

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner



Magnus Kron och Nilla Olsson

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2005

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

Crack opening near the reinforcement bars in concrete structures

Magnus Kron och Nilla Olsson

2005

Rapport TVBK-5134
ISSN: 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-05/5134+51p

Examensarbete
Handledare: Kristian Tammo
Oktober 2005

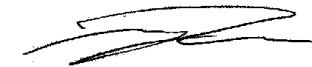
Förord

Examensarbete, 20 poäng, har genomförts på Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola och i samarbete med NCC Teknik.

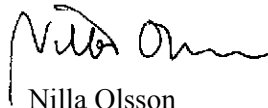
Undertecknande vill framföra ett stort tack till handledaren Kristian Tammo för god handledning, expertis och stort engagemang, och vi vill även tacka examinatorn Sven Thelandersson för viktiga synpunkter. Vidare vill vi tacka NCC för deras medverkan. Ett stort tack riktar vi också till Bo Johansson och Per-Olof Rosenkvist för goda råd, praktisk hjälp och all den tid ni har lagt ner.

Ni har varit avgörande för detta examensarbete!

Lund, oktober 2005



Magnus Kron



Nilla Olsson

Sammanfattning

- Titel:** Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner
- Författare:** Magnus Kron och Nilla Olsson
- Handledare:** Kristian Tammo, Institutionen för Bygg- och Miljöteknologi, Avdelningen för Konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola
- Problemställning:** Vid nybyggnation av betongkonstruktioner ställs höga krav på livslängd och kvalitet. En starkt bidragande faktor till ökad livslängd för betongkonstruktioner är täckskiktets tjocklek. Ett stort täckskikt skyddar armeringen då det hindrar att karbonatiseringen når in till armeringen. Användandet av större täckskikt resulterar dock i svårigheter att klara dagens krav på maximalt tillåtna sprickvidder. Storleken på sprickvidden är enligt våra normer starkt relaterad till tjockleken på täckskiktet. Stora sprickvidder anses öka risken för armeringskorrosion. Slutresultat vid en projektering blir ofta att en stor mängd extra armering används samt att det täckskikt som vore lämpligt inte kan användas.
- Syfte:** En viktig fråga är ifall sprickvidden vid täckskiktets yta är avgörande för korrosionen i armeringen. Förmodligen är sprickvidden precis vid armeringen betydligt viktigare. Examensarbetet syftar därför till att få förståelse för hur sprickan ser ut i området närmast armeringen i en dragen konstruktionsdel. I examensarbetet undersöks sprickvidder 11 mm från armeringsjärnet och vid täckskiktets yta på provkroppar med varierande betongkvalitet, täckskiktstjocklek och armeringsdiameter. Vid testerna cyklas lasten även fem gånger för att se om detta påverkar sprickvidden.
- Metod:** Varje försöksserie består av gjutning och provning av provkroppar av betong med varierande tjocklek på täckskikt. I arbetet undersöks tre försöksserier med olika kombination av betongkvalitet och armeringsdimension. Vid provdragning används lägesgivare som registrerar sprickvidder.
- Slutsatser:** Studien visar att oavsett betongkvalitet, dimension på armeringsjärn och tjocklek på täckskikt är sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet mindre än sprickvidden vid täckskiktets yta.

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

Täckskiktets tjocklek har viss inverkan på sprickvidden, både vid täckskiktets yta och 11 mm från armeringsjärnet. Sprickvidden ökar med ökat täckskikt, sambandet är dock tydligare vid täckskiktets yta.

Betongkvaliteten har ingen inverkan på sprickvidden. Vid en bestämd stålspänning ger en ökning av armeringsjärnets dimension en ökad sprickvidd vid täckskiktets yta. Få lastcykler har inte någon större inverkan på sprickvidden vid höga spänningar i armeringsjärnet.

Nyckelord: armeringskorrosion, beständighet, betong, spricka, sprickbredd, sprickvidd, täckskikt

Summary

- Title:** Crack opening near the reinforcement bars in concrete structures
- Authors:** Magnus Kron and Nilla Olsson
- Supervisor:** Mr. Kristian Tammo, MSc, Division of Structural Engineering at Lund University
- Problem:** When designing concrete structures, there are great demands made on quality and service life of the construction, and for this the concrete cover is crucial. The concrete cover protects the reinforcement bars from carburization and from infiltration of chlorides, which make them corrode. Large crack widths are believed to increase the risk of corrosion in the reinforcement. When using today's codes while designing, a thick concrete cover will yield a large crack width, which often is larger than accepted. The result of this is that excessive reinforcement is applied and that the suitable thickness of concrete cover cannot be used.
- Objectives:** An important question is whether the crack width at the concrete surface is crucial for the corrosion in the reinforcement or not. The crack width at the reinforcement bar is probably more important. This Master Thesis aims to investigate how the crack width varies within the concrete cover and how this is affected by different qualities of the concrete, dimensions of the reinforcement bars and thickness of the concrete cover.
- Methods:** Each series of experiment includes casting and axially loading of concrete prisms with various thickness of the concrete cover. Three series of experiments are performed with different quality of the concrete and with different thickness of the reinforcement bars. The slip of the bar is measured with LVDT-gauges. The concrete prisms were loaded five times to see how this influences the crack width.
- Conclusions:** The studies show that the crack widths are smaller close to the reinforcement bars than at the concrete surface. This is evident irrespective of quality of the concrete, thickness of the concrete cover and dimension of the reinforcement bars. The concrete cover has some influence on the crack width, both at the concrete surface and 11 mm from the reinforcement bar. The crack widths

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

increases with increased thickness of the concrete cover, but this is more pronounced at the concrete surface.

The quality of the concrete has no influence on the crack widths. At a particular steel stress, an increase of the dimension of the reinforcement bar will yield a greater crack width at the concrete surface. The crack width is not affected by short term cyclic variations of steel stress.

Keywords: concrete, corrosion in the reinforcement bars, cover, crack, crack widths, durability

Innehållsförteckning

1	INLEDNING	11
1.1	BAKGRUND	11
1.2	SYFTE	12
1.3	METOD	12
1.4	FOKUS OCH AVGRÄNSNINGAR	12
1.5	FRÅGESTÄLLNING	13
2	SPRICKOR I BETONGKONSTRUKTIONER	15
2.1	NYGJUTEN BETONG	15
2.2	TEMPERATURSPRICKOR	16
2.3	KRYMPSPRICKOR	17
2.4	KRACKELERING	18
2.5	MIKROSPRICKOR	18
2.6	YTRE LAST OCH PÅTVINGAD DEFORMATION	18
2.6.1	<i>Sprickteori för centriskt dragen armerad betongkonstruktion</i>	19
2.6.2	<i>Dimensionering för begränsning av sprickvidder</i>	20
2.7	BEGRÄNSNING AV SPRICKVIDD	21
3	MÄTNING AV SPRICKOR I BETONGKONSTRUKTIONER	23
4	UTFÖRANDE	25
4.1	FÖRSÖKSSERIER	25
4.2	TILLVERKNING AV PROVKROPPAR	27
4.2.1	<i>Gjutning</i>	27
4.2.2	<i>Lagring under härdningen</i>	27
4.3	HÅLLFASTHETSFÖRSÖK	29
4.3.1	<i>Spräckhållfasthet</i>	29
4.3.2	<i>Tryckhållfasthet</i>	29
4.4	DRAGFÖRSÖK	30
4.4.1	<i>Bakgrund till dragförsök</i>	30
4.4.2	<i>Försök</i>	31
4.5	FÖRSÖKSUTRUSTNING	33
4.5.1	<i>MTS - provningsmaskin</i>	33
4.5.2	<i>LVDT-givare</i>	34
4.6	FELKÄLLOR	35
4.6.1	<i>Tillverkning av provkroppar</i>	35
4.6.2	<i>Dragförsök</i>	36
5	RESULTAT	37
5.1	HÅLLFASTHETSFÖRSÖK	37
5.1.1	<i>Spräckhållfasthet</i>	37
5.1.2	<i>Tryckhållfasthet</i>	37
5.1.3	<i>Armeringsjärnets styvhet</i>	37
5.2	DRAGFÖRSÖK	38
5.2.1	<i>Inverkan av betongkvalitet, täckskikt och armeringsdimension</i>	42
5.2.2	<i>Effekt av variabel last</i>	46

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

6	ANALYS OCH DISKUSSION	47
7	SLUTSATSER	49
8	REFERENSER	51
	APPENDIX	53

1 Inledning

I stort sett alla armerade betongkonstruktioner spricker i större eller mindre utsträckning. För att förhindra framförallt korrosion och läckor, men även för utseendets skull, vill man begränsa storleken på dessa sprickor. I normer för både hus- och anläggningskonstruktioner regleras vilka sprickvidder som anses acceptabla. Dessa gränser är satta med hänsyn till korrosionskänsligheten hos armeringen, varaktigheten hos lasterna och miljön (Tammo & Thelandersson 2005).

Det är mycket svårt att förutse hur stora sprickvidderna blir i en betongkonstruktion och även vid kvalificerade försök är resultaten behäftade med stora osäkerheter (Ohm fl 1987, Balazs 1993 och Yannopoulos 1989). Anledningarna till dessa är huvudsakligen det slumpmässiga beteendet vid sprickbildning, stor variation hos betongens draghållfasthet och beroendet av konstruktionens lasthistoria. Trots stora osäkerheter följs normerna strikt, vilket får stora konsekvenser vid val av armeringsfördelning och armeringsarea (Tammo & Thelandersson 2005).

Enligt de normer för sprickviddsberäkning som i nuläget används i Sverige, BBK 04 och Eurocode 2, beror sprickvidden på täckskiktets tjocklek. För att klara kraven på maximala sprickvidder då stora täckskikt krävs, läggs ytterliggare armering in (ibid.).

Dagens normer för sprickvidder gör det mer gynnsamt att välja tunna täckskikt och liten diameter på armeringsjärnen. Då extra armering läggs in för att klara kraven på maximala sprickvidder, finns det risk för att gjutningen försämras, exempelvis kan gjutsår uppstå. På så sätt kan en ökning av armeringsarean även motverka det primära målet att förhindra armeringskorrosion. Tunna täckskikt ger ett sämre skydd mot karbonatisering och minskar betongkonstruktionens livslängd. Små armeringsjärn har en stor yta mot betongen och korroderar därför snabbare än stora järn. Korta avstånd mellan järnen ökar även risken för sprängning orsakad av armeringskorrosion (ibid.).

Dagens normer reglerar sprickvidden vid betongkonstruktionens yta. Då korrosion sker vid armeringsjärnet torde det vara mer relevant att reglera sprickvidden här och därmed även den yta av armeringsjärnet som är exponerad. I dagsläget är det dock oklart vilka parametrar den beror av (ibid.).

1.1 Bakgrund

Vid nybyggnation av betongkonstruktioner ställs höga krav på livslängd och kvalitet. En starkt bidragande faktor till ökad livslängd för betongkonstruktioner är täckskiktets tjocklek. Det är sedan lång tid känt att ett stort täckskikt skyddar armeringen från framförallt karbonatisering men även exempelvis kloridinträngning, vilka båda leder till att armeringen korroderar. Användandet av större täckskikt resulterar dock i svårigheter att klara dagens krav på maximalt tillåtna sprickvidder.

Storleken på sprickvidden är enligt våra normer starkt relaterad till tjockleken på täcksiktet. Stora sprickvidder anses i sin tur öka risken för armeringskorrosion. Slutresultat vid projektering blir därför ofta att en stor mängd extra armering används samt att det täcksikt som vore lämpligt inte kan användas.

1.2 Syfte

En viktig fråga som bör ställas är ifall sprickvidden vid betongytan verkligen är avgörande för korrosionen i armeringen. Förmodligen är sprickvidden precis vid armeringen betydligt viktigare. Examensarbetet syftar därför till att få förståelse för hur sprickan ser ut i området närmast armeringen i en dragen konstruktionsdel. Examensarbetet avser att undersöka detta genom att använda olika betongkvalitet, täcksiktstjocklek och armeringsdiameter. Vid testerna cyklas lasten ett fem gånger för att se om detta påverkar sprickvidden. Resultaten i rapporten syftar även till att öka NCCs kunskap inom området och vara till hjälp vid projektering av anläggningskonstruktioner.

