

Beräkningsmetod för fiberbetong i bärande konstruktioner

För att åstadkomma ett modernt och konkurrenskraftigt platsgjutet byggande är ett viktigt mål att nå en högre grad av industrialisering. Fiberbetong, som en ersättning för konventionell armeringen (helt eller delvis), skulle kunna spela en viktig roll i utvecklingen av ett industriellt platsgjutet byggande. I vissa typer av konstruktioner, som platta på mark, grundplintar och väggar, finns det möjlighet att ersätta all armering med fibrer. Medan det i andra typer av konstruktioner, såsom balkar och bjälklag, skulle vara möjligt att utnyttja en kombination av fibrer och konventionell armering. I båda fallen finns det 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.

Betong har många bra egenskaper vilket har lett fram till att det är det i särklass volymmässigt största byggmaterialet. Betong har emellertid en inneboende svaghet, nämligen dess sprödhet. Detta gör att uppsprickning av betong sker vid relativt låga spänningar och deformationer och är följaktligen i stort sett oundvikligt. Som en följd erfordras någon form av armering i betongkonstruktioner. Sprickor är inte estetiskt tilltalande och de kan dessutom bidra till en snabbare nedbrytning i aggressiva miljöer. Det mekaniska verkningssättet påverkas även det av sprickbildningsprocessen, vilket leder till en gradvis reduktion av styvheten. Genom att tillsätta fibrer till betongen är det möjligt att motverka den inneboende spröd-

heten. Fibrer påverkar främst beteendet efter uppsprickning (av betongmatrisen) genom att överföra kraft över den uppkomna sprickan, med en ökad seghet som resultat. Med fibrer finns det även en möjlighet att öka draghållfastheten, men för detta krävs en hög volymandel fibrer och särskild betongsammansättning.

Fiberbetong har under många år väckt stort intresse och forskning och utveckling har pågått i över femtio år. Men trots all forskning som har genomförts har flertalet av dagens konstruktörer en ganska begränsad kunskap om fiberbetong och generella dimensioneringsmetoder (i normer och handböcker) för konstruktions-tillämpningar saknas. Ett problem kan vara att det i praktiken endast är ett fåtal konstruktörer som använder brottmekaniska analys- och dimensioneringsmetoder, något som nästan är nödvändigt för att i beräkningar kunna tillgodogöra sig fiberbetongens ökade seghet. Ett annat problem är att vid normal betongdimensionering används endast ett fåtal materialparametrar (betongens tryckhållfasthet medan draghållfastheten oftast försummas), vilket inte är tillräckligt för att dimensionera fiberbetong. De standardiserade provningsmetoder som används (böjprovning av balkar, till exempel ASTM C 1018) kan dessutom vara förvirrande eftersom provresultatet inte helt enkelt kan överföras till "rena" materialparametrar. Resultatet baseras istället på en böjdraghållfasthet och ett seghetsindex. Detta medför att provningsresultatet är beroende av provkroppens storlek, vilket innebär att om konstruktionens och provbalkens höjd avsevärt skiljer sig åt är det nödvändigt att ta hänsyn till detta på något sätt. En annan nackdel med detta provningsförfarande är att den främst är inriktad på konstruktioner med böjande moment och det är svårt att använda resultatet till dimensionering av konstruktioner belastade med rent drag, skjuvning, tvång eller kombinationer av dessa.

Det finns alltså fortfarande ett behov av forskning där, bland annat, fiberbetong undersöks i praktiska tillämpningar för att visa på lämpliga användningsområden och för att möjliggöra utveckling av fiberbetong (sammansättning) som är optimerade för särskilda tillämpningar. Det behövs även en utveckling av beräkningsmodeller som kan användas av verkssamma konstruktörer samt enkla provmetoder som fabriksbetongtillverkarna kan använda för sin materialutveckling och produktionskontroll.

Avsikten med denna artikeln är att presentera en beräkningsmodell som gör det möjligt att analysera balkar och plattor belastade med böjande moment. Artikeln börjar med en kort introduktion till fiberbetong, där det grundläggande beteendet vid enaxiell dragbelastning diskuteras och hur detta kan representeras i beräkningsmodeller. Artikeln avslutas med några beräkningsexempel för att visa hur modellen kan användas

