot s_{r,max} - \Delta r) = \frac{\pi \phi^2}{4\rho} (f_{ct} - \sigma_w)$$

$$\Rightarrow s_{r,max} = 2\Delta r + \frac{1}{2} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w)}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad (2)$$

Minsta sprickavståndet (*crack spacing*) antas vara hälften av största sprickavståndet. Minsta sprickavståndet kan således beräknas som

$$s_{r,min} = \Delta r + \frac{1}{4} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w)}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad (3)$$

Medelsprickavståndet (*average crack spacing*) som erhålls under sprickbildningsskedet kan uppskattas som medelvärdet av (2) och (3) vilket ger

$$s_{rm} = 1,5\Delta r + \frac{3}{8} \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w)}{\tau_{bm}} \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad (4)$$

Kraftöverföringen mellan armeringsstål och omgivande betong beror dels på armeringens ytegenskaper, dels på betongens hållfasthet. Utgående från försöksresultat har man funnit att vidhäftningspåkänningens medelvärde kan uttryckas som

$$\tau_{bm} = \frac{3}{2 \cdot \kappa_1} \cdot f_{ct}$$

där κ_1 = faktor som beaktar armeringens ytegenskaper

$$\kappa_1 = \begin{array}{l} 0,8 \text{ för kamstänger} \\ 1,2 \text{ för profilerade stänger} \\ 1,6 \text{ för släta varmvalsade stänger} \end{array}$$

Om den störda zonen med upphävd vidhäftning antas ha en längd $\Delta r \approx 30$ mm och ovanstående uttryck på vidhäftningspåkänningen införs i (4) erhålls följande slututtryck för uppskattning av medelsprickavståndet vid ren dragning.

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \frac{(f_{ct} - \sigma_w)}{f_{ct}} \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad [\text{mm}] \quad (5)$$

$$s_{rm} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \left(1 - \frac{\sigma_w}{f_{ct}}\right) \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad [\text{mm}] \quad (6)$$

där ϕ = armeringsdimension i [mm]

Vilken kan tecknas som:

$$s_{r,m} = 50 + 0,25 \cdot \kappa_1 \cdot \kappa_2 \cdot \kappa_3 \cdot \frac{\phi}{\rho} \quad [\text{mm}] \quad (7)$$

$$\text{där: } \kappa_3 = \left(1 - \frac{\sigma_w}{f_{ct}}\right) \quad (8)$$

och σ_w bestäms ur σ - w sambandet och kan förenklat antas som det minsta värdet inom ett sprickvidds intervall $0,05 \leq w \leq 0,3$ mm.

Bilaga B - Betongrecept

Serie 1 – Balk I

SKB vct 055 (Vf = 0%) -I									
Datum:	2006-06-28			Antagen	Uppmätt				
Kostnad (material) [kr/m ³]:		CO ₂ -emission [kg/m ³]:	231.9	Luft:	4.0%		3.4%		
Kloridhalt [kg/m ³]:	0.31	SO ₂ -emission [kg/m ³]:	0.11	Densitet:	2 273		2 338		
Kloridhalt [% av cement]:	0.10%	NO _x -emission [kg/m ³]:	0.37	Tryckhållfasthet:	C32/40				
Ekv. alkalie [kg/m ³]:	1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:	50								
vct [viktkvot]:	0.55 (verkligt: 0.55)	vbt [viktkvot]:	0.55 (verkligt: 0.55)						
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)	1.00 (för SKB bör: 0,9-1,0)								
Pastaöverskott:	190 (med luft)	150.0 (utan luft)	Packning:	0.78					
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%	
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.4		16.22			10.5%	
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%	
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%	
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%	
Vatten	1 000	-	178.4		7.38			17.8%	
Grus 0-4	2 640	Sjösand	632.6	40	32.7	(3.3%)		24.0%	
Grus 0-8	2 630	Östad	157.6	10	8.1	(3.2%)		6.0%	
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%	
Sten 4-8	2 620	Tagene	235.4	15	11.9	(0.7%)		9.0%	
Sten 8-16	2 620	Tagene	549.3	35	27.7	(0.7%)		21.0%	
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%	
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%	
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%	
Fiber 1	7 850	Dramix 65/35	0		0.000			0.0%	
Fiber 2	7 850	Dramix 65/60	0		0.000			0.0%	
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%	
SP	1 100	Sikament 56	4.054		202.7 g		1.25%		
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.244		162.2 g		1.00%		
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%		
Luft	1 001	SikaAir-S	0.324		16.2 g		0.10%		
FUKT BALLAST				Uppmätt	Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):				2.06	%	0.05	%		
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.7 kg/mix):									liter
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3						
Tid från C+V [min]:	~15 min								
Sättningsmätt / FSM [mm]:	655								
T50 [s] / Utbredningsmätt [mm]:	2.3								
Omformningstal [antal slag]:									
Viskositet [Pa s]:	27.7								
Skjuvgräns [Pa]:	26								
Separation [%]:									
Bedömning									
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				2					
Kommentar:	Lite stenseparation (ej vid flytsättningsmätt) och släppte luft								