1.3 Metod

Varje försöksserie består av gjutning och provdragning av sex provkroppar av samma betongkvalitet och med samma tjocklek på armeringsjärn, men med varierande tjocklek på täcksiktet. I arbetet undersöks tre försöksserier med olika betongkvalitet och armeringsdimension. Vid provdragning används lägesgivare som registrerar sprickvidden vid tio punkter på provkroppen. Försöken genomförs för att empiriskt utreda hur sprickvidden ändras då täcksikt, betongkvalitet och tjocklek på armeringsjärn varierar.

1.4 Fokus och avgränsningar

Försöken är avgränsade till att endast innefatta dragna provkroppar med täcksikt 30 mm, 50 mm respektive 70 mm. Provkropparna är gjutna i tre olika serier med två olika betongkvaliteter, K25 och K50. Betongkvalitet K25 har kombinerats med två armeringstjocklekar, 12 mm och 16 mm. Betongkvalitet K50 har gjutits med en armeringstjocklek, 12 mm, då försök med armeringsjärn på 16 mm redan är utförda för denna betongkvalitet. Rapportens fokus ligger på analys av mätdata från dessa provkroppar. Lasten cyklas fem gånger, men inga försök utförs med långtidslast eller utmattninglast.

1.5 Frågeställning

Med syftet som bakgrund har följande frågor formulerats

Hur varierar sprickvidden vid armeringsjärnen av

- Täcksiktets tjocklek
- Betongkvalitet
- Armeringsdimension

Påverkas sprickvidden av cyklad last?

2 Sprickor i betongkonstruktioner

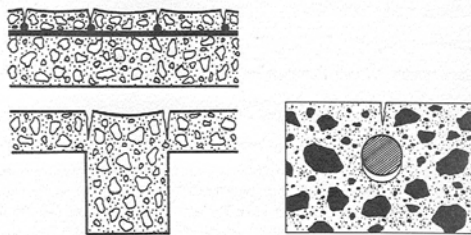
Betong är ett konstruktionsmaterial som ofta spricker. Sprickor uppstår när den aktuella töjningen är större än gränstöjningen. Töjning i betong kan bero på en mängd olika faktorer till exempel yttre last eller tvång, värmerörelser och expansion av inneslutna material.

Sprickor i betong kan uppkomma när betongen är ung, innan tillstyvnandet och i en betong som har välutvecklad hårdhet. Sprickor som bildas i den unga betongen kan undvikas genom rätt arbetsutförande vid gjutning. Genom att dimensionera enligt allmänt accepterade och för ändamålet riktiga metoder kan sprickor i den färdiga betongen minimeras. Sprickor med små sprickvidder eller yttsprickor påverkar dock sällan normala betongkonstruktioner negativt (Petersons 1994 kap 19 s 669).

2.1 Nygjuten betong

Det kan uppkomma sprickor i betong redan de första timmarna efter gjutning. Det handlar då om plastiska sättsprickor, plastiska krympsprickor eller sprickor på grund av rörelse i formarna. Även värmehärdningssprickor räknas till denna grupp då värmehärdning utförs på relativt ung betong (Petersons 1994 kap 19 s 670).

Plastiska sättsprickor bildas om vattenseparation sker i betongen (Petersons 1994 kap 19 s 678). Vattenseparation förekommer om mängden finmaterial, cement och filler är så pass liten att de inte klarar av att hålla kvar blandningsvattnet (Burström 2001 kap 12 s 221). Det bildas en spricka i betongytan ovanför armeringsjärnet när denna är tillräckligt styv för att spaltas se Figur 2-1. För att undvika plastiska sättsprickor ska vattenseparation minimeras. Vibrering av betong kan ske om betongen fortfarande är vibrerbar efter sättning. En sprucken yta kan även efterbearbetas för att sluta sprickan (Petersons 1994 kap 19 s 679 f).



Figur 2-1 Sättsprickor. Källa: Petersons 1994

När betongen hårdnar bildas fritt vatten på ytan. Om det fria vattnet tillåts torka ut, bildas sprickor, så kallade plastiska krympsprickor. För att undvika att plastiska krympsprickor bildas kan den nygjutna betongens yta vattnas. En blöt filt av Wettex-

typ med hög vattenkvarhållande förmåga kan också användas för att skydda betongen. Uttorkning av betongen kan även hindras genom att täcka den med en tät plastfolie, så kallad membranhärdning (ibid.).

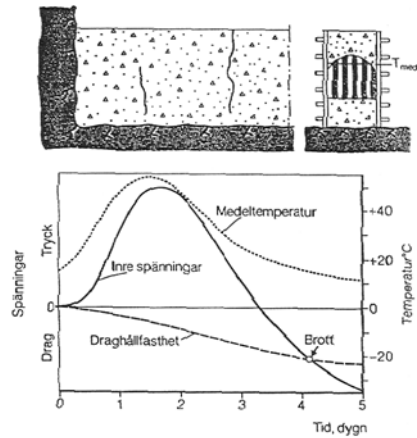
Sprickor kan bildas på grund av gjutformars rörelse. De uppkommer i tidig ålder cirka 1-6 h timmar efter gjutning och kan förebyggas genom att formar dimensioneras så att de är tillräckligt styva (ibid.).

Värmehärdning kan ge upphov till inre sprickor i betongen som leder till en hållfasthetsförlust. Dessa kan undvikas genom att gjuta med varm betong. Styva och slutna formar kan också förhindra att denna typ av sprickor bildas. En annan metod för att undvika sprickbildningen är att låta betongen härda tills dess draghållfasthet kan hålla emot det portryck som bildas när betongen värms (ibid.).

2.2 Temperatursprickor

Sprickbildning på grund av temperatur förekommer i form av ytsprickor och genomgående sprickor (Fagerlund 2002 kap 1 s 15). Ytsprickor bildas när temperaturdifferensen mellan yta och konstruktionens mitt är stor. Den uppkommer när betongen genom hydratisering blir varm samtidigt som omgivande luft kyler de yttre delarna av konstruktionen. Det är främst grova konstruktioner med tjocklek över 0,7 m som får problem med ytsprickor (Petersons 1994 kap 19 s 681). De förekommer som ytkrackelering och kan nå ända in till armeringsjärnen. Ytsprickor kan undvikas genom isolerade formar eller kylning av betongen. Viktigt att tänka på vid isolerade formar är att genomgående sprickor kan bildas om temperaturen blir alltför hög (Fagerlund 2002 kap 37 s 6).

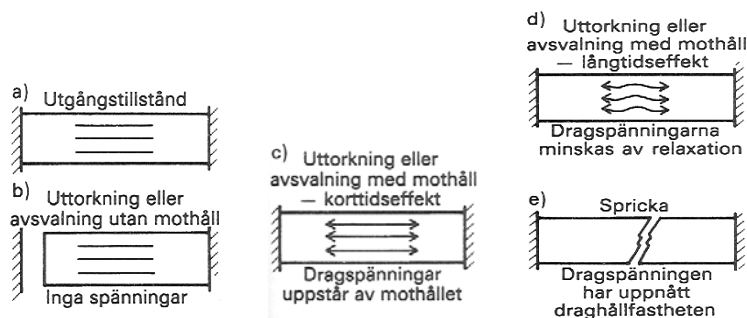
Det finns två olika skäl till att genomgående sprickor bildas, avsvälning och temperaturvariationer (Petersons 1994 kap 19 s 681). Sprickor som uppkommer i samband med avsvälning beror på att betongen utvidgas vid hydratationen. När cementreaktionen avtar kommer temperaturen att minska och konstruktionen vill dra ihop sig, se Figur 2-2. Om konstruktionen är fastlåst samtidigt som avsvälning sker kommer genomgående sprickor att bildas, se Figur 2-2. Genomgående sprickor kan undvikas genom att betongmassan kyls eller genom att använda cement med låg värmeutveckling (Fagerlund 2002 kap 37 s 1). Temperaturvariationer i omgivande klimat kan orsaka sprickor i både yngre och äldre betong. För att undvika sådana sprickor är det viktigt att använda lämplig konstruktiv utformning, till exempel rörelsefogar, se Figur 2-3 (Petersons 1994 kap 19 s 674).



Figur 2-2 Uppkomst av sprickor på grund av fastlåsning och temperaturvariation de fem första dygna efter gjutning. Källa: Fagerlund 2002

2.3 Krympsprickor

Det är i huvudsak cementpastans sammandragning i samband med att vatten lämnar porsystemet som leder till krympning (Fagerlund 2002 kap 24 s 1). En låg vattenhalt vid gjutning ger en minskad krymphastighet genom att uttorkning fördröjs. Om krymprärelser förhindras genom mothåll kommer krympsprickor att bildas, se Figur 2-3. Krymphastigheten beror på hur stor den omslutande arean är relativt volymen, det vill säga att en grov konstruktion krymper långsammare än en tunn. Vid ensidig uttorkning av betong kommer en kantresning ske genom att ytan torkar snabbare än den övriga betongen. Om en byggnadsdel med litet tvärsnitt utformas så att den är fast förbunden med en byggnadsdel med stort tvärsnitt kan spänningar leda till sprickbildning (Petersons 1994 kap 19 s 685).



Figur 2-3 Genomgående sprickor på grund av mothåll eller temperaturrörelse. Källa: Petersons 1994

2.4 Krackelering

Temperaturvariationer och differenskrämpning är orsaken till krackelering. Det är en spricktyp med små sprickvidder som förekommer i oregelbundna mönster på betongytan, framförallt på släta ytor och på betong gjuten med vitcement. Om detta beror på att vitcement är mer benägen att spricka eller på att krackelering är lättare att upptäcka på vit yta är inte vidare undersökt. Problem med krackelering är ofta av estetisk karaktär men beständigheten blir trots allt nedsatt (Petersons 1994 kap 19 s 685).

2.5 Mikrosprickor

Mikrosprickor bildas i fasgränsen mellan cementpasta och ballast, se Figur 2-4, och uppkommer redan vid betongens hårdnande. Mikrosprickor beror troligen på cementpastans och ballastens olika volymändring (Petersons 1994 kap 19 s 685).

Vid cirka 30 % av brottlasten kan betongens töjning anses som elastisk. I detta skede kommer mikrosprickorna i betongen att tillväxa i längd, bredd och antal. Vid 70-90 % av brottlasten tillväxer mikrosprickorna så pass mycket att de skulle leda till brott om lastpåkänningen bibehålls under en längre tid. Vid så här höga lastnivåer betecknas betongens töjning som plastisk (ibid.).

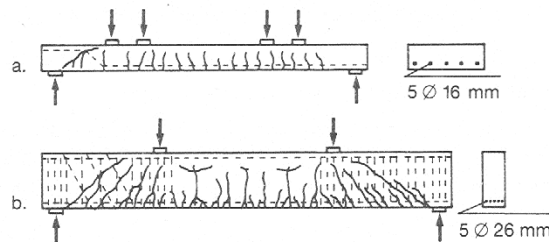


**Figur 2-4 De mörkare parterna visar exempel på mikrosprickor.
Källa: Petersons 1994**

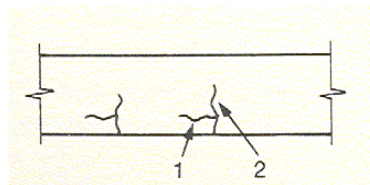
2.6 Yttre last och påtvingad deformation

Normalt sett har byggnader små lastberoende sprickor i bruksgränstillståndet, ofta mindre än 0,1 mm, och de är få till antalet. Om sprickorna är breda i bruksgränstillståndet är det ett tecken på framtida brott. En konstruktion som är dimensionerad enligt normerna bör inte ha en sprickvidd större än 0,3 mm. Om det finns många lastberoende sprickor beror det ofta på dimensioneringsfel, utförandefel eller båda delar (Petersons 1994 kap 19 s 686).