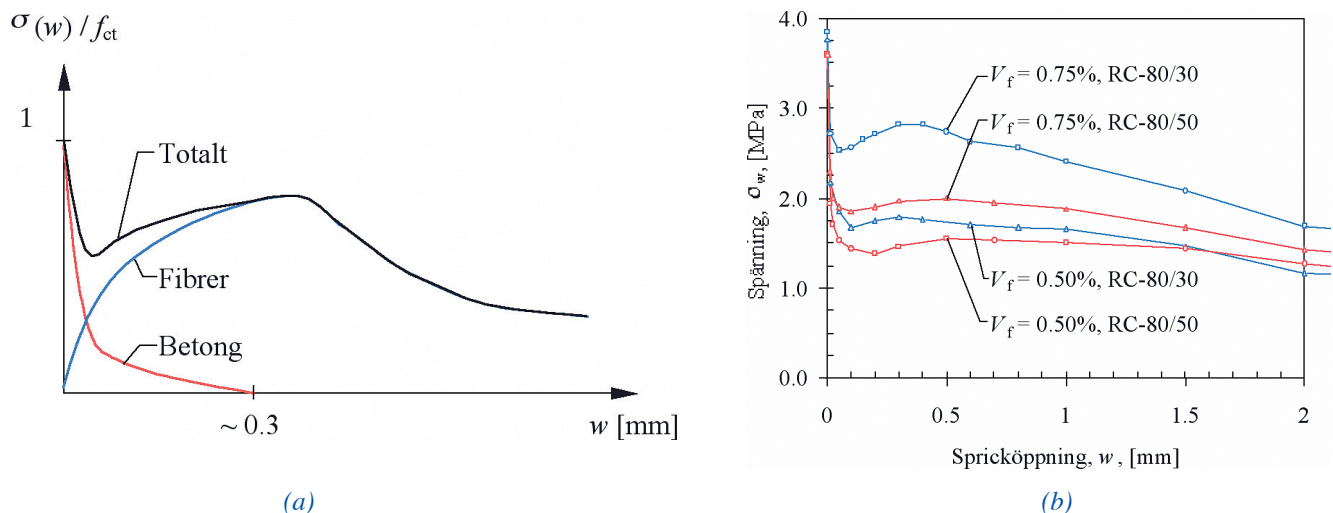
Introduktion till fiberbetong

Den principiella skillnaden mellan konventionell betong och fiberbetong är att det, till den färska betongen, tillsätts korta (diskontinuerliga) fibrer. Effekten av fibrerna är främst märkbar efter det att betongen har börjat spricka. Innan uppsprickning, vilket sker vid en töjning som är ungefär 0,1 promille, kommer fibrerna att ha en relativt låg spänning och följaktligen leder normala mängder fibrer (mindre än en volymprocent för stålfibrer) inte till någon ökning av draghållfastheten. När väl uppsprickning sker är det ett antal mekanismer som bidrar till det arbete som åtgår för att öppna en spricka, men huvuddelen kan relateras till det friktionsarbete som genereras när fibrerna dras ut ur betongen. Fibrernas karaktistik (material, geometri, ytstruktur, förankringsanordningar, etc.) har en stor inverkan på fibrernas prestanda, men även vidhäftningen mellan betongen och fibern har en stor inverkan och en betong med en tätare struktur, till exempel genom tillsats av silika, kan förbättra fibrernas prestanda. Dock är det viktigt att vidhäftningen inte blir för bra så att fibrerna går av istället för att dras ut. Om detta sker förloras den seghet som eftersträvas. Fibrernas orientering mot sprickplanet har även det en stor inverkan på effektiviteten.

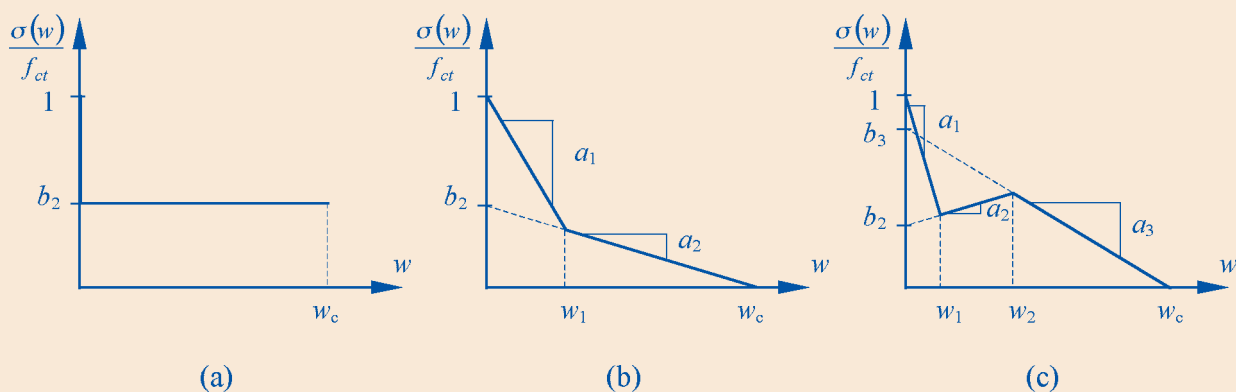
För små spricköppningar (mindre än 0,3 mm) bidrar också betongen genom att överföra en del av spänningen, vilket främst sker genom ballastens överbryggande effekt. Den sammanlagda effekten av fibrer och betong visas i *figur 1 (a)*. Som framgår av figuren, betong har i sig en relativt liten och begränsad seghet, som benämns brottenergi (som har enheten joule/m², eller Nm/m²) och är en reell materialparameter. Brottenergin bestäms som arean under spänning-spricköppningssambandet (hädanefter benämns detta σ - w -sambandet). I *figur 1 (b)* visas exempel på σ - w -samband från en serie försök, se *Löfgren (2004a)*; som framgår, σ - w -sambandet är delvis beroende av hur

Artikelförfattaren
Ingemar Löfgren
är industridoktorand vid AB Färdig Betong samt verksam vid Institutionen för konstruktion och mekanik, Chalmers tekniska högskola i Göteborg.





Figur 1. (a) Den sammanlagde effekten av fibrernas och ballastens spänningsöverbryggande förmåga. I figuren visar y-axeln den relativa dragspänningen och x-axeln spricköppningen. (b) Exempel på σ - w -samband från provningar på betong med olika fibervolym och fibergeometri (betong med $v_{ct} = 0,45$) där V_f är volymandelen fibrer och RC-80/50 anger fibrers slankhetstal/längd (fiber typ Dramix från Bekaert).



Figur 2: Olika sätt att representera σ - w -samband: (a) enkelt samband med konstant spänning efter uppsprickning, (b) bi-linjärt samband och (c) tri-linjärt samband (med möjlighet till ett område med lokalt ökande spänning).

mycket fibrer som tillsätts, deras geometri och materialegenskaper samt betongsammansättningen. Det finns idag en stor variation av fibrer att tillgå, både vad gäller fibrernas geometri och material, och fibrer finns att tillgå i material som: stål, glas, olika syntetmaterial (till exempel akryl, aramid, kol, nylon, polyester, polypropylen, polyetylen, PVA) samt naturfibrer (till exempel cellulosa). För att fibrerna ska vara effektiva bör de ha en elasticitetsmodul som är minst tre gånger betongens, en hög draghållfasthet, samt ha en god vidhäftning till betongen. Valet av fiber, dess geometri och material, avgörs av vilken tillämpning den ska användas för.