Serie 1 – Balk II

SKB vct 055 (Vf = 0%) -II											
Datum:		2006-06-28				Antagen		Uppmätt			
Kostnad (material) [kr/m ³]:		CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.0				Luft:		4.0%		3.5%	
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 273		2 338	
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40			
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41									
Blandningsvolym (start) [liter]:		50									
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)					
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)							
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78			
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%			
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%			
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%			
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%			
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%			
Vatten	1 000	-	178.5		7.39			17.8%			
Grus 0-4	2 640	Sjösand	632.6	40	32.7	(3.3%)		24.0%			
Grus 0-8	2 630	Östad	157.6	10	8.1	(3.2%)		6.0%			
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%			
Sten 4-8	2 620	Tagene	235.4	15	11.9	(0.7%)		9.0%			
Sten 8-16	2 620	Tagene	549.3	35	27.7	(0.7%)		21.0%			
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%			
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%			
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%			
Fiber 1	7 850	Dramix 65/35	0		0.000			0.0%			
Fiber 2	7 850	Dramix 65/60	0		0.000			0.0%			
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%			
SP	1 100	Sikament 56	3.894		194.7 g		1.20%				
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%				
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%				
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%				
FUKT BALLAST					Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):					2		%		2.01		%
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.7 kg/mix):											liter
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3						
Tid från C+V [min]:	~15										
Sättmått / FSM [mm]:	665										
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2.1										
Omformningstal [antal slag]:											
Viskositet [Pa s]:	22.5										
Skjuvgräns [Pa]:	33										
Separation [%]:											
Bedömning											
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)					2						
Kommentar:		Lite stenseparation (ej vid flytsättmått) och släppte luft - dock mindre än I									
		Minskad dosering flytmedel (0.05%) jämfört med I									

Serie 1 – Balk III

SKB vct 055 (Vf = 0%) -III										
Datum:		2006-06-28				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.0		Luft: 4.0%		4.8%		
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 273		2 300		
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40				
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott: 190 (med luft)		150.0		(utan luft)		Packning: 0.78				
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.39			17.8%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	632.6	40	32.7	(3.3%)		24.0%		
Grus 0-8	2 630	Östad	157.6	10	8.1	(3.2%)		6.0%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	235.4	15	11.9	(0.7%)		9.0%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	549.3	35	27.7	(0.7%)		21.0%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	Dramix 65/35	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/60	0		0.000			0.0%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.894		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):				2.15		%		0.14		
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.7 kg/mix):								liter		
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:	~15									
Sättnått / FSM [mm]:	625									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2.3									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:	26.8									
Skjuvgräns [Pa]:	50									
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:		Mindre separation, lite trögare OBS! Uppvägning av cementet - troligen för mycket!!								