Lastberoende drag- och böjsprickor är ofta vinkelräta mot huvudarmeringen då denna är placerad i huvuddragriktningen, se Figur 2-5. Det brukar förekomma armering vinkelrät dragriktningen, ofta i form av tvärkraftsarmering, och denna kan initiera sprickor. Skjuvsprickor förekommer normalt diagonalt mot huvudarmeringen medan vidhäftningssprickor uppträder parallellt, se Figur 2-6 (Petersons 1994 kap 19 s 687).



Figur 2-5 Böjning: a Platta, b Balk Källa: Petersons 1994



Figur 2-6 1 Vidhäftningsspricka 2 Böjdragspricka. Källa: Petersons 1994

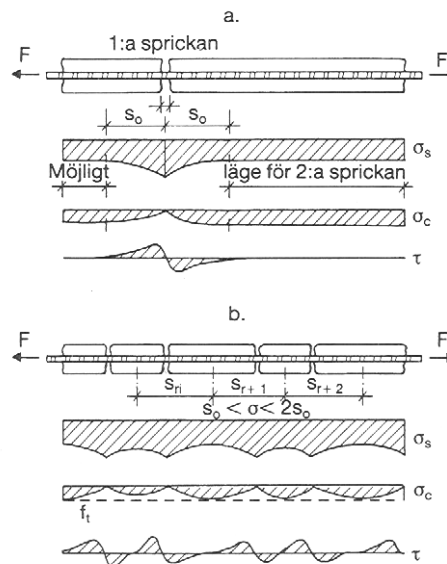
2.6.1 Sprickteori för centriskt dragen armerad betongkonstruktion

För att förklara den teori som ligger bakom Eurocode 2 och BBK 04 brukar man förenkla det område i en momentbelastad balk som har dragspänningar till en centriskt dragen betongkonstruktion, se Figur 2-7. Vid dragnings töjs betongen och när dragtöjningen överskrider brotttöjningen spricker materialet. Om lasten ökas ytterligare kommer betongen att spricka igen eller så ökar sprickvidden. När en spricka bildas blir dragspänningen noll på sprickans kant vid betongytan. I sprickan kommer all dragspänning att tas av armeringsjärnet, se Figur 2-7. Dragspänningen i betongen ökar sedan med längden tills avståndet är s_0 . Efter avståndet s_0 är töjningen lika stor i betongen och armeringsjärnet, det vill säga betongens spänning ökar inte längre med avståndet från sprickan. Inom avståndet $\pm s_0$ kan en ny spricka inte bildas, det vill säga s_0 är det minsta sprickavståndet, s_r som kan uppkomma vid en given spänning. När lasten nått den gräns där fler sprickor inte kan bildas säger man att stabilt spricktillstånd uppnåtts. Då är $s_0 \leq s_r \leq 2s_0$ (Mårtensson 2000 kap 6 s 23 f).

I sprickan är ståltöjningen, ϵ_s lika stor som ståltöjning som för ett fritt armeringsjärn. Den dragna betongens inverkan gör att stålets medeltöjning, ϵ_{sm} blir mindre än töjningen för ett fritt armeringsjärn, vilket beaktas med hjälp av en reduktionsfaktor, v . Om man definierar s_{rm} , medelsprickavståndet, kan medelsprickvidden w_m , beräknas enligt ekvation 1 (Engström 2005 kap 10.5 s 10-21 f).

$$w_m \approx \epsilon_{sm} \cdot s_{rm} \quad (1)$$

Vid tjockare täcksikt är betongens area större, vilket ger mindre spänning vid konstant last. Ett tjockare täcksikt minskar risken för sprickor vid en given kraft och leder därmed till större sprickavstånd. En konstruktion kan armeras med få stora eller många små armeringsjärn. Vidhäftningen blir lägre ju större armeringsjärn som används för en given längd. Detta innebär att den spänning som överförs till betongen blir mindre för få kraftiga järn än för många små. Då armeringsarean är konstant ger därför stora täcksikt och kraftiga armeringsjärn få men stora sprickor (Mårtensson 2000 kap 6 s 23 f).



Figur 2-7 Centriskt dragen betongkonstruktion, a Första sprickan, b Avslutad sprickbildning. Källa: Petersons 1994

2.6.2 Dimensionering för begränsning av sprickvidder

Nuvarande dimensioneringsmetoder grundar sig dels på teorin i kap 2.6.1, dels på empiriska beräkningar. Här är medelsprickvidden w_m en produkt av medelsprickavståndet s_{rm} och töjningens medelvärde ϵ_m . Medelsprickavståndet s_{rm} är en linjär funktion av kvoten ϕ/ρ , där ϕ är armeringens diameter och ρ är kvoten av A_s/A_{ef} , A_s är arean för direkt vidhäftande armering och A_{ef} är den effektiva betongarean under drag (BBK 04, kap 4). Forskning visar dock att förhållandet ϕ/ρ

har liten betydelse. Vid beräkning av sprickvidd vid betongytan är det rimligare att lägga mer vikt på täcksiktets tjocklek än förhållandet mellan ϕ och ρ (Beeby 2004).

2.7 Begränsning av sprickvidd

Sprickvidder bör begränsas av många skäl, bland annat för bärförmåga, beständighet och estetik. Sprickor kan också påverka betongens täthet mot vatten, gas och ljud, men även av psykologiska skäl bör de begränsas. Vad som kan anses som rimliga gränser finns det olika uppfattning om och beror också på funktionen för konstruktionen (Petersons 1994 kap 19 s 704).

Vad gäller bärighet finns ingen bestämd gräns för maximalsprickvidd. I normer och anvisningar finns det krav på maximala sprickvidder. Kraven är beroende av vilken miljö konstruktionen befinner sig i och vilken funktion den ska ha (Petersons 1994 kap 19 s 705).

För att en konstruktion ska betraktas som vattentät får inte genomgående sprickor vara bredare än 0,1 mm. Sprickor som är upp till 0,2 mm kan täta sig själva, genom att koldioxid i vatten reagerar med cementpastans kalciumhydroxid och bildar reaktionsprodukter i form av kalciumkarbonat och kalciumhydroxid. Dessa kristaller faller ut i sprickan (Petersons 1994 kap 19 s 697).

En betongkonstruktion är även gasgenomsläpplig om det finns en genomgående spricka. Gasgenomsläppligheten är starkt beroende av sprickvidden.

Sprickor försämrar även den ljudisolerande förmågan. I jämförelse med hål ger de större negativ påverkan. Tunnare konstruktioner påverkas mer av sprickor än kraftiga. Sprickor som är bredare än 0,3 mm uppfattas som störande. De förfular och gör att människor kan uppfatta att risk för ras föreligger (Petersons 1994 kap 19 s 702ff).

3 Mätning av sprickor i betongkonstruktioner

Sprickor kan upptäckas genom okulär besiktning om de är 0,1 mm eller större. För att lättare kunna hitta sprickor kan betongytan fuktas. När den torkar upptäcks sprickan då den spruckna ytan torkar långsammare än omgivningen. Riktigt små sprickor kan upptäckas genom att fluorescens sprutas på ytan. Sprickan suger upp vätskan som identifieras när betongen belyses med ultraviolett ljus. Ett annat enkelt sätt att hitta normalstora sprickor i betong är att lysa från sidan med en ficklampa (Petersons 1994 kap 19 s 694).

För att undersöka hur sprickor förändras med tiden kan en speciell gipsskiva fästas över sprickan. Om sprickan rör på sig kommer gipsskivan gå sönder. För att observera hur en spricka rör sig under en längre period kan mät dubb fästas på båda sidor sprickan som med jämna mellanrum mäts. På så sätt kan förändringar kartläggas. För att mäta sprickvidder kan också sprickmikroskop, sprickbreddsmätare eller en speciell mätsticka användas (Petersons 1994 kap 19 s 695). En annan metod som använts av bland andra Broms (1965) och Illston och Stevens (1972) är injektion av lim i sprickorna. Detta injekteras då provkroppen är under belastning, och därefter sågas den sönder. Det torkade limsjoket ses som en avbild av sprickan. På detta sätt fås en exakt bild av hur sprickan ser ut invid armeringsjärnet, vilket i dagsläget inte är möjligt med någon annan mätmetod.

Den metod som används i detta examensarbete bygger på att en provkropp sände antas bete sig som ena halvan av en spricka. På denna ände monteras lägesgivare som mäter sprickvidden på olika avstånd från armeringen. Denna modell har använts av bland annat Tammo & Thelandersson (2005), Beeby (2004) och Yannopoulos (1989), se vidare 4.4 Dragförsök.

4 Utförande

4.1 Försöksserier

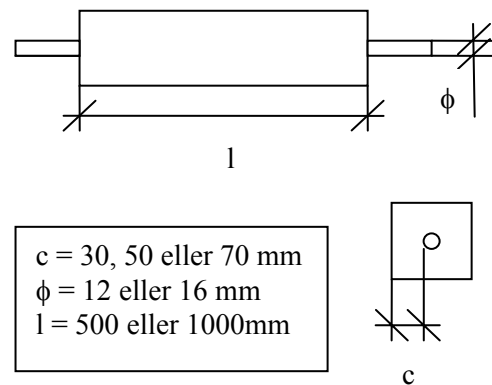
Vid försöken belastas provkroppar av betong med en centriskt dragkraft. I försöken gjuts provkroppar av två olika betongkvaliteter, K25 och K50. För provkropparnas geometri se Figur 4-1 och Figur 5-2. Bakgrunden till det kvadratiska tvärsnittet är att provkroppen anses vara en förenklad modell av den dragna underkanten i en vertikalt belastad betongbalk. Då motsvarar provkroppen ungefär den effektiva betongarean kring ett armeringsjärn.

Provkroppar av kvalitet K25 gjuts med två olika dimensioner på armeringsjärnen, 12 mm och 16 mm. Provkroppar av kvalitet K50 gjuts med dimensionen 12 mm på armeringsjärn. Mätvärden för betongkvalitet K50 i kombination med 16 mm armeringsjärn finns att tillgå. Dessa försök är utförda av handledaren. Alla resultat och diskussioner kring mätvärden av betongkvalitet K50 och med 16 mm diameter på armeringsjärnen kommer från dessa data.

Provkropparna gjuts i sex serier, två för varje kombination av kvalitet och dimension på armeringsjärn. I varje serie gjuts sex provkroppar med tre olika tjocklekar på täcksikt, 30 mm, 50 mm respektive 70 mm. Provkroppar med de två tunnare täcksikten är 500 mm långa och provkroppar med det tjockare täcksiktet är 1000 mm långa. För varje serie gjuts även sex stycken kuber med sidan 150 mm, för att bestämma spräck- och tryckhållfastheten.



Figur 4-1 Bild på provkropp

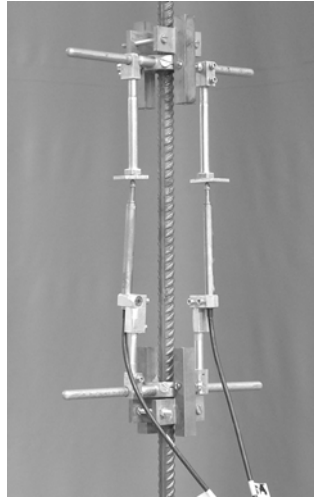


Figur 4-2 Provkropparnas geometri

Till alla serier har Byggcement (Portland-kalkstencement) använts. Kvaliteten på armeringsjärnen är B500B och de har en karakteristisk flytgräns på 500MPa. Alla armeringsjärn med samma dimension kommer från en leverans. Det exakta värdet på armeringsjärnens styvhet EA, bestäms genom dragförsök. Vid dragförsöken mäts

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

armeringsjärnets töjning genom att två riggar placeras med cirka 25 cm inbördes avstånd, se Figur 4-3. Här ses LVDT-givare i den undre riggen.