Spänning-spricköppningssambanden i figur 1 (b) är inte lämpliga för dimensionering utan måste på något sätt förenklas. För dimensionering kan exempelvis ett förenklat samband med en konstantspänning enligt figur 2 (a) användas. Medan det för mer avancerade analyser kan vara nödvändigt att ha fler parametrar för att kunna beskriva fiberbetongens beteende,

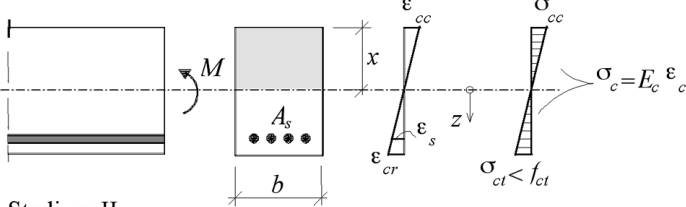
se figur 2 (b) och (c). Fördelen med det enkla sambandet är att det bara är en parameter att bestämma, medan nackdelen är att det kan vara svårt att beskriva fiberbetongens verkningsätt. Fördelen med de mer avancerade sambanden är att dessa på ett mer realistiskt sätt beskriver fiberbetongens verkningsätt, men nackdelen är att fler parametrar måste bestämmas (för det bi-linjära är det tre stycken medan det är fem för det tri-linjära). Det har visat sig att det bi-linjära sambandet, figur 2 (b), i många fall är en tillräcklig approximation. Parametrarna (a_1 , a_2 och b_2) kan dessutom associeras med fenomenologiska observationer. Parametern a_1 är svår att påverka eftersom den främst beror på betongens uppsprickningsegenskaper. Men mängden fibrer, deras elasticitetsmodul och vidhäftning har också inverkan. Det finns även en möjlighet att påverka a_1 genom att tillsätta mikrofibrer som aktiveras vid små spricköppningar ($w < 0,1$ mm). Mikrofibrer är fibrer med ett högt slankhetstal (diameter genom längd) och längd som är mindre än halv

maximala stenstorleken. Normala värden på a_1 kan variera från 25 mm^{-1} till 15 mm^{-1} . Parametern a_2 beror främst på fibrers längd, men även friktionen mellan fiber och betong spelar roll, där en lång fiber leder till ett lägre värde på a_2 . Parametern b_2 är direkt kopplad till mängden fibrer som tillsätts och en ökning av mängden fibrer leder till en ökning av b_2 . När spricköppningen blir alltför stor så kommer inte någon spänning att kunna överföras i sprickan. Denna spricköppning kallas den kritiska spricköppningen, w_c , och kan beräknas med hjälp av parametrarna a_2 och b_2 ($w_c = b_2 / a_2$). Vanligtvis är w_c ungefär en fjärdedel av fiberlängden, den kan maximalt vara halva fiberlängden.

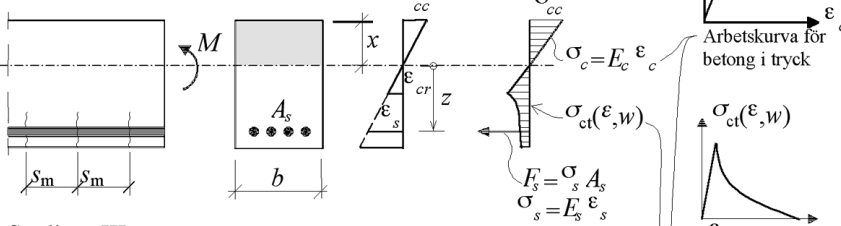
Beräkningsmodell för balkar belastade med böjande moment

Fiberbetong skiljer sig på många sätt vid en jämförelse med konventionell betong, men likväl är skillnaderna inte så stora att sedvanliga beräkningsmodeller, med vissa modifikationer, kan användas för analys och dimensionering. Figur 3 visar princi-

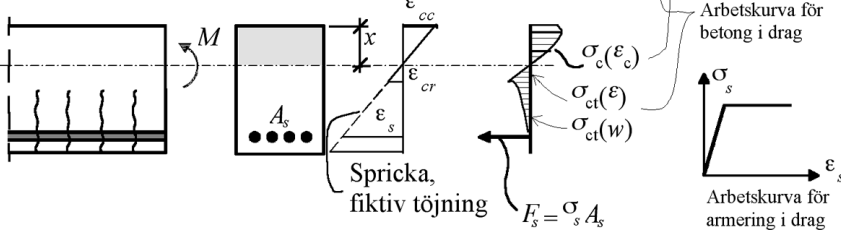
Stadium I:



Stadium II:



Stadium III:



Figur 3: Tvärsnittsanalys av balk när fiberbetong kombineras med konventionell armering (baserad på Engström, 2004).

piellt en traditionell modell för analys av betongkonstruktioner och hur denna har modifieras genom att inkludera fiberbetongens egenskaper i drag.

