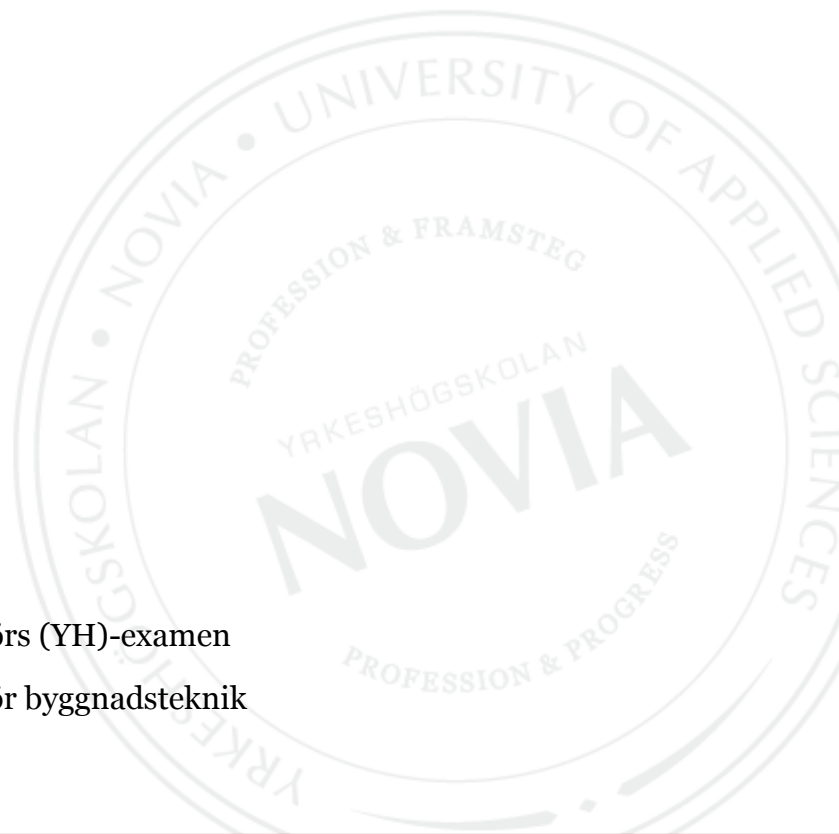


Beräkning av sprickvidd för betongbalk

Ida Majors

Examensarbete för ingenjör (YH)-examen
Utbildningsprogrammet för byggnadsteknik
Vasa 2016



EXAMENSARBETE

Författare: Ida Majors
Utbildningsprogram och ort: Btggnadsteknik Vasa
Inriktningsalternativ: Byggnadskonstruktion
Handledare: Allan Andersson

Titel: *Beräkning av sprickvidd för betongbalk*

Datum Sidantal 27 Bilagor 1

Abstrakt

Målsättningen med examensarbetet var att utforma och programmera en tillämpning i Excel som räknar ut sprickvidden för en betongbalk. Till arbetet hör även en teoridel som behandlar varför betong spricker. Även olika sorters sprickor i betong behandlas.

Arbetet var beställt av planeringsföretaget SS-Teracon i Vasa, för att de i framtiden lättare ska kunna beräkna betongbalkar och uppkommande sprickvidder.

Resultatet av examensarbetet blev ett fungerande Excel-program som räknar ut sprickvidden för en betongbalk på två olika sätt.

Språk: svenska Nyckelord: Sprickvidd, betongsprickor, EN1992-1-1

OPINNÄYTETYÖ

Tekijä: Ida Majors
Koulutusohjelma ja paikkakunta: Rakennustekniikka, Vaasa
Suuntautumisvaihtoehto: Rakennesuunnittelu
Ohjaaja: Allan Andersson

Nimike: *Betonipalkin halkeaman laskenta*

Päivämäärä Sivumäärä 27 Liitteet

Tiivistelmä

Opinnäytetyön tavoitteena oli suunnitella ja ohjelmoida sovellus Excelissä, joka laskee betonipalkin halkeamisen. Työhön kuuluu myös teoreettinen osa, joka käsittelee miksi betoni halkeaa. Myös erilaisia halkeamisia betonissa käsitellään.

Työn on tilannut suunnittelufirma SS-Teracon Vaasassa, jotta he tulevaisuudessa helpommin voivat arvioida betonipalkkeja ja halkeamisten syntymistä.

Opinnäytetyön tulos on toimiva Excel-ohjelma, joka laskee betonipalkin halkeamaleveyden kahdella eri tavalla.

Kieli: ruotsi Avainsanat: halkeamaleveys, betonin halkeaminen,
EN1992-1-1

BACHELOR'S THESIS

Author: Ida Majors
Degree Programme: Building Engineering, Vasa
Specilization: Sructural Design
Supervisor: Allan Andersson

Title: Calculation of Crack Widths in a Concrete Beam

Date	Number of pages	27	Appendices	1
------	-----------------	----	------------	---

Abstact

The aim of this Bachelor's Thesis was to design and program an application in Excel that calculates the crack width of a concrete beam. The thesis includes a theoretical part discussing the reasons for concrete to crack. Also different types of cracks in concrete are covered.

The work is made in behalf of the planning company SS-Teracon in Vasa, so they in the future have easier to calculate concrete beams and track possible cracks.

The result of this Bachelor's Thesis is an Excel-program that calculates crack widths for a concrete beam in two different ways.

Language: Swedish Key words: crack widths, concrete cracking, EN1992-1-1

Innehållsförteckning

1. Inledning.....	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Beställare.....	1
1.3 Mål och syfte.....	2
2. Allmänt om sprickor i betong.....	2
2.1 Mikrosprickor	3
2.2 Sättsprickor	4
2.2.1 Plastiska sättsprickor.....	5
2.3 Krympsprickor	5
2.3.1 Plastiska krympsprickor	6
2.4 Temperatursprickor.....	7
2.5 Krackelering	9
2.6 Sprickor orsakade av formar	9
3. Faktorer som inverkar på sprickning.....	12
3.1 Armeringens korrosion orsakad av karbonatisering.....	12
3.2 Armeringens korrosion orsakad av kloridinträngning	13
3.3 Täcksikt.....	13
3.4 Sprickviddernas begränsningar	15
3.5 Ingående om de olika exponeringsklasserna	15
4. Vattentät betong.....	17
5. Dimensionering av sprickvidd	18
6. Kalkylen	22
6.1 Förhandsuppgifter	22
6.2 Kalkylbladets innehåll	23
7. Resultattolkning.....	27
Källförteckning	28

Bilaga 1 Beräkningsexempel

1. Inledning

Betong spricker alltid, Det handlar bara om hur mycket betongen spricker och hur stora sprickorna blir. Det finns många olika sorters sprickor som uppkommer under olika skeden av betongens livscykel. Sprickningen kan minskas till en godkänd nivå med hjälp av olika beräkningar och behandlingen av betongen under gjutningsskedet och efteråt. Sådant som kan minska på sprickningen är till exempel betongens konsistens och hur bra man vibrerar betongen när den är gjuten. Det är även viktigt att man inte låter betongytan torka för snabbt.