Serie 2 – Balk I

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f8) - I										
Datum:		2006-07-04				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft:		4.0%		5.8%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 299		2 283
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40		
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.6		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.36			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.4%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.4%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.4	15	11.7	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.246		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt	Diff					
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):					%		%			
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):							liter			
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3							
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	585									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	3.6									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:	Hög lufthalt									

Serie 2 – Balk II

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f8) - II										
Datum:		2006-07-04				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft:		4.0%		5.0%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 299		2 303
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40		
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.6		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.36			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.4%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.4%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.4	15	11.7	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.246		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):				2.08 %		0.02 %				
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):						0.0048 liter				
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3							
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	650									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	1.8									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:	Hög lufthalt									

Serie 2 – Balk III

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f8) - III										
Datum:		2006-07-04				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft: 4.0%		6.5%		
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 299		2 250		
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40				
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]: 0.55		<i>(verkligt: 0.55)</i>		vbt [viktkvot]: 0.55		<i>(verkligt: 0.55)</i>				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		<i>(för SKB bör: 0,9-1,0)</i>						
Pastaöverskott: 190		<i>(med luft)</i>		150.0		<i>(utan luft)</i>		Packning: 0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.6		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.36			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.4%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.4%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.4	15	11.7	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.246		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):				2.03 %		0.03 %				
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):						0.043 liter				
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3							
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	645									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2.3									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:	Hög lufthalt									

Serie 3 – Balk I

SKB vct 055 (Vf = 0.25% - f6) - I										
Datum:		2006-07-05				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:						CO ₂ -emission [kg/m ³]:		232.1		Luft: 4.0%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31				SO ₂ -emission [kg/m ³]:		0.11		Densitet: 2 286
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%				NO _x -emission [kg/m ³]:		0.37		Tryckhållfasthet: C32/40
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott: 190 (med luft)		150.0		(utan luft)		Packning: 0.78				
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.35			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	629.9	40	32.6	(3.4%)		23.9%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.9	10	8.1	(3.4%)		6.0%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	234.4	15	11.8	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	547	35	27.6	(0.8%)		20.9%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	19.63		0.981			0.3%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST					Uppmätt		Diff			
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):					2 %		0.06 %			
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.4 kg/mix):							0.066 liter			
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3							
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	620									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)					1					
Kommentar:										

Serie 3 – Balk II

SKB vct 055 (Vf = 0.25% - f6) - II										
Datum:		2006-07-05				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft:		4.0%		5.3%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 286		2 277
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40		
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.35			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	629.9	40	32.6	(3.4%)		23.9%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.9	10	8.1	(3.4%)		6.0%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	234.4	15	11.8	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	547	35	27.6	(0.8%)		20.9%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	19.63		0.981			0.3%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):				2.02 %		0.04 %				
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.4 kg/mix):						0.05 liter				
REOLOGI	tidpunkt 1	tidpunkt 2	tidpunkt 3							
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	610									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2.1									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:										

Serie 3 – Balk III

SKB vct 055 (Vf = 0.25% - f6) - III										
Datum:		2006-07-05				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft:		4.0%		4.4%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 286		2 307
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40		
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.35			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	629.9	40	32.6	(3.4%)		23.9%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.9	10	8.1	(3.4%)		6.0%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	234.4	15	11.8	(0.7%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	547	35	27.6	(0.8%)		20.9%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	19.63		0.981			0.3%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST					Uppmätt		Diff			
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.06%):					1.9 %		0.07 %			
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.4 kg/mix):							0.092 liter			
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	625									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	2.1									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)					1					
Kommentar:										

Serie 4 – Balk I

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f6) - I										
Datum:		2006-07-06				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:		CO ₂ -emission [kg/m ³]:		232.1		Luft:		4.0%		6.8%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]:		0.11		Densitet:		2 299
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]:		0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.40			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.3%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.3%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.5	15	11.7	(0.6%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):				2.02		%		0.01		%
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):										liter
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	590									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	1.9									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)										
Kommentar:										

Serie 4 – Balk II

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f6) - II										
Datum:		2006-07-06				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft:		4.0%		4.5%
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet:		2 299		2 300
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet:		C32/40		
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]:		0.55 (verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott:		190 (med luft)		150.0 (utan luft)		Packning:		0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.40			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.3%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.3%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.5	15	11.7	(0.6%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):				2.04		%		0.03		%
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):										liter
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	615									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	1.7									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:										