För att analysera oarmerade betongbalkar utvecklade Ulfkjær (1995) en relativt enkel modell. Idén var att göra en lokal analys av sprickområdet, där sprickan beskrivs med hjälp av olinjära fjädrar. Meto-

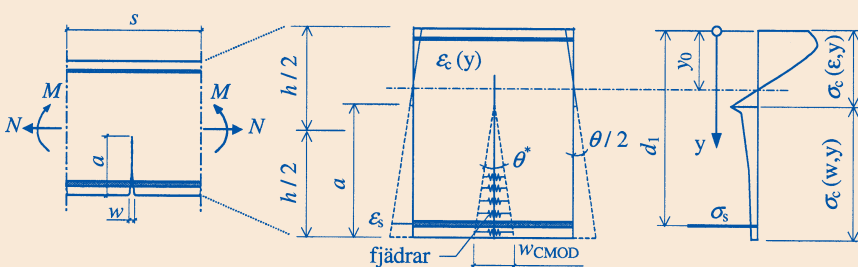
den har sedan använts och vidareutvecklats av bland annat Pedersen (1996), Casanova & Rossi (1997) och Olesen (2001). Modellen har bland annat använts för att utifrån provningsresultat bestämma materialparametrar (till exempel parametrarna i det bi-linjära σ - w -sambandet), se Löfgren (2004). Den grundläggande modellen visas i figur 4 och de material-

parametrar som beskriver fiberbetongens materialegenskaper i drag visas i figur 5. De materialparametrar som behövs är tryck- och draghållfasthet, elasticitetsmodul, samt samband mellan spänning-spricköppning (σ - w). Sambandet mellan spänning och spricköppning (σ - w) används för att beskriva sprickprocessen i betong med den så kallade fiktiva sprickmodellen, vilken introducerades av professor Hillerborg och medarbetare vid Lunds tekniska högskola (se Hillerborg et al., 1976) och Hillerborg, 1980).

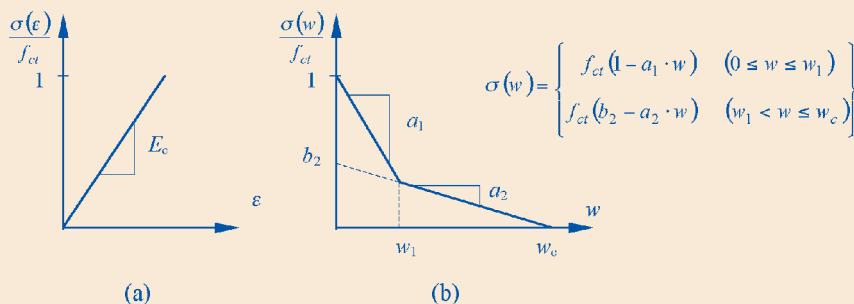
Beräkningsmodellen bygger på följande antaganden:

- Sprickprocessen i betong och fiberbetong kan beskrivas med den fiktiva sprickmodellen (se Hillerborg et al., 1976 och Hillerborg, 1980).
- Tvärsnittet belastas av ett konstant böjmoment, M , och en normalkraft, N , (långtidseffekter försummas).
- Inverkan av dragen betong mellan sprickorna ("tension stiffening") försummas.
- Längden på det område som analyseras, s , antas för en oarmerad balk vara lika med halva balkhöjden medan det för en armerad balk antas vara lika med medelsprickavståndet.
- Sprickplanen antas vara plana och spricköppningsvinkeln, θ^* , är lika stor som den vinkeländringen, θ , vid ändarna av den analyserad balkstrimlan; det finns dock lösningar där det är möjligt att låta sprickplanet och ändarna ha olika vinklar.
- Materialet utanför sprickan antas bete sig elastiskt.

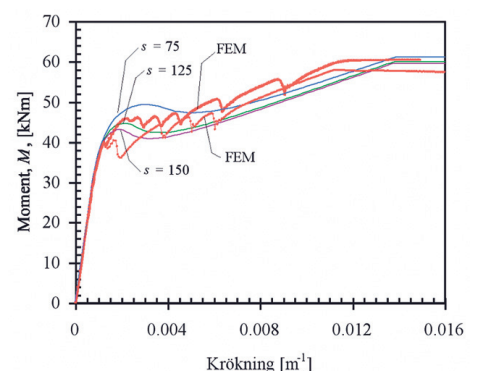
Med hjälp av beräkningsmodellen kan tvärschnittsresponsen bestäms genom en iterativ metod, varvid rotationen, θ , ökas stegvis och i varje steg så bestäms läget på neutrala lagret genom att lösa jämviktsekvationen avseende tvärschnittskrafter (ekv 1) och sedan beräkna det resulterande böjmomentet (ekv 2). Baserat på modellens antaganden och spänningsfördelningen, som beror av betongens arbetskurva i tryck och drag samt armeringens



Figur 4: Regional analys av balk/platta belastad med konstant moment med en beräkningsmodell baserad på olinjära fjädrar för att beskriva sprickan.



Figur 5: Definition av de konstitutiva parametrar som behövs för att beskriva fiberbetongens egenskaper i drag. Materialet antas vara linjärelastiskt tills uppsprickning sker, enligt (a), och efter uppsprickning beskrivs det med ett bilinjärt samband, enligt (b), med hjälp av parametrarna a_1 , a_2 och b_2 .



Figur 6: Jämförelse mellan resultat från FE-analys och den analytiska beräkningsmodellen (samband mellan moment och krökning) för olika värden på s , längden på den olinjära leden.