Arbetet är utfört åt företaget SS-Teracon som är i behov av ett lättanvänt program för beräkning av sprickning på grund av moment. Arbetet innehåller en Excel kalkyl som räknar ut sprickvidden för en betongbalk och en teoretisk del som behandlar sprickor i betong.

1.1 Bakgrund

Under hösten 2015 gjorde jag den företagsförlagda utbildningen vid SS-Teracon och samtidigt diskuterades möjligheten att göra ett examensarbete åt dem. Senare under hösten presenterades rubriker åt mig och vi valde gemensamt med företaget att jag skulle göra en beräkningsbotten i Excel som räknar ut sprickvidden för en betongbalk. Från skolans sida godkändes denna rubrik och att min allmänna del även skulle omfatta allmän information om sprickor i betong och deras uppkomst.

1.2 Beställare

Beställare till examensarbetet är SS-Teracon som är ett planeringsföretag inom stål- och betongkonstruktion med kontor i Tammerfors, Vasa och Åbo. Företaget grundades 1992 i Tammerfors av Seppo Salo och har nu 21 anställda på de tre kontoren. Företaget hade ett behov av ett program för beräkning av sprickvidd vilket kommer att komma i användning om kalkylen fungerar som den ska.

1.3 Mål och syfte

Målet med detta examensarbete är att programmera en Excel-tillämpning som räknar ut sprickvidden för en betongbalk. Programmet skall vara lättanvänt och tydligt. Som hjälp till det så kommer hänvisningar till EN1992-1-1 att finnas i kalkylen. Om kalkylen fungerar felfritt kommer SS-Teracon att börja använda kalkylen i sin planering.

Den teoretiska delen kommer att innehålla teori om varför sprickor uppkommer i betong och under vilket skede av betongens livscykel de uppstår. Jag kommer även att ta upp vad man kan göra för att minska på sprickorna eller hindra dem från att uppstå.

2. Allmänt om sprickor i betong

Eurokod 2 (EN1992-1-1) ställer krav på största tillåtna sprickvidd endast ur beständighets synpunkt. Men det kan även finnas andra skäl att kontrollera sprickning och sprickvidd, exempelvis för estetikens skull. Sprickviddens storlek beror av flera orsaker, bland annat av töjningsskillnaden mellan betong och armering. (Westberg, 2012)

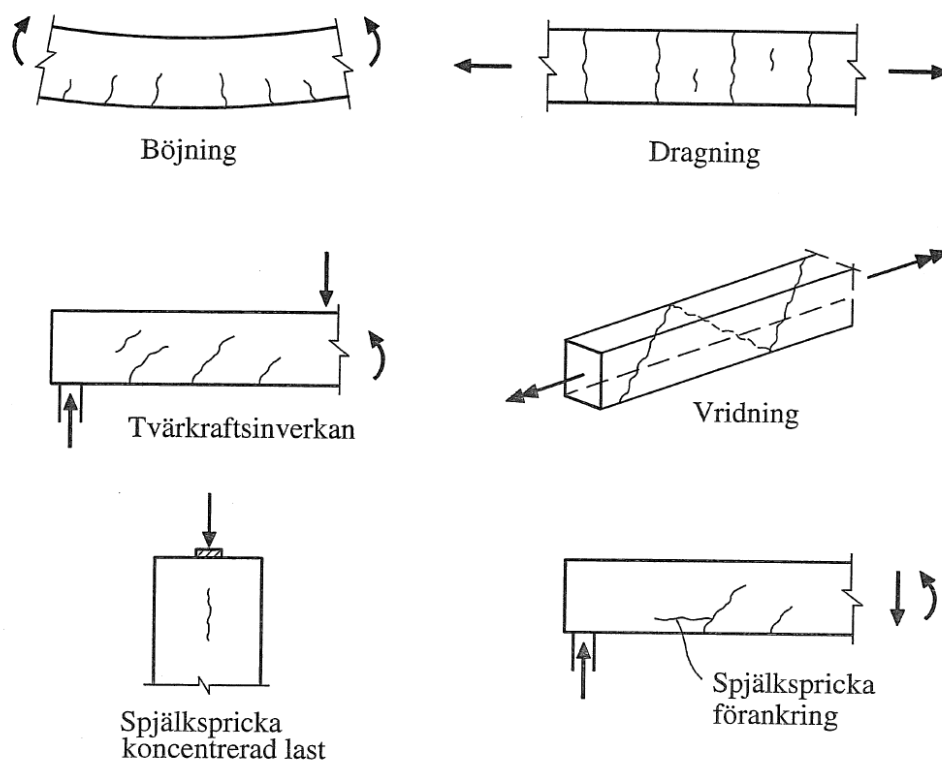
Betongen spricker när dragspänningen överskrider betongens draghållfasthet. Dragspänningen kan bero på yttre laster eller inre spänningar. Inre spänningar uppkommer då betongen exempelvis krymper. (Nykyri, 2013)

Betongen har en låg draghållfasthet och det krävs inte så stora dragspänningar före konstruktionen spricker. För att kompensera betongens dåliga draghållfasthet sätter man in armering på de ställen där dragspänningen uppstår. Då tar armeringen upp dragspänningen när betongen spricker och en inre kraftjämvikt uppstår. (Johansson & Johansson, 2008)

Sprickor på grund av yttre laster uppkommer vanligtvis antingen genast när man river formarna, av konstruktionens egenvikt eller efter ett tag när även nyttolaster förekommer. Sprickor som uppkommer på grund av yttre laster går att beräkna på förhand och på det viset begränsa sprickningen till en godkänd nivå. (Nykyri, 2013)

Vid en yttre pålagd belastning beror sprickvidden i huvudsak på lastens storlek och på använd armeringsmängd. Om sprickningen orsakas av en påtvingad deformation kommer kraften att vara beroende på konstruktionens styvhet och sprickvidden kommer att bero på hur många sprickor som bildas. (Löfgren, 2016). En bild över hurdana sprickor som uppkommer vid olika sorters belastningar illustreras i figur 1.