Figur 4-3 Uppställning för bestämning av armeringsjärnets styvhet, EA

Då examensarbetet delvis utförs för att kunna jämföras med de av handledaren redan utförda försöken väljs dimensioner och kvaliteter med utgångspunkt från dessa. Vid de nya försöken används alltså samma tjocklek på täcksikt och samma längd på provkropparna som tidigare. Betongkvalitet och dimension på armeringsjärn varieras då försöken ska visa om dessa storheter påverkar sprickvidden hos en armerad betongkonstruktion.

Även det praktiska arbetet utförs så att provkropparna i så stor grad som möjligt behandlas på samma sätt som vid de tidigare försöken. Detta görs för att minimera risken för att skillnader i mätresultat kan härledas till olika behandling av provkropparna.

4.2 Tillverkning av provkroppar

4.2.1 Gjutning

Betongrecepten, se Tabell 5.1, erhöles från Bo Johansson forskningsingenjör för Avdelningen för Byggnadsmaterial vid Lunds Tekniska Högskola.

Tabell 5.1: Betongrecept

Betongkvalitet	K25	K50
vct	0,75	0,50
	kg/m ³	kg/m ³
Cement	260	380
Vatten	195	190
Grus 0-8	929	885
Makadam 8-12	465	442
Makadam 12-16	464	442

Materialen vägs upp med hjälp av en våg med en felmarginal på 0,1 g och blandas i en betongblandare av typen tvågångsblandare. Först tillsätts grus och därefter makadam och cement. Materialet rörs försiktigt om och sedan tillsätts vatten. Betongen blandas 3 minuter.

Formarna fylls med betong upp till hälften och vibreras kort, därefter fylls de upp över kanten och vibreras kort igen. För provkroppar av betongkvalitet K50 bearbetas ytan direkt. För att undvika vatten- eller stenseparation får provkroppar av kvalitet K25 härda en till två timmar innan ytan bearbetas (Johansson 2005).

4.2.2 Lagring under härdningen

Efter gjutning täcks provkropparna och kuberna med plastfolie och efter cirka 24 timmar avformas de. Kuberna placeras i vatten i fem dygn. Provkropparna packas in i plast för att förhindra att vatten avdunstar och att sprickor bildas. För att säkerställa en hög fuktighet under härdningen placeras blött papper mellan och runt provkropparna, se Figur 4-4 och Figur 4-5. En dag innan provdragning öppnas plasten upp för att ytan ska vara torr då utrustning för montering av töjningsgivare limmas på. Alla provkroppar härda 28 dagar innan drag- och hållfasthetsförsök utförs.



Figur 4-4 Provkropparna packas in inför härdning



Figur 4-5 Provkroppar inpackade i plast

4.3 Hållfasthetsförsök

4.3.1 Spräckhållfasthet

För att bestämma spräckhållfastheten testas tre kuber i en MAN-provningsmaskin se Figur 4-6. Försöken utförs enligt Svensk Standard SS 13 72 13.



Figur 4-6 Försöksupställning för bestämning av spräckhållfasthet

4.3.2 Tryckhållfasthet

För att bestämma tryckhållfastheten testas tre kuber i en kubpress av typ Seidner 3000, se Figur 4-7. Försöken utförs enligt Svensk Standard SS 13 72 10.



Figur 4-7 Försöksuppställning för bestämning av tryckhållfasthet

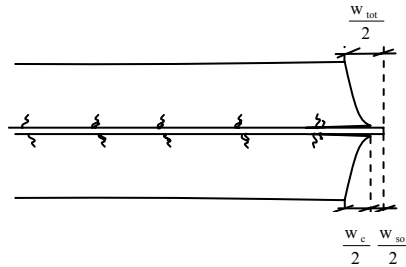
4.4 Dragförsök

4.4.1 Bakgrund till dragförsök

Vid försöken antas en provkroppssände uppvisa samma beteende som ena halvan av en spricka, här kallat en fiktiv spricka. Den totala sprickvidden vid betongytan, w_{tot} , antas vara summan av töjningen i armeringsjärnet, w_{so} , och bidraget av sprickytans ändrade form w_c , se ekvation 2.

$$w_{tot} = w_{so} + w_c \quad (2)$$

Som ses i Figur 4-8 motsvarar de uppmätta töjningarna halva värdet av en verklig spricka (Tammo & Thelandersson 2005).



Figur 4-8 Sprickvidd vid armeringsjärnet och vid betongytan.
Källa: Tammo & Thelandersson 2005

Storleken på w_{so} är framförallt beroende av armeringsjärnets vidhäftningsegenskaper och hur detta dras ut då vidhäftningen försämras i sprickzonen. Den andra delen av den totala sprickvidden, w_c , beror av töjningsfördelningen i den betong som omger armeringsjärnet. När en verklig spricka bildas någonstans i provkroppen ändras sprickavståndet. Genom att töjning och spänning mäts kontinuerligt kan man se hur den fiktiva sprickan påverkas av det nya sprickavståndet (Tammo & Thelandersson 2005).

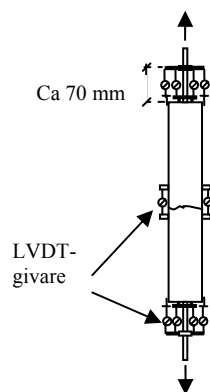
Bakgrunden till begränsning av sprickvidder i betongkonstruktioner är att förhindra armeringskorrosion. För detta ändamål borde det vara mer intressant att begränsa w_{so} snarare än w_{tot} , då det är här korrosion sker. Om täcksiktets tjocklek ökar blir även värdet på w_{tot} betydligt större. Om värdet på w_{so} är mer eller mindre oberoende av täcksiktets tjocklek borde armeringsjärnen vara bättre skyddade från den yttre miljön med det tjocka täcksiktet (Tammo & Thelandersson 2005).

4.4.2 Försök

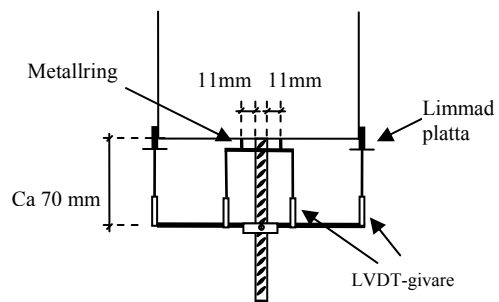
Provkropparna placeras i en MTS-provningsmaskin, se Figur 4-9. På provkroppen placeras tio LVDT-givare, se Figur 4-13. Givarna registrerar rörelser vid ändarna, dels vid täcksiktets yta, det vill säga c mm från armeringsjärnet där c är täcksiktets tjocklek, och dels 11 mm från armeringsjärnet och över mitten på provkroppen, se Figur 4-10 och Figur 4-11. Skälet till att den fiktiva sprickvidden mäts 11 mm från armeringsjärnet och inte ännu närmare är att nära armeringsjärnet dras betongen ut och vidhäftningen försämras. Det är osäkert i vilken grad denna betong skyddar armeringsjärnet. Metallringen som ses i Figur 4-11 har en mycket tunn kant mot betongytan för att avståndet mellan denna och armeringsjärnet ska vara så exakt som möjligt.



Figur 4-9 Provkropp under dragförsök



Figur 4-10 Försöksuppställning
Källa: Tammo & Thelandersson 2005



Figur 4-11 Givarplacering vid ändarna
Källa: Tammo & Thelandersson 2005

Under försöken utsätts provkroppen för en centrisk dragkraft som appliceras i armeringsjärnet genom MTS-provningsmaskinen. Den maximala lasten anpassas så att spänningen i armeringsjärnet motsvarar cirka 80 % av flytspänningen för armeringsjärnet, det vill säga 400 MPa. I dessa försök motsvarar detta 45 kN (12 mm armeringsdiameter) respektive 80 kN (16 mm armeringsdiameter). För att undersöka effekten av variabel last cyklas lasten mellan 400 MPa och 200 MPa fem gånger innan provkroppen avlastas helt.

Resultaten korrigeras sedan för den töjning som sker i den ca 70 mm långa delen av armeringsjärnet som finns mellan betongytan och fästpunkten för riggen som LVDT-givarna är monterade i. Detta görs genom beräkning av töjningen med utgångspunkt från det uppmätta värdet på EA, där E är elasticitetsmodulen och A är armeringsjärnets area.

En central fråga är hur väl den fiktiva sprickan representerar en verklig spricka. För att undersöka detta har den verkliga sprickvidden på provkroppens yta mätts upp med hjälp av givare 11 och 12 i Figur 4-13.

4.5 Försöksutrustning

4.5.1 MTS - provningsmaskin

Lasten påförs med en MTS-provningsmaskin med följande data, se Figur 4-12:

Användningsområde: Statisk tryck, drag och utmattningsprovning

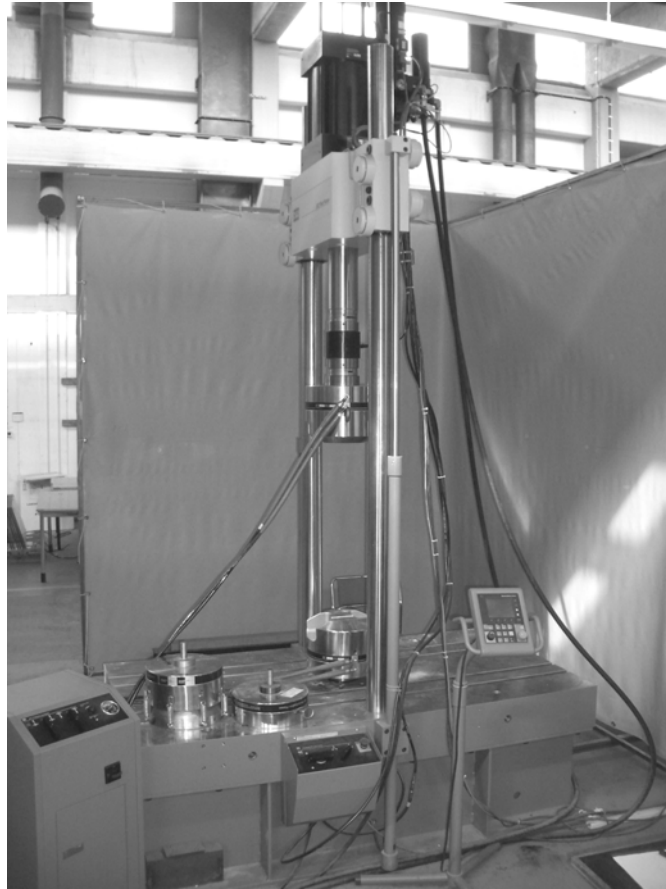
Slaglängd: ± 125 mm

Mätområde: 0 – 500 kN

Mätnoggrannhet: 0,01 % av mätområdet

Styrning: Med hjälp av dator

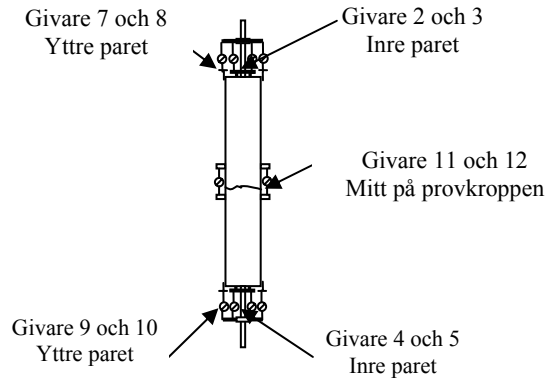
Belastningshastighet: 0,007 mm/s



Figur 4-12 MTS-provningsmaskin

4.5.2 LVDT-givare

Deformationen mäts med tio stycken LVDT-givare, kalibrerade till en mätnoggrannhet på $\pm 0,001$ mm. De är placerade enligt Figur 4-13. LVDT-givarna är placerade i riggar, se Figur 4-14.



Figur 4-13 Placering av LVDT-givare vid dragförsök



Figur 4-14 Provrigg och LVDT-givare monterade på änden av en provkropp

4.6 Felkällor

Felen delas in i tillfälliga och systematiska fel. De tillfälliga felen påverkar inte resultatens medelvärde i någon större utsträckning, men kan bidra till att spridningen blir större. De systematiska felen däremot påverkar medelvärdet i större grad än spridningen (<http://www.ne.se> 2005-07-26).