Formelruta 1:

$$\frac{N}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(\varepsilon, y) dy + \int_{h-a}^h \sigma(w, y) dy + \sigma_s(\varepsilon_s) \cdot A_s \quad [\text{N/m}] \quad (\text{ekv } 1)$$

och momentekvationen kan ställas upp som:

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

Medelkrökningen, κ_m , av den analyserade leden ges av:

$$\kappa_m = \frac{\theta}{s} \quad [\text{m}^{-1}] \quad (\text{ekv } 3)$$

Spricköppningen, w_{CMOD} , kan relateras till spricköppningsvinkeln, θ , och sprickans längd, a :

$$w_{\text{CMOD}} = \theta^* \cdot a \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv } 4)$$

Längd på sprickan, a , kan bestämmas genom:

$$a = h - \left(\frac{f_t}{E_c} \frac{s}{\theta}\right) - y_0 \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv } 5)$$

Medeltöjningen i armeringen kan beräknas som:

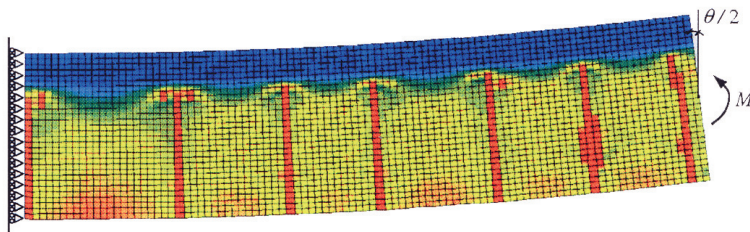
$$\varepsilon_s = \frac{\theta}{s} \cdot (d_1 - y_0) \quad [-] \quad (\text{ekv } 6)$$

Tryckspänningen i betongen kan beräknas som:

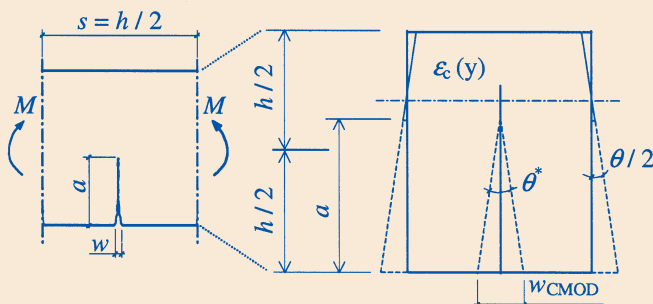
$$\varepsilon_c = \frac{\theta}{s} \cdot (y - y_0) \quad [-] \quad (\text{ekv } 7)$$

När sprickplanen förblir plana så är vinkeländringen, θ , vid ändarna lika stor som spricköppningsvinkeln, θ^* . För detta fall kan spricköppningen, w_{CMOD} , relateras till: neutrala lagrets djup, y_0 ; vinkeländringen, θ , vid ändarna; betongens draghållfasthet, f_t och dess elasticitetsmodul, E_c ; normalkraften, N , tvärsnittsarean, A , och längden på den olinjära leden, s , genom:

$$w_{\text{CMOD}} = \theta(h - y_0) - \left(\frac{f_t}{E_c} - \frac{N}{A \cdot E_c}\right)s \quad [\text{m}] \quad (\text{ekv } 8)$$



Figur 7: Resultat från en FE-analys av en balk strimla, belastad med konstant moment. I figuren visas de longitudinella töjningarna i betongen och de röda områdena indikerar var sprickor har lokaliserat (sprickavståndet är ungefär 150 mm).



Figur 8: Analys av oarmerad balk belastad med konstant böjmoment.

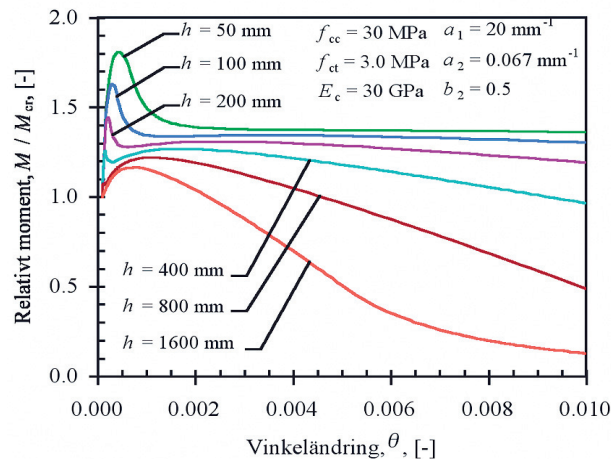
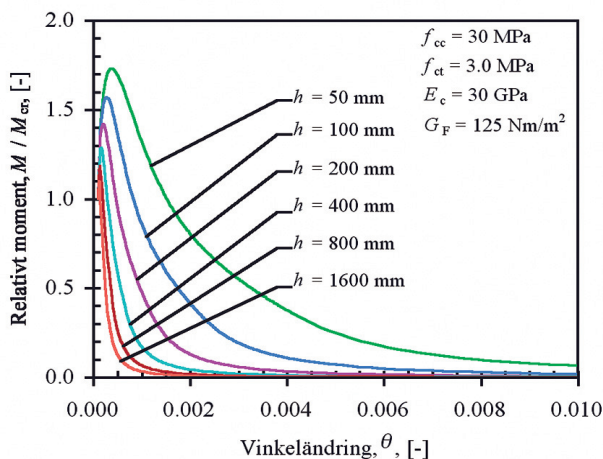
arbetskurva, kan jämviktsekvationen för normalkraften tecknas som, se *formelruta 1* här intill.

I *figur 6* visas en jämförelse mellan resultat från beräkningsmodellen (där ekvationerna löstes med hjälp av programmet MathCad – se www.mathcad.com) och en analys gjord med finita elementprogrammet Diana (se TNO, 2002). Överensstämmelsen är relativt god, både vad gäller uppsprickningsfasen och maxlasten. Beräkningsmodellen ger något större deformationer vilket främst beror på att inverkan av dragen betong mellan sprickorna ("tension stiffening") försummas i modellen. I *figur 7* visas sprickmönstret från FE-analysen, vilken gav ett ungefärligt sprickavstånd på 150 mm.