Sprickor orsakade av inre spänningar kan man begränsa med betongens sammansättning och efterbehandling. (Nykyri, 2013)



Figur1. Sprickor vid olika belastningsfall. (Aronsson & Larsson, 2007)

2.1 Mikrosprickor

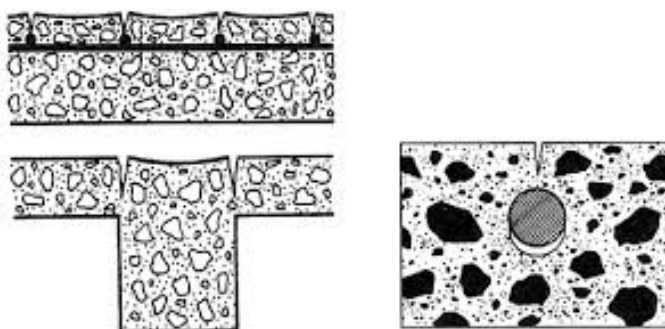
När betongen härdar uppstår mikrosprickor i cementpastan och i fasgränsen mellan cementpastan och ballastkornen. Orsaken till att sprickorna uppstår är att cementen har en större volymändring än ballastkornen. Därför finns det alltid mikrosprickor i en betong, även innan den blivit belastad. Med belastningar upp till 30 % av kapaciteten växer inte mikrosprickorna och anses därför vara stabila. Vid belastningar som är större än 30 % börjar mikrosprickorna växa i längd, bredd och antal. Ett kontinuerligt sprickmönster uppstår när betongen belastats med 70-90 % av sin kapacitet. Belastas betongen under en längre tid kan mikrosprickorna leda till brott. (Johansson & Johansson, 2008) En bild över var sprickorna uppkommer illustreras i figur 2.



Figur2. De mörkaste partierna visar exempel på mikrosprickor. (Aronsson & Larsson, 2007)

2.2 Sättsprickor

När en ny gjuten betong härdar sätter den sig alltid, detta beror på att finmaterialet i betongen inte klarar av att hålla kvar allt vatten. Vattnet pressas uppåt när de tyngre beståndsdelarna sjunker. På de ställen var betongen är sättningsförhindrad t.ex. vid armeringsjärn eller vid sektionsovergångar kan sprickor uppstå. Sättsprickornas djup är oftast rätt litet men bredden på sprickorna kan bli upp till 5 mm. (Johansson & Johansson, 2008) En illustration över var sättsprickor uppkommer visas i figur 3.



Figur 3. Sättsprickor. (Aronsson & Larsson, 2007)

2.2.1 Plastiska sätsprickor

Plastiska sätsprickor orsakas på samma sätt som sätsprickor av att vattnet avdunstar snabbt och materialet i betongen sätter sig men rörelsen förhindras av till exempel armering. De plastiska sätsprickorna kan bli större av att betongen krymper ytterligare under torkningen och på så sätt bli synligare. Dessa sprickor tenderar att bildas längs med armeringen och kan orsaka allvarlig korrosion. (Andrews-Phaedonos, 2010)

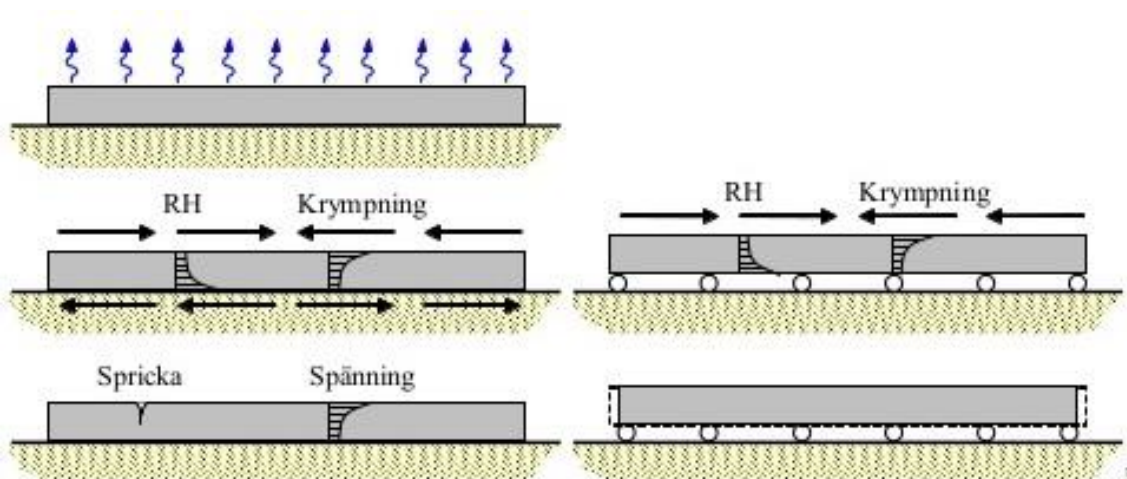
Man kan förhindra bildning av plastiska krympsprickor genom att försäkra sig om att betongen har ett lämpligt vattencement tal, vilket gör det lätt att vibrera betongen och få den så kompakt som möjligt. Även formarna måste vara stabila och styva så att de inte ger efter. (Andrews-Phaedonos, 2010)

2.3 Krympsprickor

Enda sättet att undvika krympsprickor på är att minska på själva krympningen genom att välja rätt betongkvalitet och – konsistens. Med krymparmering kan man inte undvika dylika sprickor, men man kan styra sprickornas storlek och fördelning. (Leskelä, 2005)

Krympsprickor kan uppstå om man låter en ny gjuten konstruktion torka för snabbt. En plastisk krympning kan uppstå till följd av den snabba uttorkningen vilket kan leda till att sprickor bildas. Sprickvidderna kan ha stor variation och de kan spricka åt många olika håll. (Johansson & Johansson, 2008). Denna typ av sprickor är speciellt viktig att behärska i golvplattor.

För att uttorkningen skall gå så långsamt som möjligt kan man täcka in betongen med plast eller en filt med hög vattenkvarhållande förmåga. Man skall undvika att vattna betongen för det förlänger torktiden och starten för inomhusarbeten. (Johansson & Johansson, 2008)



Figur 4. Illustration över krympsprickor. När vatten avdunstar och betongen binder så krymper betongen. Om betongen är fast infäst och rörelseförhindrad spricker betongen på grund av inre dragspänningar. Genom att använda ett glidlager kan betongens volymminskning ske obehindrat utan sprickning som följd. (Löfgren, 2016)

2.3.1 Plastiska krympsprickor

Tidsrymden innan cementen börjar reagera i färsk betong är mycket kort. Betongmassans egenskaper är då mycket annorlunda än när betongen börjar härda. Vattnet som finns i betongmassan är i detta skede inte bundet och kan mycket lätt avdunsta till omgivningen. (Cementa, 2015)