4.6.1 Tillverkning av provkroppar

Vid tillverkning av betong finns det risk för att mängden tillsatt vatten inte stämmer. Detta kan bland annat bero på att fuktkvoten hos den använda sanden är svår att bestämma samtidigt som den har stor inverkan på betongreceptet. Vattenmängden

påverkar hållfastheten hos betong, men då hållfastheten för varje tillverkningsomgång bestäms genom provning bör den eventuella skillnaden i hållfasthet inte inverka alls på de slutsatser som kan dras av resultaten.

Det finns även risk för att betong separerar i samband med vibrering och vid bearbetning av ytan. Detta medför att betongen inte kan ses som helt homogen och att hållfastheten blir lägre (Burström 2001 kap 12 s221). Det kan även förekomma luftblåsor på grund av otillräcklig vibration. Armeringsjärnet kan ha en svag krökning som uppkommit vid tillverkning eller vid transport. Vid belastning kommer en eventuell krökning att räta ut sig vilket kan påverka sprickbildningen.

Då provkropparna avformas och förflyttas finns det risk för att armeringsjärnet stöts till och mycket små sprickor uppstår vilket kan försämra järnets vidhäftning i ändzonen. En provkropp med stora sprickor parallellt med armeringsjärnet har provats och sprickvidderna för denna var betydligt större än för övriga provkroppar, se vidare 5.2 Dragförsök. Härav misstänks att sprickor i ändzonen kan ha stor betydelse för resultaten.

4.6.2 Dragförsök

Inför dragförsöket limmas en metallring mot betongytan kring armeringsjärnet. Om för mycket lim appliceras på denna ökar bredden på metallringens kant betydligt. Detta medför en risk att mätningen inte sker exakt 11 mm från armeringsjärnet. Det finns även en risk för att metallringen inte sitter exakt centriskt kring armeringsjärnet, men då analysen bygger på ett medelvärde av mätningarna på båda sidor om armeringsjärnet borde detta fel ha liten inverkan på resultaten.

LVDT-givarna är monterade på provkroppen på ett sätt som gör det möjligt att garantera att de är exakt parallella med provkroppen. Om en töjningsgivare är monterad med en liten vinkel mot provkroppens längdled kommer den registrerade töjningen att vara större än den verkliga. Det här gäller för alla givare oavsett placering. Detta är ett systematiskt fel som gör att de uppmätta sprickvidderna kan vara något överskattade. Vinkeln är dock mindre än 5° vilket gör att överskattningen är mindre än 0,4 %.

De riggar som töjningsgivarna är monterade på är fästa på armeringsjärnen med hjälp av fyra skruvar och det finns risk att dessa skruvar sitter snett på grund av kammarna på armeringsjärnets yta. Detta medför att det uppmätta avståndet från mätrigg till provkroppens yta kan vara fel. Dessa fel påverkar dock resultaten på ett tillfälligt och sannolikt litet sätt. Skruvarna kan även vara för löst åtdragna, vilket kan göra att riggen rör sig under försöken. Det är mycket svårt att avgöra hur detta skulle påverka resultaten då riggen både kan flytta sig parallellt armeringsjärnet och ändra vinkel.

5 Resultat

5.1 Hållfasthetsförsök

5.1.1 Spräckhållfasthet

För varje försöksserie beräknas spräckhållfastheten enligt ekvation 3, där F är medelvärdet av tre kuber. Resultaten redovisas i Tabell 5.1.

$$f_{spl} = \frac{2F}{\pi A} \quad (3)$$

Tabell 5.1 Spräckhållfasthet för de olika försöksserierna

Betongkvalitet och gjutdatum	Spräckhållfasthet (MPa)
K25 31 maj	2,9
K50 1 juni	3,7
K25 2 juni	2,9
K50 4 juli	4,1
K25 5 juli	3,1
K25 6 juli	3,0

5.1.2 Tryckhållfasthet

För varje försöksserie bestäms tryckhållfastheten utifrån medelvärdet av tre kuber. Resultaten redovisas i tabell Tabell 5.2.

Tabell 5.2 Kubhållfasthet för de olika försöksserierna

Betongkvalitet och gjutdatum	Brottlast (kN)	Brottspänning (MPa)
K25 31 maj	780	35
K50 1 juni	1358	60
K25 2 juni	737	37
K50 4 juli	1563	69
K25 5 juli	812	36
K25 6 juli	850	38

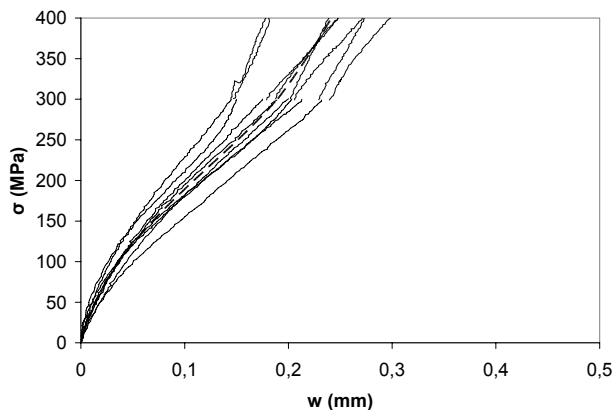
5.1.3 Armeringsjárnens styvhet

Värdena på EA för armeringsjärnen är bestämda genom provning. För armeringsjärn av dimension 12 mm är EA 23,323 MN och för 16 mm är EA 40,501 MN.

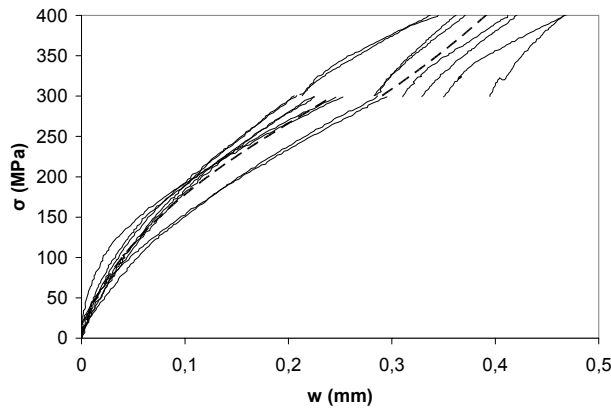
5.2 Dragförsök

För att undersöka hur täckskikt, betongkvalitet och dimension på armeringsjärn påverkar sprickvidden lades alla mätresultat från likadana provkroppar samman. I Figur 5-1 och Figur 5-2 visas exempel på detta. Här ses resultat från provkroppar med 50 mm täckskikt, kvalitet K25 och med 12 mm armeringsjärn. Figur 5-1 visar resultat från mätningar 11 mm från armeringsjärnet och Figur 5-2 visar resultat från mätningar vid provkroppens yta. De streckade linjerna är regressionslinjer, det vill säga en kurva som bäst beskriver mätdatan i diagrammet. Regressionslinjerna är polynom av grad tre till sex eller logaritmiska. De polynoma kurvorna har valts så att de har så högt R^2 -värde som möjligt och när detta blivit oacceptabelt lågt, har logaritmiska kurvor valts. De mätvärden som uppkommer precis vid sprickbildning har tagits bort för att möjliggöra en uppdelning i regressionskurvor för sprickvidd innan spricka bildats och efter spricka bildats. Anledningen till att två olika regressionslinjer görs är att det är stor skillnad på sprickvidden före och efter spricka, vilket gör det omöjligt att hitta en funktion som täcker in resultatet före och efter sprickan.

När små provkroppar spricker frigörs mindre energi än då större provkroppar spricker. Därför påverkas inte kurvan i samma utsträckning. Provkroppar med 70 mm täckskikt och 12 mm armeringsjärn spricker inte då betongens gränstörning inte överskrids. För övriga provkroppar med 70 mm täckskikt och för alla provkroppar med 50 mm täckskikt har de registrerade mätvärdena i sprickögonblicket tagits bort. I diagrammen är spänningen korrigerad så att hänsyn tas till provkropparnas egentynghet.

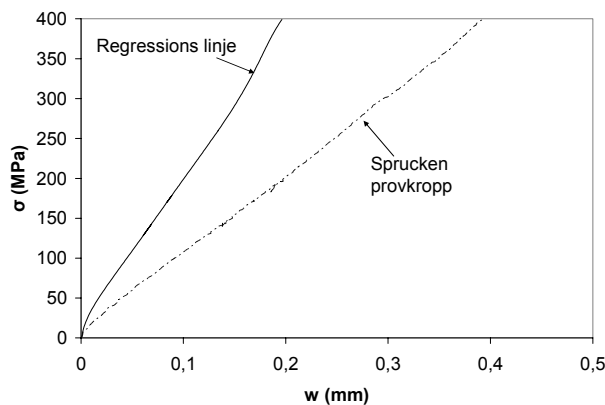


Figur 5-1 Sprickvidder för provkroppar med 50 mm täckskikt, 12 mm armeringsjärn och av kvalitet K25, resultat från mätningar 11 mm från armeringsjärnet.



Figur 5-2 Sprickvidder för provkroppar med 50 mm täcksikt, 12 mm armeringsjärn och av kvalitet K25, resultat från mätningar vid provkroppens yta.

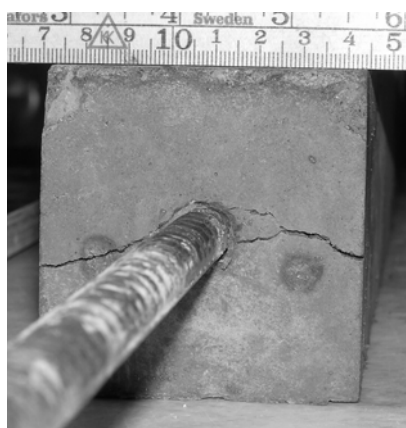
Vid sammanställning av resultaten insågs att vissa mätresultat var orimliga. Detta kan ha flera olika orsaker, exempelvis kan LVDT-givarna ha lossnat. Dessa resultat har uteslutits och nya försök har gjorts. En av provkropparna sprack parallellt med armeringsjärnet vid avformning, men har ändå testats för att undersöka vilken inverkan en sådan spricka har. I Figur 5-3 ses resultaten från denna i jämförelse med regressionslinjen för motsvarande ospruckna provkroppar. Mätningen är gjord 11 mm från armeringsjärnet. I Figur 5-4 och Figur 5-5 ses den spruckna provkroppen, sprickan går cirka 10 cm längs med armeringsjärnet och är cirka 1 mm bred vid provkroppens ände.



Figur 5-3 Inverkan av sprickor parallellt med armeringsjärnet. Betongkvaliteten är K25, armeringsdiameter 12 mm och 30 mm täcksikt.



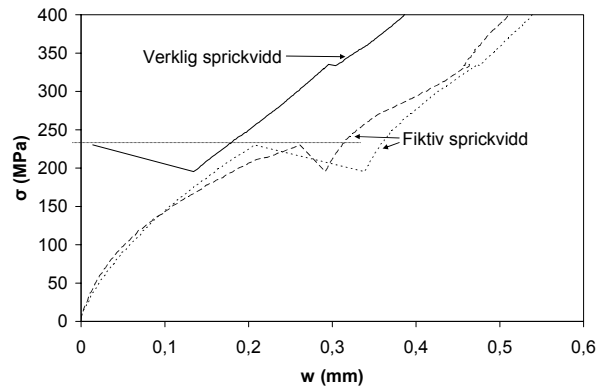
Figur 5-4 Spricka bildad vid avformning, plan.



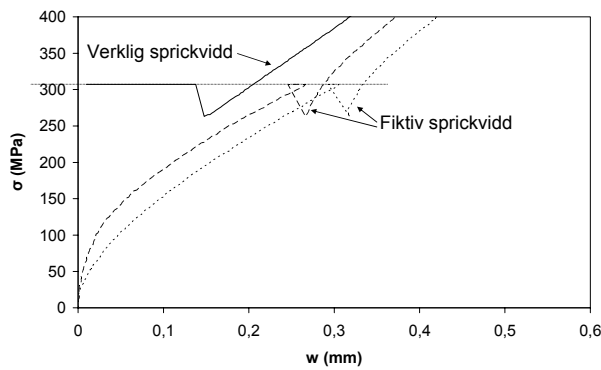
Figur 5-5 Spricka bildad vid avformning, sektion.