Serie 4 – Balk III

SKB vct 055 (Vf = 0.5% - f6) - III										
Datum:		2006-07-06				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft: 4.0%		5.6%		
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 299		2 285		
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40				
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)				vbt [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)						
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel): 1.00				(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott: 190 (med luft)		150.0		(utan luft)		Packning: 0.78				
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.40			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	627.3	40	32.4	(3.3%)		23.8%		
Grus 0-8	2 630	Östad	156.2	10	8.1	(3.3%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	233.5	15	11.7	(0.6%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	544.7	35	27.4	(0.8%)		20.8%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	39.25		1.963			0.5%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.01%):				2.06		%		0.05		%
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 78.1 kg/mix):										liter
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	555									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	3.4									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)				1						
Kommentar:		Betongen var varm, 27,2 grader								

Serie 5 – Balk I

SKB vct 055 (Vf = 0.75% - f6) - I											
Datum:		2006-07-07				Antagen		Uppmätt			
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft: 4.0%		6.0%			
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 312		2 274			
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40					
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41									
Blandningsvolym (start) [liter]:		50									
vct [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)				vbt [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)							
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel): 1.00				(för SKB bör: 0,9-1,0)							
Pastaöverskott: 190 (med luft)		149.9		(utan luft)		Packning: 0.78					
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%			
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%			
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%			
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%			
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%			
Vatten	1 000	-	178.5		7.38			17.9%			
Grus 0-4	2 640	Sjösand	624.7	40	32.3	(3.3%)		23.7%			
Grus 0-8	2 630	Östad	155.6	10	8.0	(3.3%)		5.9%			
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%			
Sten 4-8	2 620	Tagene	232.5	15	11.7	(0.8%)		8.9%			
Sten 8-16	2 620	Tagene	542.4	35	27.3	(0.8%)		20.7%			
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%			
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%			
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%			
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%			
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	58.88		2.944			0.8%			
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%			
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%				
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%				
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%				
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%				
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff					
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.04%):				2.18		%		0.14		%	
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 77.8 kg/mix):										liter	
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3						
Tid från C+V [min]:											
Sättmått / FSM [mm]:	555										
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	3.1										
Omformningstal [antal slag]:											
Viskositet [Pa s]:											
Skjuvgräns [Pa]:											
Separation [%]:											
Bedömning											
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)											
Kommentar:											

Serie 5 – Balk II

SKB vct 055 (Vf = 0.75% - f6) - II										
Datum:		2006-07-07				Antagen		Uppmätt		
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft: 4.0%		5.0%		
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 312		2 300		
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40				
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41								
Blandningsvolym (start) [liter]:		50								
vct [viktkvot]: 0.55		(verkligt: 0.55)		vbt [viktkvot]: 0.55		(verkligt: 0.55)				
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel)		1.00		(för SKB bör: 0,9-1,0)						
Pastaöverskott: 190		(med luft)		149.9		(utan luft)		Packning: 0.78		
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%		
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%		
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%		
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%		
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%		
Vatten	1 000	-	178.5		7.38			17.9%		
Grus 0-4	2 640	Sjösand	624.7	40	32.3	(3.3%)		23.7%		
Grus 0-8	2 630	Östad	155.6	10	8.0	(3.3%)		5.9%		
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%		
Sten 4-8	2 620	Tagene	232.5	15	11.7	(0.8%)		8.9%		
Sten 8-16	2 620	Tagene	542.4	35	27.3	(0.8%)		20.7%		
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%		
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%		
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%		
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%		
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	58.88		2.944			0.8%		
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%		
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%			
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%			
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%			
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%			
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff				
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.04%):				2.28		%		0.24		%
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 77.8 kg/mix):										liter
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3					
Tid från C+V [min]:										
Sättmått / FSM [mm]:	580									
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	3.1									
Omformningstal [antal slag]:										
Viskositet [Pa s]:										
Skjuvgräns [Pa]:										
Separation [%]:										
Bedömning										
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)										
Kommentar:										