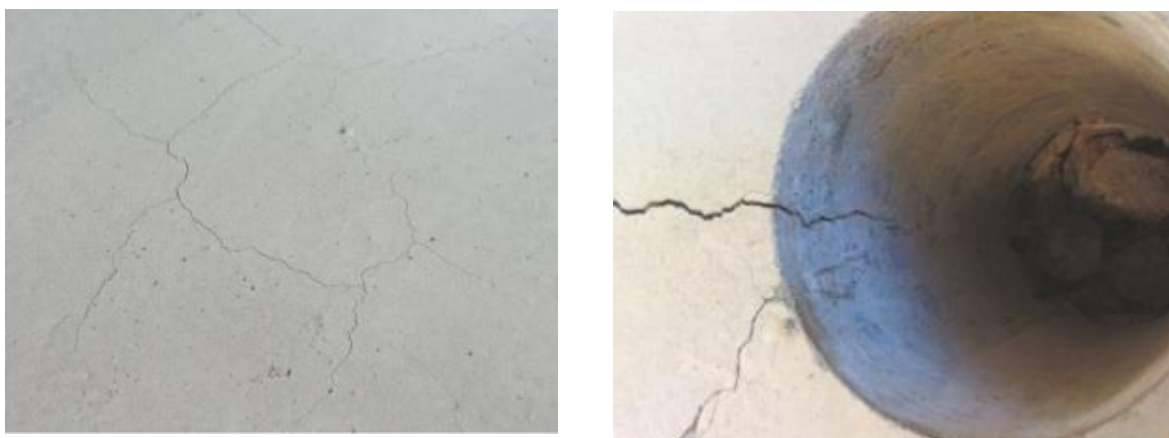
Oavsett årstid finns det alltid risk för krympsprickor. Den avgörande faktorn när det gäller krympning är hur mycket vatten som avgår från betongen och hur snabbt. Detta styrs främst av skillnaden mellan temperatur och fuktighet i luften och betongmassan. Det idealiska förhållandet är att betongen och luften har samma temperatur och att det är vindstilla. Detta sker dock mycket sällan. (Cementa, 2015)

Plastiska krympsprickor orsakas när vattnet avdunstar från den ny gjutna plastiska betongen. Detta ger upphov till sammandragande krafter och en volymminskning. Störst risk för sprickor är när temperaturen är hög och det är ett varmt och torrt klimat och avdunstningshastigheten är för hög. Men det finns även risk för plastiska krympsprickor om vädret är kallt och betongen är varm. (Löfgren, 2016)

Dessa sprickor är ofta stora (> 1 mm) och kan vara genomgåendegenom hela konstruktionen. Sprickorna uppträder inom några timmar och uppmärksammas oftast dagen efter gjutningen.

För att undvika att plastiska krympsprickor skall uppstå skall man skydda betongen, välja en betong med trög konsistent, hög stenhalt och låg vattenhalt. (Löfgren, 2016)

Ett betongrecept med hög andel finmaterial har större benägenhet att spricka om man inte skyddar den ny gjutna betongen genast och noga. Även tillsatsmedel som skall hålla betongen färsk längre kan ge ökad risk för sprickning och särskilt i kombination med nedkylning. Detta för att när betongens färska period förlängs, förlängs också tiden när obundet vatten kan avdunsta. (Cementa, 2015)

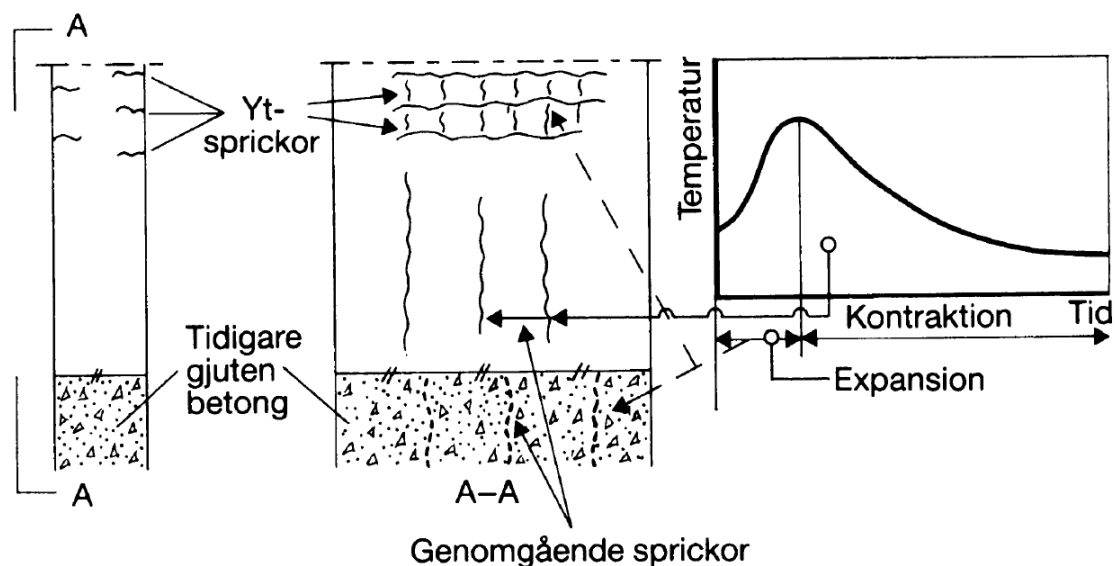


Figur 5. och 6. Bilder på plastiska krympsprickor. (Löfgren, 2016)

2.4 Temperatursprickor

Det finns två slags temperatursprickor, ytsprickor och genomgående sprickor. Ytsprickor uppstår när temperaturskillnaden mellan konstruktionens yta och inre delar blir för stor, medan genomgående sprickor kan bildas när temperaturförändringar i omgivningen förekommer samtidigt som betongen är rörelseförhindrad vilket orsakar inre tvångskrafter. (Johansson & Johansson, 2008)

Temperatursprickor kan delas upp i två kategorier beroende på inom vilken fas de har bildats. När den nygjutna betongens temperatur ökar på grund av hydration kallas fasen för expansionsfas. När den nygjutna betongen börjar svalna kallas fasen för kontraktionsfas. (Andersson, 2015). Ett diagram över när de olika sprickorna uppkommer vinnns i figur 7.



Figur 7. Beskrivning av när och hur temperatursprickor uppkommer. (Andersson, 2015)

När konstruktionens yta svalnar för att bli i samma temperatur som sin omgivning och innertemperaturen i betongen ökar på grund av att cementreaktionen avger värme kan ytsprickor bildas. När det sker som ovan nämnt bildas dragspänningar i ytan och tryckspänningar i mitten och när spänningarna överskrider betongens draghållfastheter spricker betongen. Ytsprickor förekommer oftast i konstruktioner som är grövre än 0,7 m, sprickorna är oregelbundna och relativt små (0,01-0,1 mm) och blir sällan djupare än 50 mm. (Johansson & Johansson, 2008) Illustration om var ytsprickor uppkommer finns i figur 7.

Genomgående sprickor kan även förekomma om betongen svalnar för snabbt efter härdning. När betongen svalnar sker en relaxion som minskar dragspänningarna som uppstår i konstruktionen på grund av krympning. Om betongen svalnar alltför snabbt hinner inte relaxionen ske i samma utsträckning och en genomgående spricka uppstår. Genomgående sprickor förekommer oftast i grova konstruktioner så som dammar. Men om betongen är rörelseförhindrad kan det även ske i konstruktioner med tjockleken 150-200 mm. Oftast uppkommer sprickorna vinkelrätt mot längdriktningen av konstruktionen. (Johansson & Johansson, 2008)

2.5 Krackelering

Krackelering är normalt endast ett estetiskt problem. När en betong krackelerar bildas ett sprickmönster på ytan av betongen. Sprickorna uppkommer på grund av att dragspänningar bildas av temperaturvariationer och krympning i betongen närmast ytan. Sprickmönstret som uppstår är ett oregelbundet mönster med varierande kant längd. Krackelering syns lättast på släta betongytor. (Aronsson & Larsson, 2007). Bild på hur en krackelerad yta kan se ut finns i figur 8.