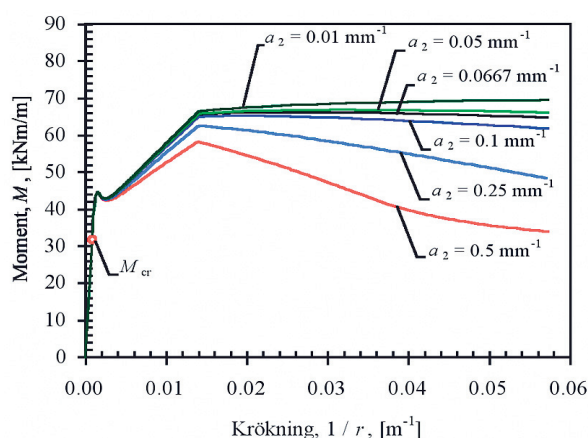
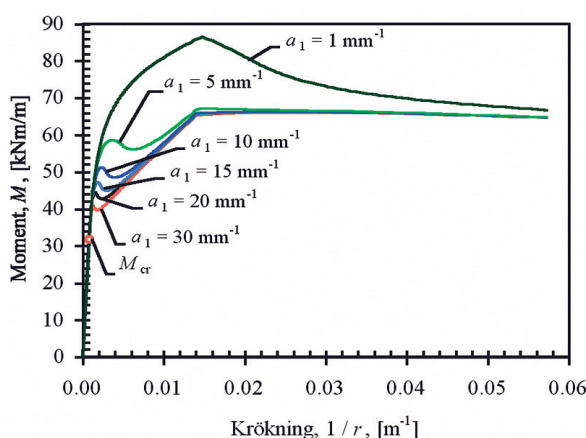
Beräkningsexempel

För att belysa hur beräkningsmodellen kan användas, och vilken typ av resultat som kan förväntas, redovisas några beräkningsexempel nedan. I det första exemplet analyseras oarmerade balktvärsnitt, belastade med ett konstant böjmoment, se *figur 8*. Resultat, för balkhöjder varierande från 50 till 1600 mm, kan ses i *figur 9* på nästa sida där (a) gäller för konventionell betong medan (b) gäller för fiberbetong. Av *figur 9* framgår det att för balkarna med en liten tvärsnittshöjd är förhållandet mellan maxmomentet och sprickmomentet som störst och minskar sedan med ökad tvärsnittshöjd. Detta illustrerar problematiken med att bestämma en "vettig" böjdraghållfasthet ur en böjprovning. Även beteendet ändrar sig och blir allt sprödare ju högre balken blir. Skillnaden mellan konventionell betong och fiberbetong blir också uppenbar; fiberbetongen har ett avsevärt segare beteende och för fiberbetongen sjunker momentet inte lika drastiskt efter maxvärdet.

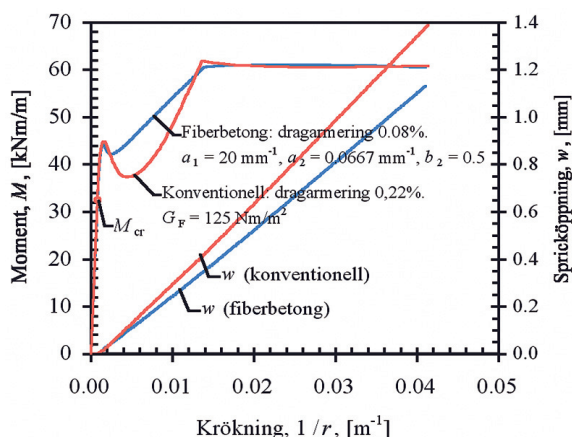
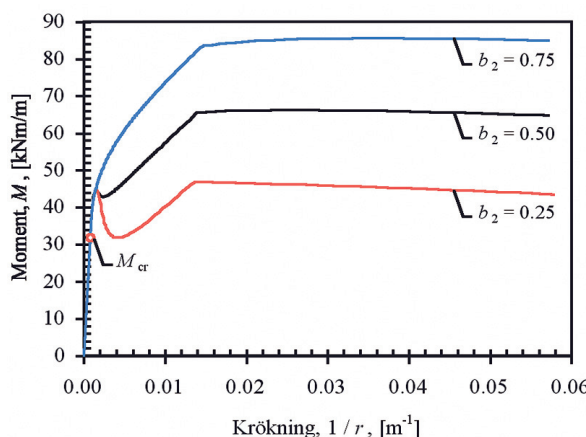
I det följande exemplet visas på effekten av fiberbetong när det kombineras med konventionell armering och på hur de olika parametrarna i det bi-linjära σ - w -sambandet påverkar responsen. Ett bjälklag med tjockleken 250 mm, försett med en dragarmering som är 0,1 procent av tvärsnittsarean och belastat med konstant böjmoment har analyserats. Av *figur 10* (a) framgår det att parametern a_1 främst har en inverkan under spricktillväxtfasen där momentet ökar med minskande a_1 , fast när a_1 når en viss gräns så påverkar det även maxmomentet. Parametern a_2 , se *figur 10* (b), inverkar främst på maxmomentet (när armeringen börjar att flyta). För höga värden på a_2 minskar momentet snabbt vid ökande deformation, medan det för låga värden ligger konstant. Ett högt värde a_2 har samma innebörd som korta fibrer, vilket innebär att fibrerna redan för små spricköppningar kommer att vara helt utdragna (exempelvis, för $a_2 = 0,5 \text{ mm}^{-1}$ blir $w_c = 1 \text{ mm}$). Av *figur 11* (a) framgår det att en ökning av parametern b_2 leder till en ökning av momentet, både



Figur 9. Samband mellan moment (där momentet normerats mot sprickmomentet) och vinkeländring för balkar med olika tvärsnittshöjder (från 50 mm till 1600 mm), där (a) gäller för konventionell betong och (b) för fiberbetong.