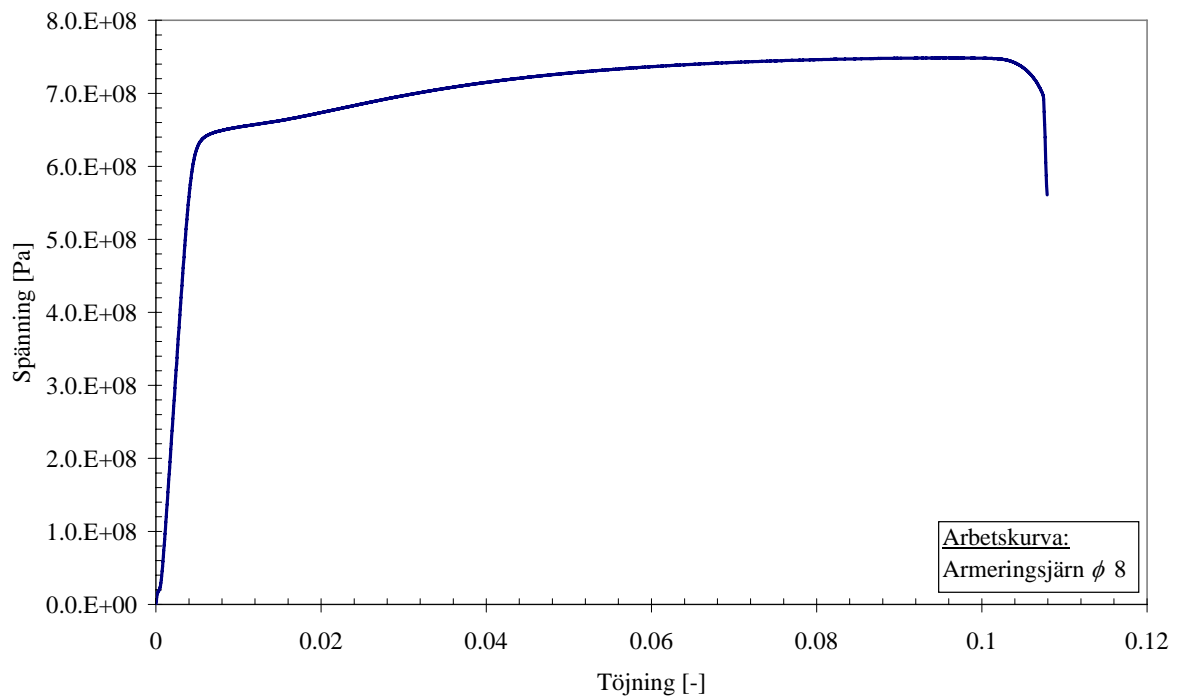
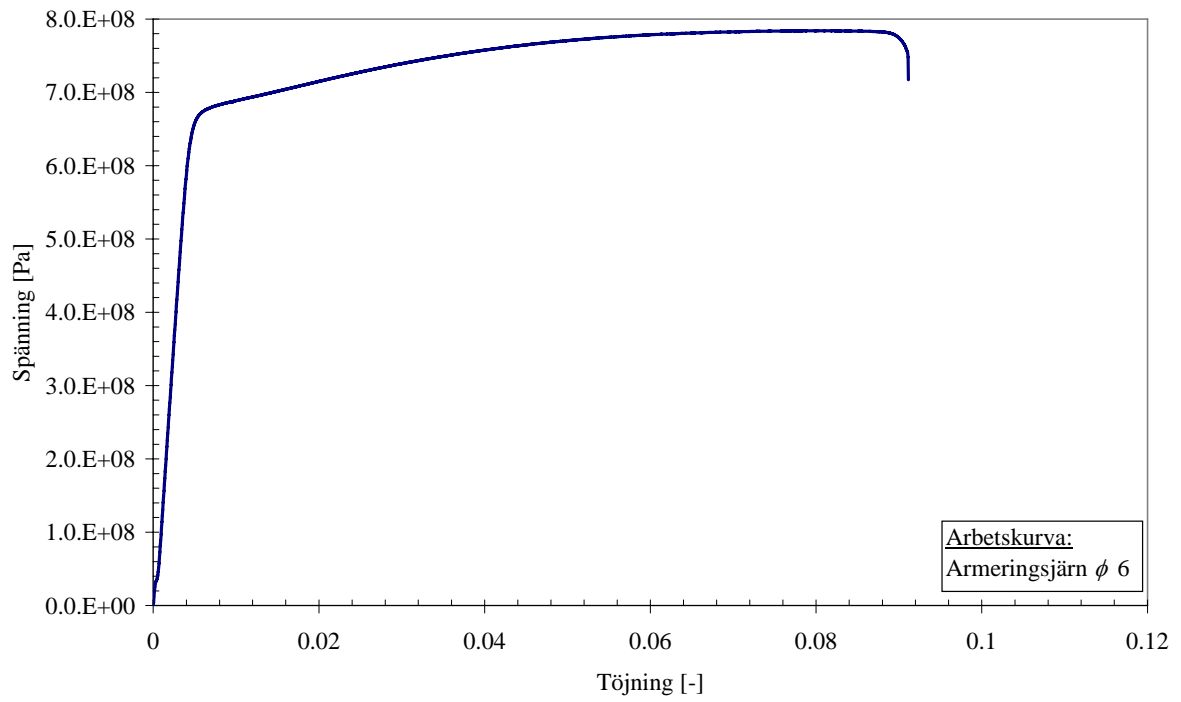
Serie 5 – Balk III