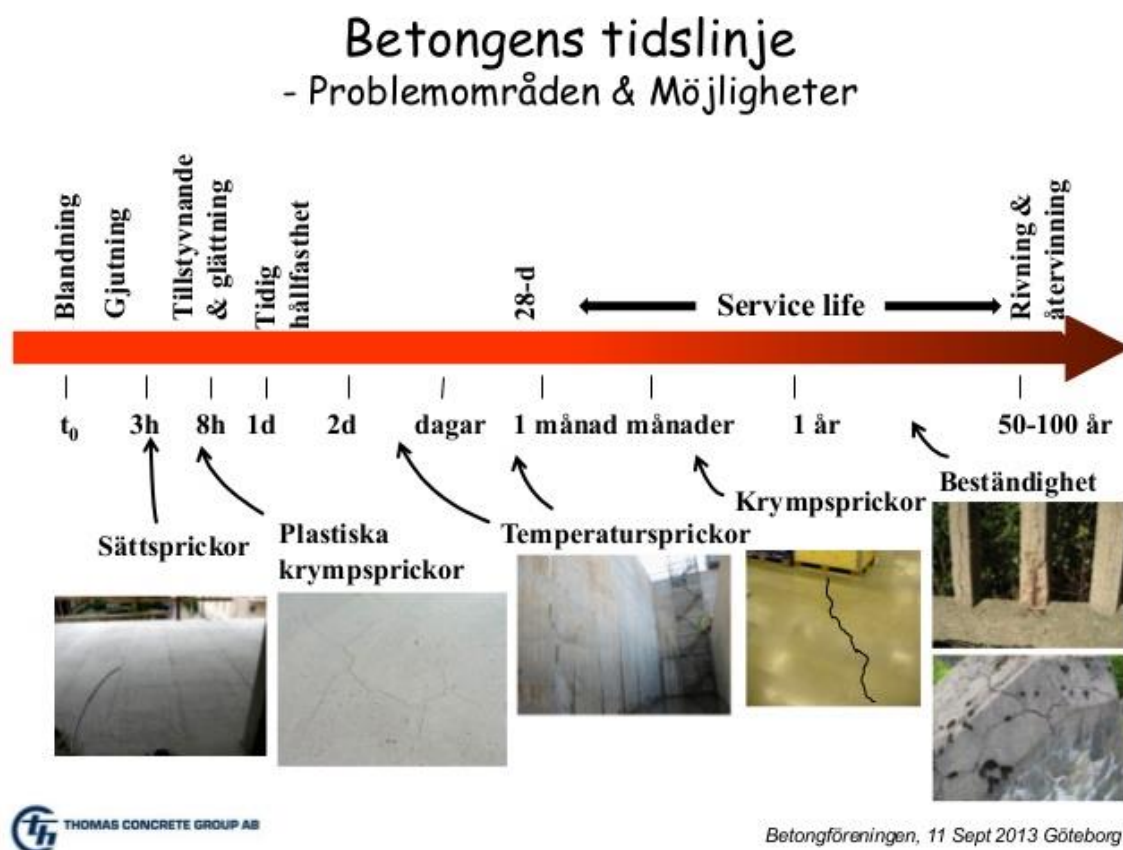
Figur 8. Krackelerad betong. (Eva-Marie, 2015)

2.6 Sprickor orsakade av formar

Om formarna rör sig efter att betongen har börjat stelna men inte hunnit härda tillräckligt för att kunna bära upp sin egen vikt, kan det orsaka sprickor. Formarna måste lämnas kvar tills betongen härdat så pass mycket att den kan bära upp sin egen vikt. Formarna bör även vara tillräckligt starka för att undvika att de böjs ut. (Andrews-Phaedonos, 2010)

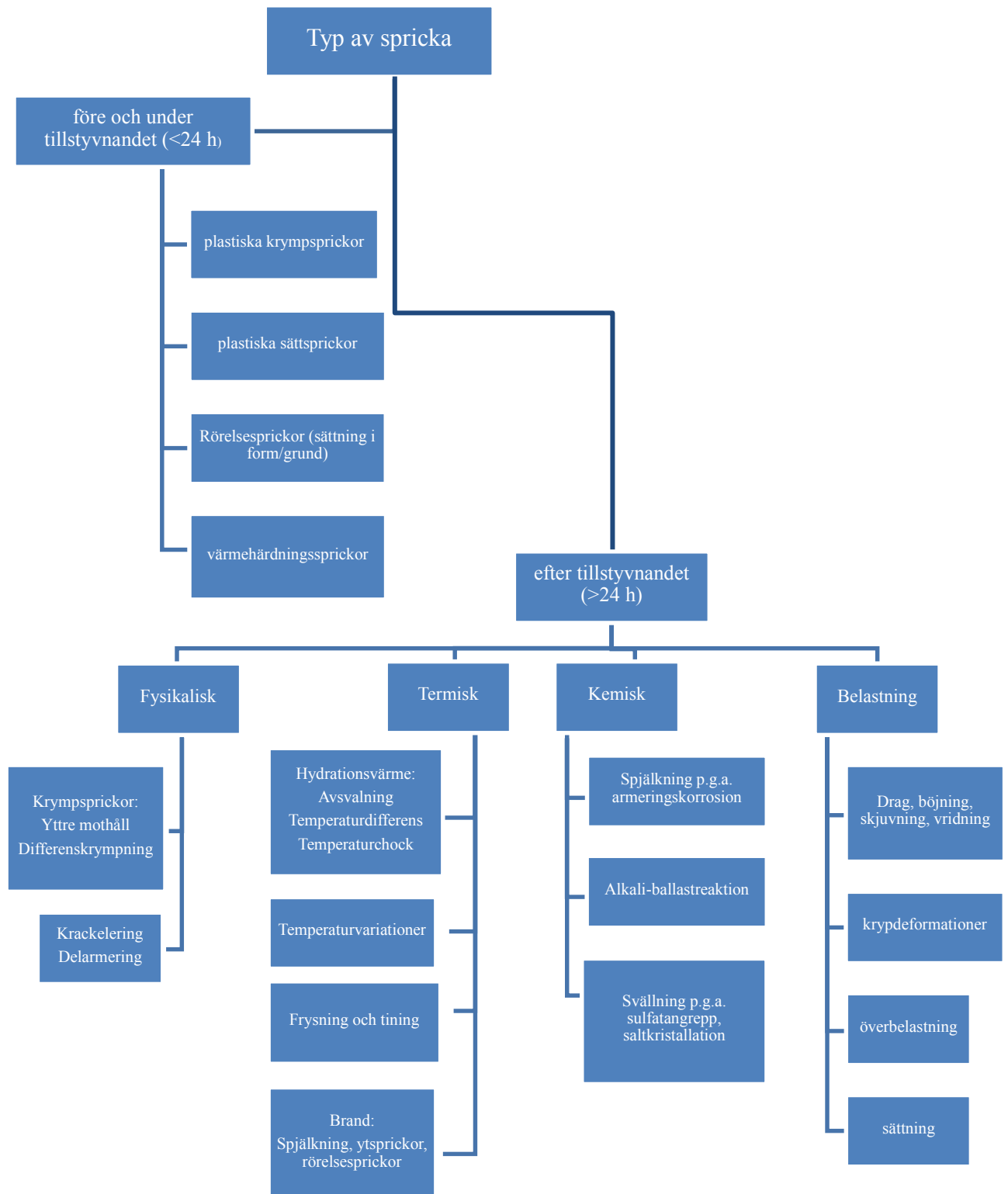
I figur 9. visas i vilket skede olika sprickor bildas. Speciellt i golv och i samband med större gjutningar spelar de första dygnet en mycket stor roll. Det är viktigt att se till att uttorkningen