I Figur 5-6 och Figur 5-7 visas en jämförelse mellan verklig och fiktiv sprickvidd för en provkropp med 50 mm täcksikt. Här ses att den verkliga sprickvidden är lägre än den fiktiva. I Tabell 5.3 visas skillnaden mellan verklig och fiktiv sprickvidd för alla försök, vid 300 MPa. Resultaten visar att den verkliga sprickvidden överlag är mindre än den fiktiva för alla försöksserier. För de fiktiva sprickvidderna är det regressionslinjens värde som redovisas. Värdet på de verkliga sprickvidderna i Tabell 5.3 är ett medelvärde av de provkroppar som spruckit så att sprickan hamnat inom lägesgivarens område.

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner



Figur 5-6 Jämförelse av verklig och fiktiv sprickvidd. Den horisontella linjen anger armeringsspänningen då sprickan bildas. Provkroppens täcksikt är 50 mm, betongkvaliteten K25 och dimensionen på armeringsjärnet är 16 mm.



Figur 5-7 Jämförelse av verklig och fiktiv sprickvidd. Den horisontella linjen anger armeringsspänningen då sprickan bildas. Provkroppens täcksikt är 50 mm, betongkvaliteten K25 och dimensionen på armeringsjärnet är 12 mm.

Tabell 5.3 Skillnad mellan verklig och fiktiv sprickvidd vid 300 MPa.

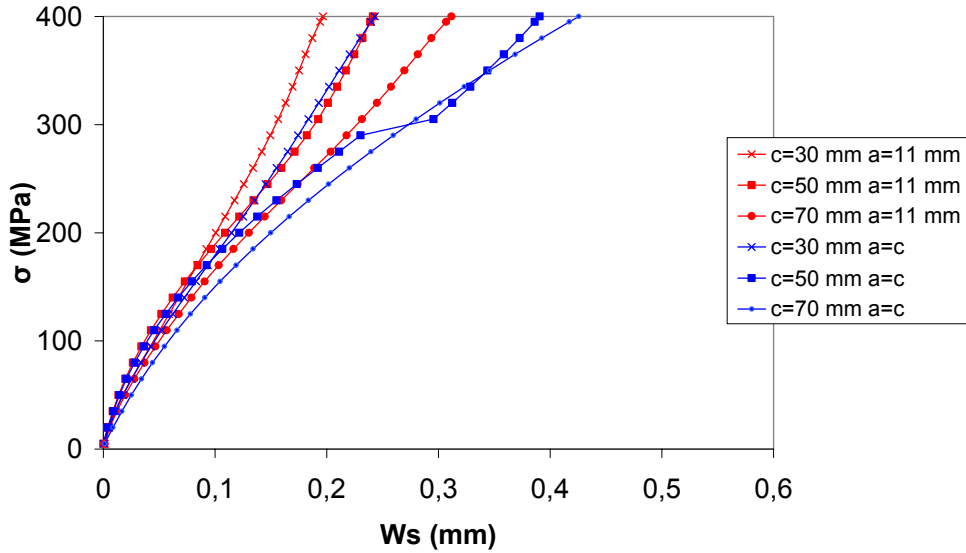
Provkroppstyp	Täckskikt (mm)	Fiktiv sprickvidd (mm)	Verklig sprickvidd (mm)	Skillnad % av fiktiv sprickvidd
K25 12mm	30	0,18	0,17	-5
	50	0,30	0,20	-32
	70	0,28	*	*
K25 16mm	30	0,21	0,18	-13
	50	0,29	0,29	-2
	70	0,43	0,32	-27
K50 12mm	30	0,18	0,14	-18
	50	0,26	0,20	-23
	70	0,24	*	*

* ingen av provkropparna i serien har spruckit

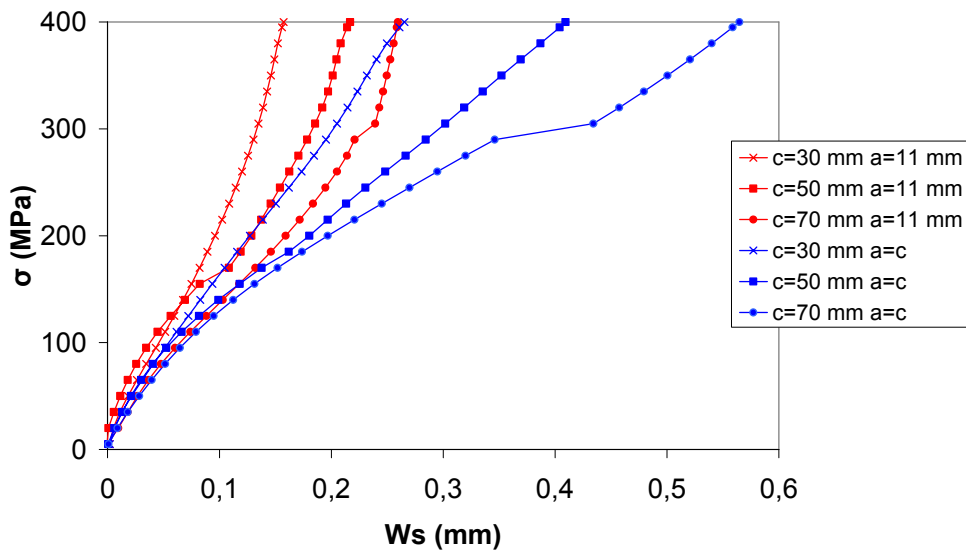
5.2.1 Inverkan av betongkvalitet, täckskikt och armeringsdimension

För att undersöka om sprickvidden varierar med avståndet från armeringsjärnet redovisas alla regressionslinjer för samma betongkvalitet och dimension på armeringsjärn i diagram. Här ses då även hur täckskiktets tjocklek inverkar på sprickvidden. Dessa diagram ses i Figur 5-8, Figur 5-9, Figur 5-10 och Figur 5-11. Resultaten som ses i Figur 5-11 är hämtade från försök utförda av handledaren. I Figur 5-12 och i Figur 5-13 sammanställs alla regressionslinjer med mätningar på samma avstånd från armeringsjärnet. I Figur 5-12 ses sprickvidder 11 mm från armeringsjärnet och i Figur 5-13 ses sprickvidder vid täckskiktets yta. Här ses hur betongkvalitet, och armeringsdimension inverkar på sprickvidden.

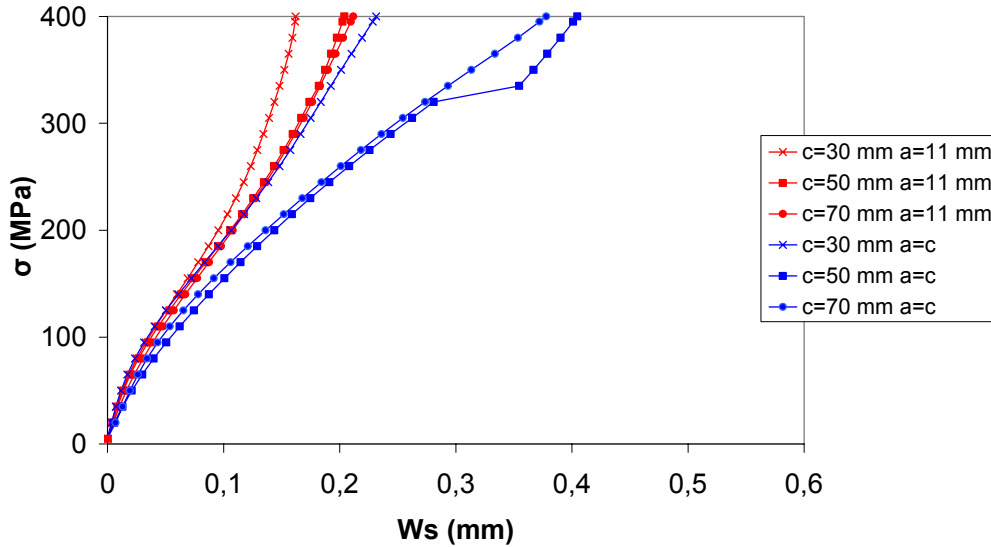
Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner



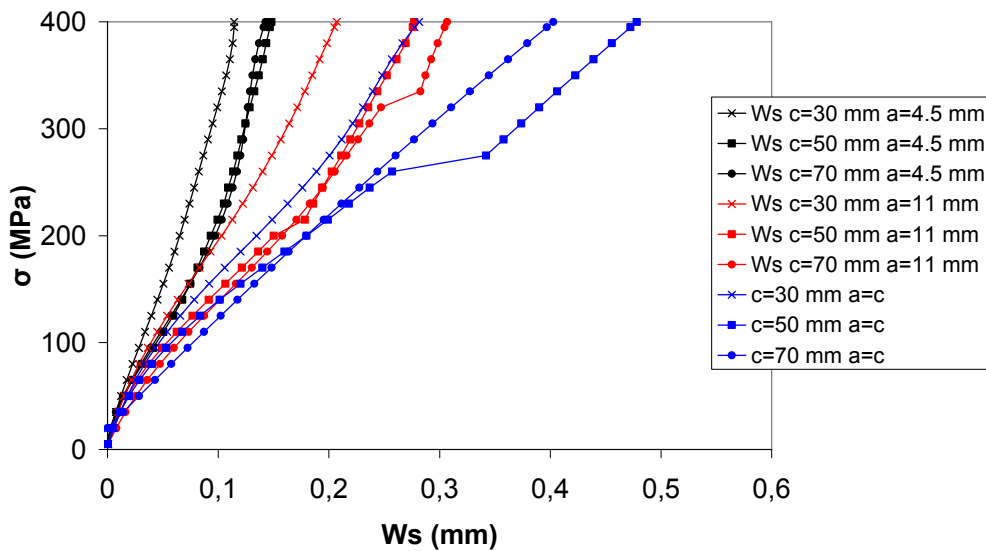
Figur 5-8 Sprickvidder för provkroppar av betongkvalitet K25 och med 12 mm tjockt armeringsjärn. De röda kurvorna visar sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet och de blå kurvorna visar sprickvidden vid täcksiktets yta.



Figur 5-9 Sprickvidder för provkroppar av betongkvalitet K25 och med 16 mm tjockt armeringsjärn. De röda kurvorna visar sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet och de blå kurvorna visar sprickvidden vid täcksiktets yta.

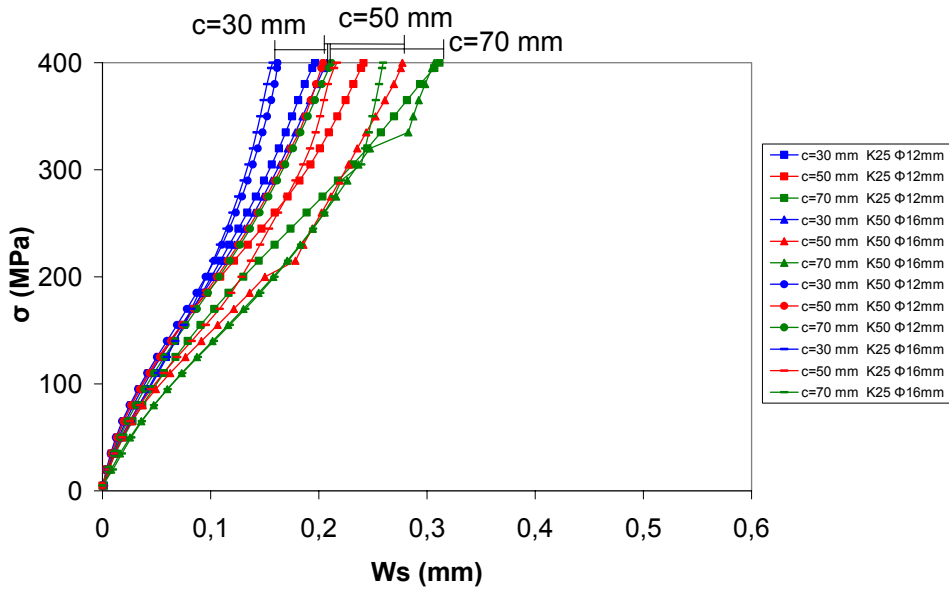


Figur 5-10 Sprickvidder för provkroppar av betongkvalitet K50 och med 12 mm tjockt armeringsjärn. De röda kurvorna visar sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet och de blå kurvorna visar sprickvidden vid täcksiktets yta.