SKB vct 055 (Vf = 0.75% - f6) - III											
Datum:		2006-07-07				Antagen		Uppmätt			
Kostnad (material) [kr/m ³]:				CO ₂ -emission [kg/m ³]: 232.1		Luft: 4.0%		5.0%			
Kloridhalt [kg/m ³]:		0.31		SO ₂ -emission [kg/m ³]: 0.11		Densitet: 2 312		2 302			
Kloridhalt [% av cement]:		0.10%		NO _x -emission [kg/m ³]: 0.37		Tryckhållfasthet: C32/40					
Ekv. alkalie [kg/m ³]:		1.41									
Blandningsvolym (start) [liter]:		50									
vct [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)				vbt [viktkvot]: 0.55 (verkligt: 0.55)							
vft <0,125mm [volymkvot] (inkl tillsatsmedel): 1.00				(för SKB bör: 0,9-1,0)							
Pastaöverskott: 190 (med luft)		149.9		(utan luft)		Packning: 0.78					
Material	Densitet [kg/m ³]	Typ	Vikt(torr) [kg/m ³]	Ballastvolym [%]	Vikt(fukt) [kg/mix]	Fuktkvot [vikt%]	vikt% av Cem.	Volym%			
Cement 1	3 080	Bygg, Skövde	324.5		16.23			10.5%			
Cement 2	3 200	ANL (Degerham)	0		0.00			0.0%			
Flygaska	2 290	EFA-WF	0		0.000		0.0%	0.0%			
Silica	2 250	Microsilica	0		0.000		0.0%	0.0%			
Vatten	1 000	-	178.5		7.38			17.9%			
Grus 0-4	2 640	Sjösand	624.7	40	32.3	(3.3%)		23.7%			
Grus 0-8	2 630	Östad	155.6	10	8.0	(3.3%)		5.9%			
Grus 0-8	2 670	0	0	0	0.0	(0%)		0.0%			
Sten 4-8	2 620	Tagene	232.5	15	11.7	(0.8%)		8.9%			
Sten 8-16	2 620	Tagene	542.4	35	27.3	(0.8%)		20.7%			
Sten 16-25	2 620	Tagene	0	0	0.0	(0.8%)		0.0%			
Filler 1	2 670	L40	187.7		9.38			7.0%			
Filler 2	2 290	EFA-WF	0		0		0.0%	0.0%			
Fiber 1	7 850	CHO 65/35 NB	0		0.000			0.0%			
Fiber 2	7 850	Dramix 65/35	58.88		2.944			0.8%			
Fiber 3	910	Eurofiber 512PB	0		0.000			0.0%			
SP	1 100	Sikament 56	3.895		194.7 g		1.20%				
Stabilator	1 100	Stabilizer 100	3.245		162.3 g		1.00%				
Accelerator	1 200	SIKA Rapid-I	0		0 g		0.00%				
Luft	1 001	SikaAir-S	0.325		16.2 g		0.10%				
FUKT BALLAST				Uppmätt		Diff					
Total fuktkvot ballast [%] (viktat: 2.04%):				2.27		%		0.23		%	
Justering vatten [liter/mix] (vikt torr ballast 77.8 kg/mix):										liter	
REOLOGI	tidpunkt 1		tidpunkt 2		tidpunkt 3						
Tid från C+V [min]:											
Sättmått / FSM [mm]:	565										
T50 [s] / Utbredningsmått [mm]:	3										
Omformningstal [antal slag]:											
Viskositet [Pa s]:											
Skjuvgräns [Pa]:											
Separation [%]:											
Bedömning											
Separation (0=ingen, 1=liten, 2=måttlig, 3=stor)											
Kommentar:											