inte sker för snabbt. Då byggnaden tas i bruk kan sprickor på grund av yttre laster uppstå. Storleken på dessa kan styras med olika metoder. Detta arbete koncentrerar sig på dessa senare typer av sprickor.



Figur 9. En bild över betongens tidslinje. (Löfgren, 2016)

Diagrammet på nästa sida visar olika typer av sprickor och orsakerna till dessa. I kolumnen längst till höger nämns sprickning på grund av belastning. Av dessa fall är sprickning på grund av moment och tvärkraft vanligt förekommande. Med formler kan sprickvidden uppskattas tillräckligt noggrant.



Figur 10. Indelning av sprickor i olika typer. (Löfgren 2013)

3. Faktorer som inverkar på sprickning

Faktorer som ytterligare inverkar på sprickning av betong kan vara karbonatisering som behandlas i kapitel 3.1. Det finns nationella bestämmelser över hur stora sprickor det får bli i betongen, där spelar exponeringsklasserna in, dessa behandlas i kapitel 4.

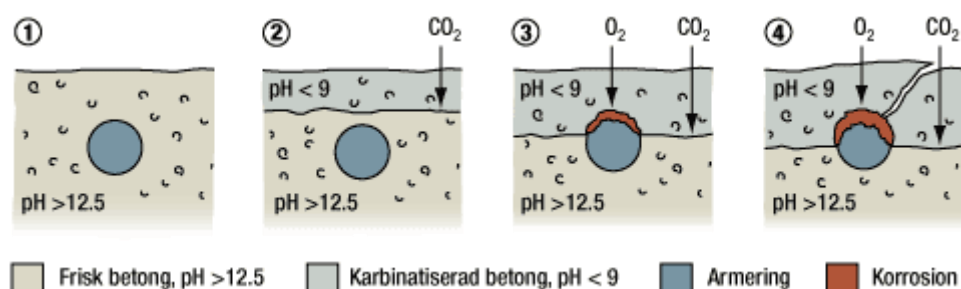
Sprickvidden behöver begränsas av flera orsaker. Följande egenskaper förbättras:

- skydd mot armeringskorrosion (oftast det viktigaste kriteriet)
- vattentäthet (till exempel i parkeringsdäck och balkonger)
- konstruktionens beständighet överhuvudtaget
- ljudisoleringen (till exempel i lägenhetsavskiljande väggar)
- utseende

När det gäller armeringskorrosion är forskarna oense om hur stor inverkan olika sprickvidder har för beständigheten. En stor sprickvidd ökar karbonatiseringshastigheten och är därför till nackdel för beständigheten. (Aronsson & Larsson, 2007)

3.1 Armeringens korrosion orsakad av karbonatisering

Sprickvidden begränsas för att bevara beständigheten och för utseendets skull. Sprickor snabbar på karbonatiseringen av betongen. Vid karbonatisering av betong sker en reaktion där koldioxid från luften tränger in i betongen och neutraliserar betongens pH värde (pH12,5). Betongens pH-värde är det som vanligtvis skyddar armeringen från korrosion, men när pH värdet neutraliseras och får ett pH-värde på 9 eller lägre, slipper syre lättare fram till armeringen och snabbar på korrosionen.



Figur 11. Illustration över hur karbonatiseringen fungerar. (korrosion u.å.)

När armeringen rostar ökar dess volym vilket leder till att betongen spjälks ut och betongen spricker. Dessa sprickor och armeringens korrosion försämrar betongkonstruktionens beständighet. En illustration av detta visas i figur 11. (Karbonatisering, 2016)

3.2 Armeringens korrosion orsakad av kloridinträngning

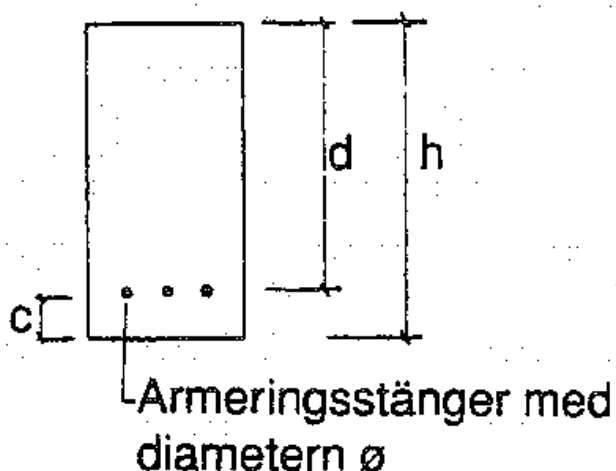
Kloridjoner från kloridhaltigt vatten tränger in i betongen. När tillräckligt mycket kloridjoner har nått fram till armeringen blir korrosion möjlig. Korrosion som har orsakats av kloridjoner sker först lokalt på stålet. Man får så kallad gropfrätning som sker mycket snabbt. Sådan korrosion är mycket farlig för armeringens tvärsnittsytta minskar snabbt utan att det syns på betongytan. Allmän ytkorrosion sker också på armeringen vilket leder till kraftig sprickbildning utmed armeringen. Ju högre pH-värdet är i betongen ju högre halt kloridjoner behövs för att korrosionen på armeringen skall kunna starta. (Fagerlund, 2011)

Tiden det tar för kloridinträngningen i betong att orsaka korrosion beror på tre huvudfaktorer. Den första faktorn är omgivningens koncentration av kloridjoner, det vill säga betongytans kloridbelastning. Den andra faktorn är betongens täthet mot kloridinträngning. Den tredje faktorn är kloridkoncentrationen vid armeringsytan som behövs för att korrosion skall kunna starta. (Fagerlund, 2011)

3.3 Täcksikt

Kraven på betongkonstruktioners livslängd och kvalitet är hög i dagens samhälle. Täcksiktets tjocklek, betongens täthet och frostbeständighet hör till de viktigaste faktorerna för att få en betong med lång livslängd och god beständighet. (Tammo, 2016). De parametrar som i huvudsak bestämmer täcksiktets täthet är vattencementtal och cementmängd. (Westberg, 2012)

Betongkonstruktioner har ett täckskikt (c) för att skydda armeringen inne i konstruktionen. Detta skikt kan ha olika tjocklek beroende på bland annat hurudan konstruktion som skall armeras, vilken den förväntade livslängden för konstruktionen skall vara eller vilka krav på vidhäftning som finns. (Gustavsson, 2012). Illustration över var täckskiktet finns visas i figur 12.