Figur 10. Samband mellan moment och krökning för ett bjälklag, 250 mm tjockt, med 0,1 procent dragarmering, betong med följande egenskaper: $f_{cc} = 30$ MPa, $f_{ct} = 3,0$ MPa, $E_c = 30$ GPa, och armering med en flytspänning på 500 MPa. (a) Inverkan av parametern a_1 , som varieras från 30 mm⁻¹ till 1 mm⁻¹. (b) Inverkan av parametern a_2 , som varieras från 0,5 mm⁻¹ till 0,01 mm⁻¹.



Figur 11. Samband mellan moment och krökning för ett bjälklag, 250 mm tjockt, med 0,1 procent dragarmering, betong med följande egenskaper: $f_{cc} = 30$ MPa, $f_{ct} = 3,0$ MPa, $E_c = 30$ GPa, och armering med en flytspänning på 500 MPa. (a) Inverkan av parametern b_2 , som varieras från 0,25 till 0,75, dragarmeringen är 0,1 procent. (b) Jämförelse mellan konventionellt armerad betong och kombinationen av fiberbetong och konventionell armering. På den högra y-axeln visas hur spricköppningen, w , varierar med krökningen.

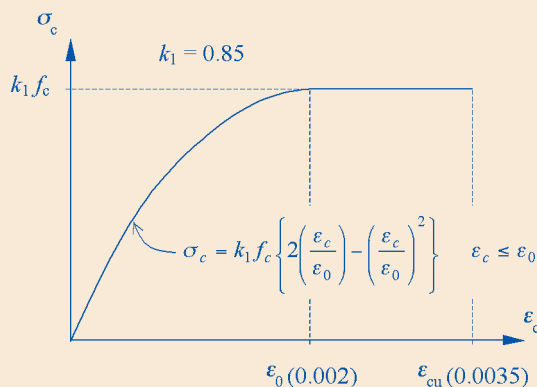
under spricktillväxtfasen och för maxvärdet.

I figur 11 (b) visas en jämförelse mellan ett armerat bjälklag med konventio-

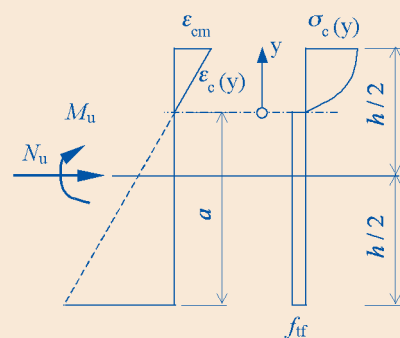
nell betong och ett med fiberbetong. Dragarmeringen i tvärsnittet har valts så att bärförmågan är den samma, vilket innebär, för den konventionella betongen,

en armeringsarea som var 0,22 procent av tvärsnittsarean och för fiberbetongen 0,08 procent. Vad som kan noteras är fibrernas inverkan efter uppsprickning och den

Figur 12 (a): Betongens arbetskurva i tryck.
(b) Spänningsfördelning i sprickzonen, med antagandet om en konstant dragspänning, f_{tf} och tryckspänningar enligt (a).



(a)



(b)

ökade styvhet som erhålls. Av figuren framgår det att fiberbetongen, vid en given deformation, ger en högre bärförmåga samtidigt som det leder till mindre spricköppning. Det är dock viktigt att påpeka att responsen beror på hur sambandet mellan spänning och spricköppning ser ut.

Exempel på dimensioneringsmetod för tunnlar från Japan

Dimensioneringsmetoder som bygger på brottmekanik är ovanligt. Men i Japan, se *Nanakorn och Horii* (1996), har det tagits fram anvisningar för dimensionering av tunnelinklädnad av fiberbetong, utan konventionell armering, med en beräkningsmodell som liknar den presenterade. Vid dimensionering av en tunnelinklädnad måste konstruktionen kontrolleras för lastfallet att en spricka initieras och propagerar i en kritisk sektion. Effekten av fibrerna tas beräkningsmässigt hänsyn till genom att anta en konstant spänning, f_{tf} , längs med hela sprickan, se figur 12 (b). I verkligheten minskar spänningen med en ökad spricköppning, men antagandet om konstant dragspänning efter uppsprickning har visat sig vara en god approximation. Dragspänning som fiberbetongen klarar att bära måste bestäms genom ett böjprov (en balk belastad i fyrpunkts böjning med en spricköppning som är fastställd till 1,5 mm. Om tunnelinklädnaden skulle ha en tjocklek som är avsevärt större än provkroppen så måste detta korrigeras för genom att reducera den tillåtna spänningen med en faktor som tar hänsyn konstruktionens tjocklek.

De antaganden som görs i beräkningsmodellen är:

1. Töjningen i den tryckta zonen är proportionell till avståndet från neutrala lagret.
2. Betongens arbetskurva i tryck antas följa figur 12 (a).
3. Efter uppsprickning antas fiberbetongen på dragsidan ha en konstant dragspänning, f_{tf} , vilken bestäms genom försök.
4. Sprickans längd, a , får maximalt vara 70 procent av tunnelbeklädnadens tjocklek.

Med de ovan givna antagandena och spänningsfördelningen enligt figur 12 (b) kan tvärsnittets jämviktsekvationer tecknas som, se *formelruta 2*.