Bilaga C - Tryckprovning

Mix	Kub	b ₁ [mm]	b ₂ [mm]	h [mm]	Vikt [g]	i vatten [g]	Volym [dm ³]	Densitet [kg/m ³]	Last [kN]	Hållfasth. [MPa]	Hållfasth. [MPa]	Hållfasth. [MPa]	COV grupp [%]	COV grupp [%]	
											Medel serie	Medel grupp	COV serie	COV grupp	
Serie 1 2006-06-28	I	1	150.3	151.04	150.3	8080	4568	3.412	2368	1092	48.1	48.1	47.7	0.07%	3.73%
		2	150.3	150.20	150.3	8056	4563	3.393	2374	1087	48.2				
	II	1	150.3	151.35	150.3	7962	4443	3.419	2329	1027	45.1				
		2	150.3	150.15	150.3	7938	4446	3.392	2340	1042	46.2				
	III	1	150.3	151.70	150.3	8009	4482	3.427	2337	1113	48.8				
		2	150.3	152.01	150.3	8047	4513	3.434	2343	1143	50.0				
Serie 2 2006-07-04	I	1	150.3	149.36	150.3	7677	4203	3.374	2275	855.7	38.1	38.1	38.2	0.22%	2.02%
		2	150.3	150.55	150.3	7735	4234	3.401	2274	859.9	38.0				
	II	1	150.3	149.98	150.3	7736	4248	3.388	2283	877.2	38.9				
		2	150.3	150.24	150.3	7768	4274	3.394	2289	886.1	39.2				
	III	1	150.3	150.73	150.3	7663	4158	3.405	2251	843.1	37.2				
		2	150.3	149.67	150.3	7610	4129	3.381	2251	845.4	37.6				
Serie 3 2006-07-05	I	1	150.3	149.89	150.3	7685	4199	3.386	2270	890.2	39.5	39.2	39.2	0.84%	3.76%
		2	150.3	150.82	150.3	7773	4266	3.407	2281	906.4	40.0				
	II	1	150.3	150.42	150.3	7695	4197	3.398	2265	855.5	37.8				
		2	150.3	150.38	150.3	7665	4168	3.397	2256	847.9	37.5				
	III	1	150.3	151.00	150.3	7722	4211	3.411	2264	881.5	38.8				
		2	150.3	150.60	150.3	7816	4314	3.402	2297	939.5	41.5				
Serie 4 2006-07-06	I	1	150.3	150.95	150.3	7627	4117	3.41	2237	826.6	36.4	36.4	37.7	0.24%	2.88%
		2	150.3	153.16	150.3	7729	4169	3.46	2234	835.9	36.3				
	II	1	150.3	150.95	150.3	7741	4231	3.41	2270	884.9	39.0				
		2	150.3	151.66	150.3	7783	4257	3.426	2272	871.2	38.2				
	III	1	150.3	150.51	150.3	7753	4253	3.4	2280	865.1	38.2				
		2	150.3	150.55	150.3	7760	4259	3.401	2282	860.4	38.0				
Serie 5 2006-07-07	I	1	150.3	150.15	150.3	7678	4186	3.392	2264	832.9	36.9	36.6	36.8	1.25%	1.61%
		2	150.3	151.75	150.3	7777	4249	3.428	2269	827	36.3				
	II	1	150.3	151.57	150.3	7773	4249	3.424	2270	823.7	36.2				
		2	150.3	151.35	150.3	7801	4282	3.419	2282	859.5	37.8				
	III	1	150.3	150.42	150.3	7712	4214	3.398	2270	829.1	36.7				
		2	150.3	152.63	150.3	7868	4320	3.448	2282	849.1	37.0				

Bilaga D – Armering



Bilaga E – Spänning – spricköppning (medel för balk)