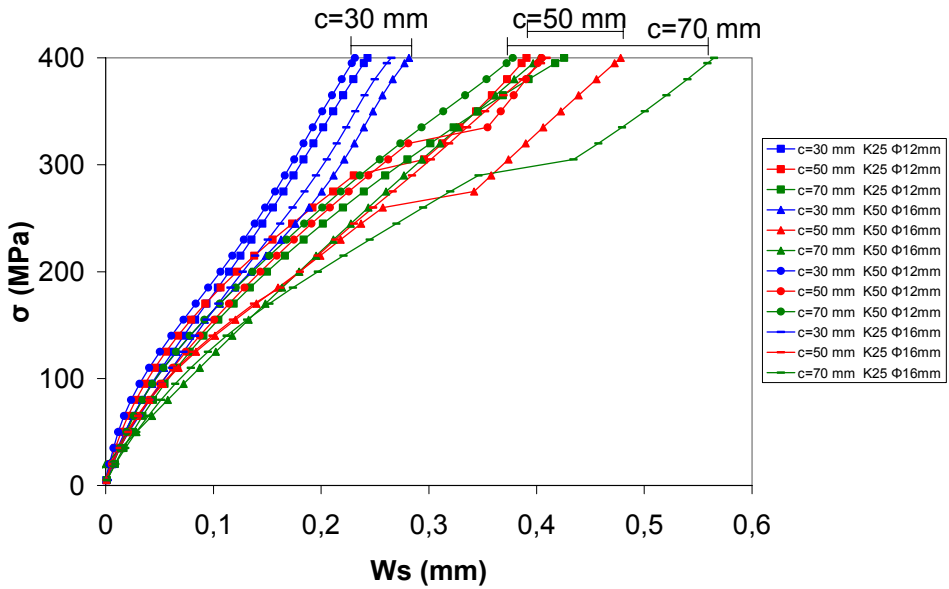


Figur 5-11 Sprickvidder för provkroppar av betongkvalitet K50 och med 16 mm tjockt armeringsjärn. De svarta kurvorna visar sprickvidden 4,5 mm från armeringsjärnet, de röda kurvorna 11 mm från armeringsjärnet och de blå kurvorna visar sprickvidden vid täcksiktets yta. Resultaten kommer från försök utförda av handledaren.

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner



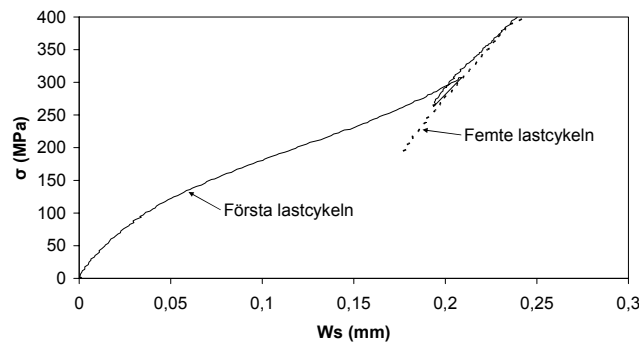
Figur 5-12 Sprickvidd 11 mm från armeringsjärnet



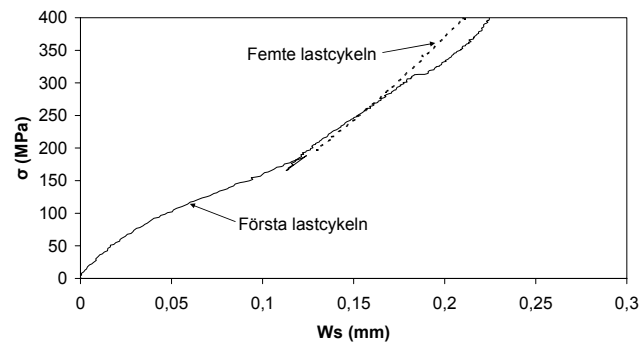
Figur 5-13 Sprickvidd vid täcksiktets yta

5.2.2 Effekt av variabel last

Genom att jämföra sprickvidden vid första och femte lastcykeln har effekten av variabel last undersökts. I Figur 5-14 och Figur 5-15 visas sprickvidden för en fiktiv spricka i en provkropp för dessa cykler. Resultatet som visas i Figur 5-14 är representativt för de genomförda försöken. Skillnaderna mellan första och femte cykeln är små, speciellt vid höga spänningar, och i 43% av fallen är sprickvidden vid 400 MPa till och med mindre vid sista cykel än vid första.



Figur 5-14 Sprickvidd 11 mm från armeringsjärnet för en provkropp med 50 mm täckskikt, 12mm armeringsjärn och av kvalitet K25.



Figur 5-15 Sprickvidd 11 mm från armeringsjärnet för en provkropp med 50 mm täckskikt, 16mm armeringsjärn och av kvalitet K25.

6 Analys och diskussion

Med utgångspunkt från Figur 5-6 och Tabell 5.3 kan det konstateras att den verkliga sprickvidden är mindre än den fiktiva i alla försöksserier. I Figur 5-6 ses även att kurvorna för verklig och fiktiv sprickvidd har samma lutning efter sprickbildning, men däremot är startpunkterna olika. Skillnaden mellan den verkliga och den fiktiva sprickvidden kan bero på att det uppkommer höga vidhäftningsspänningar vid ändarna redan vid låga belastningar. Mitt i provkroppen uppkommer dessa först efter sprickbildning.

Kurvorna för fiktiv ytsprickvidd och sprickvidd 11 mm från armeringsjärnen får antingen en något kraftigare lutning, det vill säga långsammare spricktillväxt, eller bibehållen lutning efter sprickbildning. Den kraftigare lutningen ses tydligt i Figur 5-1 och Figur 5-2, men även i figurerna i kapitel 5.2.1. Att spricktillväxten avtar beror på att sprickavståndet halveras då en spricka bildas i mitten av provkroppen.

Alla försöksserier visar på att täckskiktets tjocklek har viss inverkan på sprickvidden, både 11 mm från armeringsjärnet och vid täckskiktets yta, vilket ses i Figur 5-8 till Figur 5-13. Figur 5-12 och Figur 5-13 pekar mot att sambandet är klarare vid täckskiktets yta än nära armeringsjärnet. I dessa figurer ses även att vissa av provkropparna med 70 mm täckskikt visar lägre sprickvidder vid ytan än vissa av provkropparna med 50 mm täckskikt. Det tyder på att då täckskiktet är stort kommer sprickvidden inte öka med ökat täckskikt.

Studien visar också att sprickvidden vid täckskiktets yta inte påverkas av täckskiktets tjocklek i den grad som Eurocode 2 och BBK 04 anger. Vid ökning från 30 mm till 50 mm täckskikt skulle sprickvidden öka med en faktor 3 enligt Eurocode 2 och med en faktor 1,7 enligt BBK 04. Resultaten i Figur 5-13 visar istället en ökning med en faktor 1,5 vid 300 MPa. Vid ytterligare ökning av täckskiktet resulterar beräkning enligt normerna i ännu större sprickvidder (BBK 04 och Eurocode 2)

Vid en sammantagen analys av Figur 5-8 till Figur 5-11 kan konstateras att betongkvaliteten inte tycks inverka på sprickvidden. Däremot pekar dessa figurer på att dimensionen på armeringsjärnet har betydelse för sprickvidden vid täckskiktets yta. De provkroppar som är armerade med 16 mm armeringsjärn får större sprickvidder vid ytan än provkroppar med 12 mm armeringsjärn. Inget liknande samband kan dock ses för sprickvidden invid armeringsjärnet. Det visar att stor dimension på armeringsjärnen resulterar i större skillnader i sprickvidd mellan området nära armeringsjärnen och på täckskiktets yta.

Resultaten från alla försöksserier visar att sprickvidden nära järnen är mindre än sprickvidden vid täckskiktets yta, vilket stämmer överens med tidigare forskning. Resultaten som ses i Figur 5-11 pekar på att sprickvidden minskar ytterligare ju närmare armeringsjärnet mätningarna sker. Här ses resultaten av mätningar 4,5 mm från armeringsjärnet, vilket visar klart mindre sprickvidder än de mätningar som är

Sprickvidd nära armeringsjärn i betongkonstruktioner

utförda 11 mm från armeringsjärnet. Täcksiktets tjocklek verkar ha ännu mindre inverkan här.

Enligt Yannopoulos (1989) finns det ett förhållande mellan medelsprickvidden vid armeringsjärnet och medelsprickvidden på ytan på cirka 0,45. Denna mätning är utförd 2,2 mm från armeringsjärnet. Därför är inte förhållandet direkt jämförbart med resultaten från denna försöksserie då mätningarna nu är utförda 11 mm från armeringsjärnet. Utifrån resultaten i Figur 5-12 och Figur 5-13 kan ett förhållande mellan sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet och vid täcksiktets yta beräknas, vilket redovisas i Tabell 7.1. Här är resultaten från de olika försöksserierna sammanslagna.

Tabell 7.1 Förhållande mellan sprickvidd 11 mm från armeringsjärnet och sprickvidd vid täcksiktets yta för de olika tjocklekarna på täcksikt.

Spänning (MPa)	30 mm	50 mm	70 mm
100	0,93	0,86	0,88
200	0,82	0,81	0,84
300	0,76	0,64	0,70
400	0,71	0,57	0,62

Det är tydligt att sprickor i ändzonen påverkar resultaten genom att sprickvidden ökar, i detta fall med en faktor 2. Glidningen blir alltså större för en sprucken provkropp där sprickan är parallell med armeringen.

Resultaten visar att få lastcykler inte har någon större inverkan på sprickvidden vid höga spänningar i armeringsjärnet. Vid knappt hälften av försöken är sprickvidden efter femte lastcykeln mindre än sprickvidden för första pålastningen.

7 Slutsatser

Studien visar att:

- Oavsett betongkvalitet, dimension på armeringsjärn och tjocklek på täcksikt är sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet mindre än sprickvidden vid täcksiktets yta
- Sprickvidden vid täcksiktets yta ökar mer än sprickvidden 11 mm från armeringsjärnet vid ökat täcksikt
- Betongkvaliteten har ingen inverkan på sprickvidden
- Vid en bestämd stålspänning ger en ökning av armeringsjärnets dimension en ökad sprickvidd vid täcksiktets yta
- Ett begränsat antal lastcykler har inte någon större inverkan på sprickvidden vid höga spänningar i armeringsjärnet

8 Referenser

Skriftliga referenser

- Balasz, G., 1993: Cracking Analysis Based on Slip and Bond Stresses. I: *ACI Materials Journal*, TP 90-M37, s 340-348.
- BBK 04, 2004. Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK 04, ISBN 91-7147-816-7 Boverket Karlskrona.
- Beeby, Andrew W. 2004. The influence of the parameter ϕ/ρ_{eff} on crack widths. I: *Structural Concrete Vol 5 no 2*. s 71-83. The University of Leeds, Storbritannien.
- Burström, Per Gunnar, 2001: *Byggnadsmaterial Uppbyggnad tillverkning och egenskaper*. Studentlitteratur, Lund.
- Engström, Björn, 2005. *Beräkning av betongkonstruktioner*. Institutionen för konstruktion och mekanik, Chalmers Tekniska Högskola.
- Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- Fagerlund, Göran, 2002: *Kompendium i BYGGNADSMATERIAL FK*. Avdelningen för Byggnadsmaterial, Lunds Tekniska Högskola.
- Mårtensson, Annika 2000: *Betongkonstruktioner*. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola.
- Hellström, B., 1974. Sprickbildning i nygjuten betong. I: *Teknisk infoserie 13*. Cementa, Malmö.
- Oh, B.H. & Kang Y-J, 1987: New Formulas for Maximum Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Flexural Members. I: *ACI Structural Journal*, TP 84-S10, s 103-112.
- Petersons, Nils, 1994: *Betonghandboken*, kap 19 Sprickor. AB Svensk Byggtjänst, Stockholm.
- Tammo, Kristian & Thelandersson, Sven, 2005: Crack opening near reinforcement bars in concrete structures. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Lunds Tekniska Högskola.