Framtidsutsikter

De volymmässigt största tillämpningarna med fiberbetong är grundplattor (platta på mark och pålade grundplattor) sprutbetong och olika markbeläggningar (till exempel busshållplatser). Generellt så är fiberbetong intressant för konstruktioner där sprickbildning dominerar beteendet och där det finns begränsningar på tillåten sprickvidd. Det finns inget som hindrar ytterligare applikationer med fiberbetong, eller en kombination av fiberbetong och konventionell armering, annat än att det saknas dimensioneringsanvisningar i normer och handböcker. Produktionstekniskt finns det stora fördelar att kombinera självkompakterande betong i kombination med fiberarmering. Fördelarna är främst att tunga och arbetskrävande moment, som vibrering och montering av armering, försvinner helt eller minskar i omfattning. Men det har visat sig att det även finns konstruktionstekniska fördelar; bland annat genom att det finns en

möjlighet att orientera fibrerna så att dessa får en mer optimal fördelning och att den tätare strukturen i självkompakterande betong innebär att fibrerna får en bättre vidhäftning, vilket är en mekanism som är avgörande för fiberbetongens egenskaper, se *Grünewald* 2004. Men fibrer har även möjlighet att erbjuda ett mervärde genom att bidra till andra funktioner och medföra förbättrad prestanda. Fibrer kan till exempelvis med fördel användas för att minska risken för plastiska krympsprickor och således göra betongen mer robust för olika gutförhållanden. Fibrer har även möjlighet att förbättra utmattningsegenskaperna och egenskaperna vid brand. Det finns även estetiska/arkitektoniska fördelar eftersom det är möjligt att göra slankare konstruktioner genom att effektivt utnyttja fiberbetongens seghet tillsammans med höghållfast betong.

Sammanfattning

En enkel modell för tvärsnittsanalys av balkar och plattor av fiberbetong presenterades, det grundläggande materialsambandet – σ - w -sambandet – för att beskriva fiberbetongs egenskaper i drag diskuterades och olika sätt att representera detta presenterades, slutligen presenterades ett exempel på dimensioneringsmetoder för tunnelinklädnad av fiberbetong från Japan.

För att fiberbetong ska kunna användas i bärande konstruktioner måste dimensionering, analys och materialspecifikation systematiseras, eftersom antalet parametrar är betydligt fler än för normal betong. Beroende på de styrande mekanismerna (till exempel belastning, tvång och konstruktionens geometri) kan det vara olika egenskaper som erfordras och därmed krävs olika sammansättning, fibertyper etc. Med den presenterade beräkningsmodellen är det möjligt att undersöka hur responsen påverkas av σ - w -sambandet, eller av andra parametrar såsom armeringens arbetskurva, tvärsnittshöjd etc. Detta gör att det är möjligt att utifrån de konstruktionstekniska förutsättningarna specificera önskvärda materialegenskaper (σ - w -sambandet) för fiberbetongen vilken se-

Formelruta 2:

$$\frac{N}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(y) dy - f_{tf} a \quad [\text{N/m}] \quad (\text{ekv } 9)$$

$$\frac{M}{b} = \int_0^{h-a} \sigma_c(y) \left(y + a - \frac{h}{2} \right) dy + f_{tf} a \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad [\text{N}\cdot\text{m/m}] \quad (\text{ekv } 10)$$

dan kan sedan tas fram i samarbete med betongleverantören. Skillnaderna mellan konventionell betong och fiberbetong (både med och utan dragarmering) påvisades genom exempel; det visade sig att fiberbetongens ökade seghet hade en stor inverkan på beteendet och att det är möjligt att minska mängden konventionell dragarmering med hjälp av fiberbetong (i exemplet minskade mängden från 0,22 procent till 0,08 procent av tvärsnittsarean). ■

Referenser

Cassanova, P. and Rossi, P. (1997): *Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams*. ACI Structural J. 94(5), pp. 595–602.

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

Grünwald, S. (2004): *Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete*. Ph.D. Thesis, Technical University of Delft, The Netherlands.

Hillerborg, A., Modéer, M. and Petersson, P.-E. (1976): *Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements*, Cem. and Concrete Research, Vol. 6, pp. 773–782.

Hillerborg, A. (1980): *Analysis of Fracture by Means of the Fictitious Crack Model*, Particularly for Fibre Reinforced Concrete. The Int. J. Cem. Comp. 2, pp. 177–184.

Löfgren I (2004a): *The wedge splitting test – a test method for assessment of fracture parameters of FRC?* In 'Fracture Mechanics of Concrete Structures', Vol 2, ed Li et al., pp. 1155–1162. Ia-FraM-Cos. Proceedings of the fifth international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures. In Vail, Colorado/USA/ 12–16 April 2004.

Löfgren I, Stang H, and Olesen J F (2004b): *Wedge splitting test – a test to determine fracture properties of FRC*. BEFIB 2004 – Sixth Rilem symposium on fibre reinforced concrete (FRC): Varenna, Italy, 20th–22nd September 2004.

Nanakorn, P. and Horii, H. (1996): *A fracture-Mechanics-Based Design Method for SFRC Tunnel Linings*. Tunnelling and Underground Space Technology, Vol 11, No 1, pp. 39–43.

Olesen, J. F. (2001): *Fictitious crack propagation on fibre-reinforced concrete beams*. ASCE, J. of Eng. Mech. 127(3), pp. 272–280.

Pedersen, C. (1996): *New production processes, materials and calculation techniques for fibre reinforced concrete pipes*. PhD thesis Dep. of Structural Eng. and Materials, Technical University of Denmark, Series R, no. 14.

TNO Building and Construction Research (2002) *Diana Finite Element Analysis User's Manual release 8.1*. Edited by: Frits C. de Witte and Gerd-Jan Schreppers. Delft, The Netherlands.

Ulfkjær, J.P., Krenk, S., and Brinckner, R. (1995): *Analytical model for fictitious crack propagation in concrete beams*. ASCE, J. Eng. Mech., 121(1), pp. 7–15.