Figur 12. Med täckskikt c förstås måttet från tvärsnittets yta till det närmaste stålets yta.

Även stålsort och diameter på stålen inverkar på hur tjockt täckskiktet skall vara. Exponeringsklasser och i vilken miljö konstruktionen kommer att vara inverkar också på tjockleken på täckskiktet. (Gustavsson, 2012). Olika exponeringsklasser behandlas i kapitel 3.5.

Tjockleken på täckskiktet anges alltid som måttet in till den närmaste armeringen, oavsett om det är en rak stång, bygel eller ett armeringsnät. (Gustavsson, 2012) Närmast av historiska orsaker och på grund av olika klimatförhållanden anges täckskiktskraven i nationella bilagor för olika länder.

3.4 Sprickviddernas begränsningar

För utseendets skull har man begränsat sprickvidderna så att de inte direkt är synliga för blotta ögat. Man kallar dessa sprickor för hårsprickor. Dessa typer nedsätter inte beständigheten eller brukbarheten för konstruktionen. Som övre gräns i goda förhållanden används 0,4 mm. (Nykyri, 2013)

I EN1992-1-1 sätter man en gräns på vad sprickvidderna för långvarig last får vara i de olika exponeringsklasserna. Finlands nationella bilaga har strängare regler för sprickvidderna än EN1992-1-1, sista gruppen enligt Finlands nationella bilaga finns inte i EN1992-1-1. (Nykyri, 2013).

3.5 Ingående om de olika exponeringsklasserna

Tabell 1. Exponeringsklasser och sprickvidder enligt Finlands nationella bilaga.

Sprickvidd W_{max}
(mm)

Exponeringsklass	spännbetong	
	Långvarig lastkombination	vanlig lastkombination
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3	0,2
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2	dragspännings fritt tillstånd

I tabell 1. visas det vilken exponeringsklass som har vilken max sprickvidd för långvariga lastkombinationer och vilka kraven är för sprickvidderna på spännbetong.

I tabell 2. Som finns på följande sida visas vilka miljöer de olika exponeringsklasserna används för och vilka sorters konstruktioner eller användningsområden de befinner sig i. Exponeringsklasserna delas upp enligt vilken nedbrytningsmekanism det finns i de olika miljöerna. (Betongindustri, u.å.)

Tabell 2. Förklaring på i vilka miljöer de olika exponeringsklasserna gäller. (Betongindustri, u.å.)

Exponeringsklass	max vtc	Beskrivning av miljö	Exempel på konstruktioner- användningsområden
1. Ingen riska för korrosion eller angrepp			
X0		mycket torr	inomhus med mycket låg luftfuktighet. I torra uppvärmda lokaler
2. Korrosion orsakad av karbonatisering			
XC1	0,9	ständigt torr eller ständigt våt	Inomhus med låg luftfuktighet. Ständigt under Lästa våtvattenyta. Enbart kortvariga perioder av förhöjd luftfuktighet. Badrum i lägenheter. Vissa industri- och butikslokaler med verksamhet som kräver fukt. Ytertak, översida. Brogrundläggningar. Betongtunnelns utsida.
XC2	0,6	Våt, sällan torr	Utsatta för långvarig kontakt med vatten. <i>Många grundläggningar</i>
XC3	0,55	Måttligt fuktigt.	Grundläggningar med ibland ensidigt vattentryck. Betongkonstruktioner utomhus med ytor skyddade mot nederbörd. oskyddade mot fukt Betongkonstruktioner inomhus. med måttlig eller hög luftfuktighet i oisolerad byggnad <i>Torpargrund, fasader, pelare, undersida yttertak, balkongplattor, loftgångar, restaurangkök, livsmedels & processindustri, spannmålssilo, badhus - vissa delar, brobaneplatta -undersida, betongtunnlar -insida, parkeringsdäck/bjälklag (vertikala delar och undersida), skorstenar (nerde delen).</i>
XC4	0,55	Cykliskt våt och torr.	Ytor utsatta för kontakt med vatten (se XC2) mellan lägsta lågvattenyta och högsta högvattenyta. <i>Socklar. Underbyggnader på mark eller i vatten</i>
3. Korrosion orsakad av andra klorider än havsvatten			
XD1	0,45	Måttligt fuktigt.	Ytor utsatta för luftburna kloriderr. <i>Vissa industrilokaler, delar av broar och vägar som inte befinner sig i väg/tunnelmiljö.</i>
XD2	0,45	Våt, sällan torr	Ytor utsatta för industrivatten innehållande klorider <i>Simbassänger.</i>
XD3	0,4	Cykliskt våt och torr.	<i>Utsatta för tösalter eller kloridlösningar.</i> <i>Parkeringsdäck, översida bjälklag i p-hus/garage.</i> <i>Armerade betongbeläggningar, trappor utomhus.</i> <i>Vissa industrilokaler, översida broarna. Delar av Broar/tunnlar som befinner sig i väg/tunnelmiljö.</i>
4. Korrosion orsakad av klorider från havsvatten			
XS1	0,45	Salthaltig luft <u>ej</u> direktkontakt med havsvatten	utomhuskonstruktioner i kustnära läge med havsvatten. Delar av broar som inte hänförs till i XS3
XS2	0,45	Ständigt under vatten.	Delar av marina konstruktioner. <i>Delar av vägtunnlar. Delar av broar som <u>inte</u> hänförs till i XS3</i>
XS3	0,4	Tidsvatten, skvalp, stänkzon	Delar av marina konstruktioner. <i>Delar av broar som befinner sig i marin miljö. Delar av vägtunnlar.</i>