Yannopoulos, P. J. 1989. Variation of concrete crack widths through the concrete cover to reinforcement. I: *Magazine of Concrete Research* 41 nr 147. s 63-68.

Muntliga referenser

Johansson, Bo 2005. Forskningsingenjör, Avdelningen för Byggnadsmaterial vid Lunds Tekniska Högskola

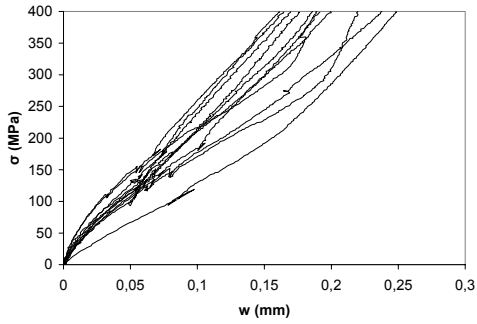
Internet referenser

<http://www.ne.se>, 2005-07-26

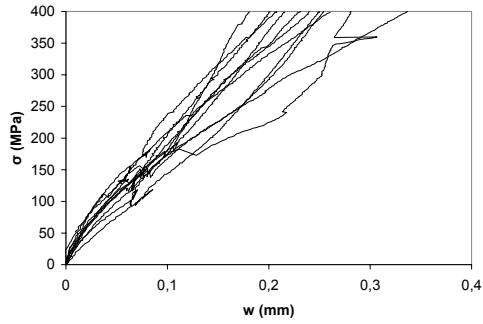
Appendix

- 1. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K25, 12mm armeringsjärn**
- 2. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K25, 16mm armeringsjärn**
- 3. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K50, 12mm armeringsjärn**

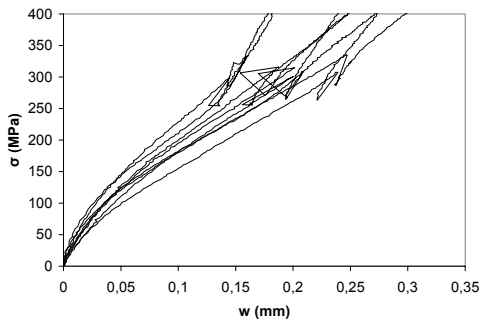
1. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K25, 12mm armeringsjärn
De heldragna linjerna visar resultat från enskilda mätningar på provkroppar.



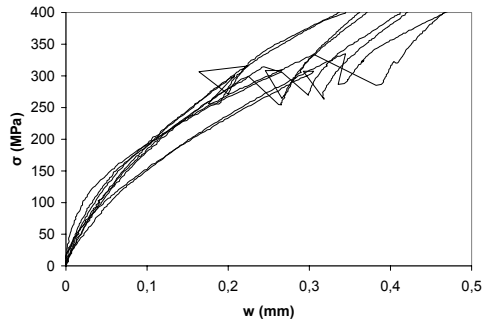
$c = 30$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



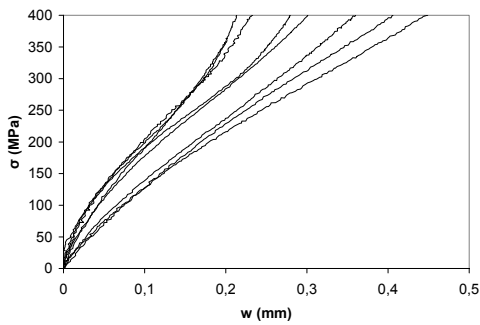
$c = 30$ mm
mätning vid täcksiktets yta



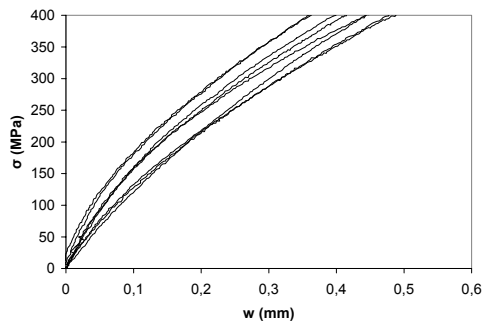
$c = 50$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



$c = 50$ mm
mätning vid täcksiktets yta

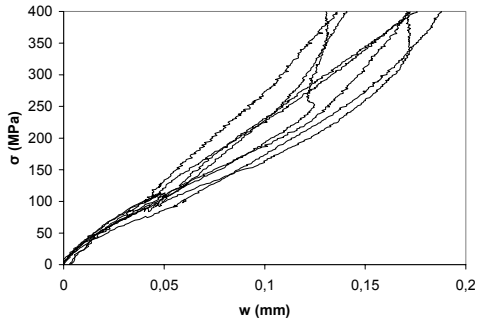


$c = 70$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn

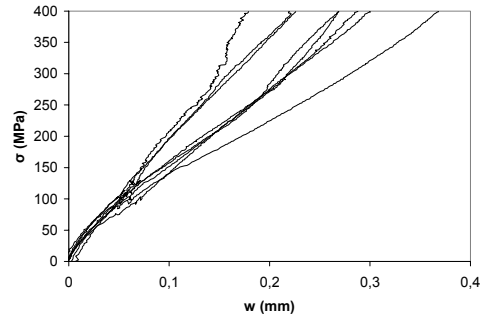


$c = 70$ mm
mätning vid täcksiktets yta

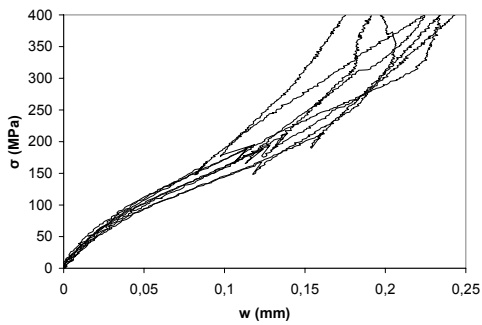
2. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K25, 16mm armeringsjärn
De heldragna linjerna visar resultat från enskilda mätningar på provkroppar.



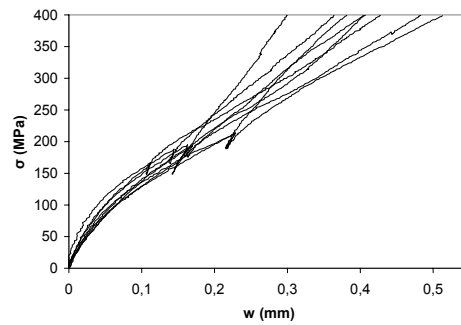
$c = 30$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



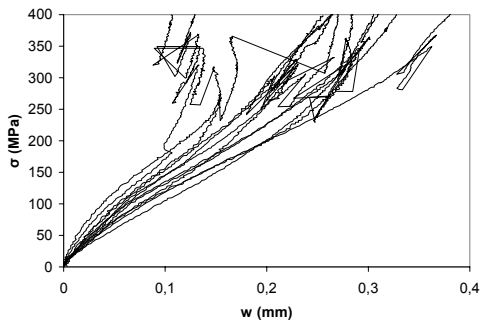
$c = 30$ mm
mätning vid täckskiktets yta



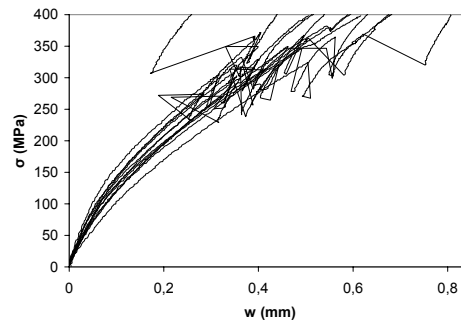
$c = 50$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



$c = 50$ mm
mätning vid täckskiktets yta



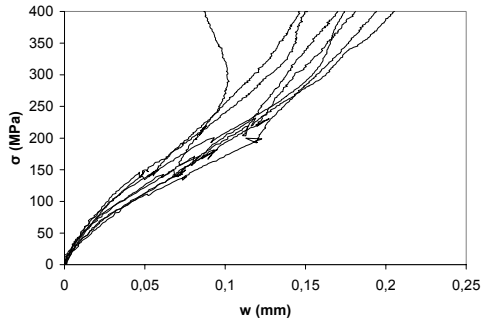
$c = 70$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



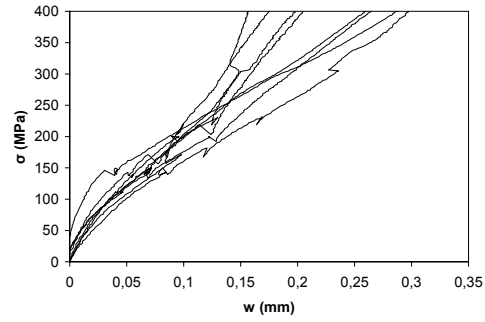
$c = 70$ mm
mätning vid täckskiktets yta

3. Resultat från försöksserie med betongkvalitet K50, 12mm armeringsjärn

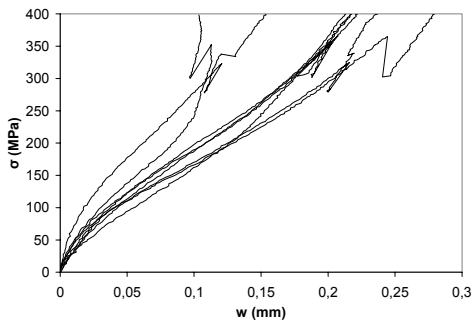
De heldragna linjerna visar resultat från enskilda mätningar på provkroppar.



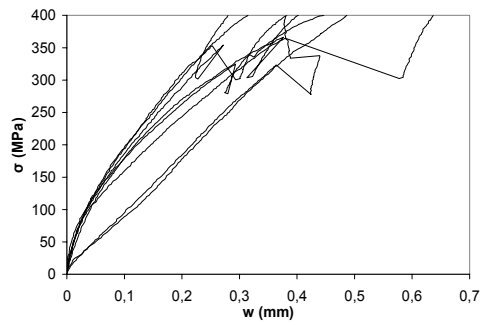
$c = 30$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



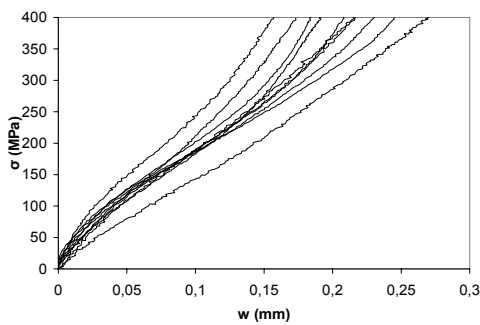
$c = 30$ mm
mätning vid täckskiktets yta



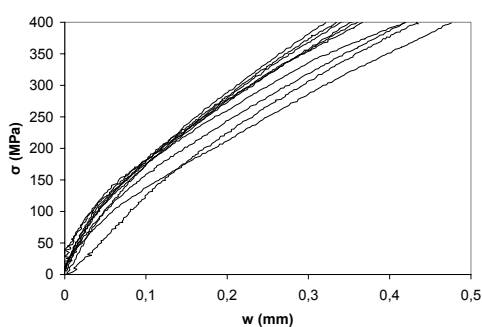
$c = 50$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



$c = 50$ mm
mätning vid täckskiktets yta



$c = 70$ mm
mätning 11 mm från armeringsjärn



$c = 70$ mm
mätning vid täckskiktets yta