5. Angrepp av frysning/upptining med eller utan klorider.			
XF1	0,6	måttligt vattenutsatt <u>utan</u> tössalter	Vertikala ytor utsatta för regn eller frysning. Utomhus med större lutning än 30 grader. <i>Fasader, inomhus i oisolerade byggnader, utrymningsvägar samt uppvärmda och ventilerade sidoutrymmen i vägtunlar</i>
XF2	0,45	måttligt vattenutsatt <u>med</u> tössalter	Vertikala ytor utsatta för frysning. <i>Delar av broar under mark. Övrigt trafikutrymme i vägtunnlar</i>
XF3	0,55	Mycket vattenutsatt <u>utan</u> tössalter	Horisontella ytor utsatta för regn och frysning. Utomhus med <u>mindre</u> lutning än 30 grader. Konstruktioner i sötvatten med/utan ensidigt vattentryck eller utsatta för stänk/skvalp. <i>Vattenbassänger utomhus, balkong/loftgångar <u>utan</u> risk för saltning, dammkonstruktioner, delar av broar som inte befinner sig i vägmiljö</i>
XF4	0,45	Mycket vattenutsatt <u>med</u> tössalter	Ytor direkt utsatta för stänk av avisningsmedel eller skvalpzin i saltvatten med frysning <i>Parkeringsäck och bjälklag i p-hus utomhus. Garageinfarter, markbetong, betongbeläggningar, trappor/ramper utomhus, avisade loftgångar, golv i virkestorkar, överyta brobana, delar av broar/vägtunnlar som befinner sig i vägmiljö</i>
6. kemiskt angrepp			
XA1	0,5	Obetydligt kemiskt angripande	<i>Vissa delar av lantbruks- och industribyggnader</i>
XA2	0,45	Måttligt kemiskt angripande	<i>Konstruktioner i aggressiv mark eller grundvattenmiljö. Vissa delar av lantbruks- och industribyggnader, skorstenar (övre delen), virkestorkar, ventilationsutrymme för avgasluft i vägtunlar</i>
XA3	0,4	Starkt kemiskt angripande	<i>Vissa delar av lantbruks- och industribyggnader, industrispillvattenanläggningar. Konstruktioner utsatta för gödningsämnen, skorstenar (övre delar)</i>

4. Vattentät betong

Vattentäta konstruktioner behövs till exempel när man bygger dammar, tunnlar och simbassänger. Vattentät betong är en betong som kan stå emot vattnets färd genom en konstruktion när det finns ett vattentryck från ena sidan. (Backström 2011). Maximal tillåten sprickvidd för vattentäta konstruktioner är 0,2 mm. (Boverket, 2004). För att vara säker och för att garantera vattentätheten är kravet i många fall att sprickning inte får ske. Sprickning inträffar inte om betongen hela tiden är tryckt. Detta åstadkoms i spännbetongkonstruktioner genom efterspanning.

Betongens vattentäthet beror på proportionerna i betongmassan, så som mängden vatten i förhållande till cement och ballast. Samt hur omsorgsfullt arbetet utförs. (Gustavsson, 2012)

Definitionen på vattentät betong är att vatteninträningen inte överskrider 50 mm när provkroppen utsätts för ett 0,8 MPa vattentryck från ena sidan under 24 timmar. Detta kan uppnås om betongen har ett vattencementtal som är högst 0,60 och har en hög finmaterialhalt. (Gustavsson, 2012) Detta innebär att sprickning inte kan tillåtas om kravet är vattentät betong

5. Dimensionering av sprickvidd

Eurokoderna har tagits fram för att få den interna handeln att löpa bättre inom Europa. Konstruktionsplaneringen och kvaliteten har också standardiserats med hjälp av dessa. I större projekt mellan flera företag blir samverkan effektivare när man har samma standarder. Eurokoderna är gemensamma för hela Europa, men det har getts möjlighet för länderna att i vissa fall ha egna värden, metoder eller parametrar vid dimensionering. Dessa egna värden ges i den nationella bilagan. (Tuomela, 2015)

I detta kapitel beskrivs formler som behövs för att beräkna sprickvidden för en betongbalk. Formlerna är tagna ut EN1992-1-1 och Leskeläs bok. Beräkningsexempel med dessa formler tillämpade för balk och platta finns som bilagor. Beräkningsexemplen är räknade på samma vis som mitt kalkylblad i Excel.

Sprickvidden fås ur:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (\text{EC:7.8})$$

där avståndet mellan huvudsprickorna $s_{r,max}$ bestäms med formel

$$s_{r,max} = k_3c + k_1k_2k_4\phi_{eq}/\rho_{p,eff} \quad (\text{EC:7.11})$$

I formeln förekommer ekvivalent diameter ϕ_{eq} som fås ur

$$\phi_{eq} = \frac{n_1\phi_1^2 + n_2\phi_2^2}{n_1\phi_1 + n_2\phi_2} \quad (\text{EC:7.12})$$

I tvärsnittet finns n_1 stänger med diametern \emptyset_1 och n_2 stänger med diametern \emptyset_2 . Övriga parametrar:

c = dragstålens täckskikt

k_1 = en koefficient som beaktar stålets vidhäftningsegenskaper

där 0,8 används för vanliga kamstål

där 1,6 för släta stål

k_2 = koefficient som beaktar om det är böjning eller enbart dragkraft som verkar

= 0,5 om det är frågan om ren böjning

= 1,0 om det är frågan om axiell dragkraft

k_3 = empirisk koefficient, rekommenderat värde 3,4

k_4 = empirisk koefficient, rekommenderat värde 0,425

$\rho_{p,eff}$ = förhållandet mellan stålarea A_s och effektiv dragen betongtvärsnittsytan $A_{c,eff}$

ε_{sm} = dragstålens töjning vid spricka

ε_{cm} = betongens töjning på samma avstånd från neutralaxeln som dragstålen

Töjningsdifferensen $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ beräknas med formel

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (\text{EC:7.9})$$

där

σ_s = dragspänningen i stålen vid spricka på grund av momentet

α_e = är förhållandet mellan elasticitetsmodulerna E_s/E_{cm}

$\rho_{p,eff}$ = relativ armeringsmängd enligt formel $A_s/A_{c,eff}$

k_t = koefficient som beror på lastfall (Backström, 2011)

= 0,6 vid kortvarig last

= 0,4 vid långvarig last

Kantspänningarna i osprucket tvärsnitt bestäms med den klassiska hållfasthetslärans formler. För sprucket tvärsnitt kan kantspänningarna beräknas då neutralaxelns läge $x=k_x \cdot d$. Spänningar på grund av moment i rektangulärt tvärsnitt fås enligt (Leskelä, 2005)

$$\sigma_c = - \frac{M}{0,5bd^2k_x \left(1 - \frac{k_x}{3}\right) + \alpha_e A_{sc} (d - d_c) \frac{k_x - \frac{d_c}{d}}{k_x}}, k_x = \frac{x}{d}$$

där

M = moment i brukstillstånd

b = tvärsnittets bredd

d = tvärsnittets effektiva höjd

k_x = Neutralaxelns relativa läge

α_e = förhållandet mellan elasticitetsmodulerna E_s/E_{cm}

A_{sc} = tryckstålsarean

d_c = avstånd från tryckstålets tyngdpunkt till tryckt kant

Stålets dragspänning σ_s (Leskelä, 2005)

$$\sigma_s = \sigma_c \left(0,5 \frac{k_x}{\rho} + \alpha_e \frac{A_{sc}}{A_s} \frac{k_x - \frac{d_c}{d}}{k_x} \right)$$

där

A_s = dragstålsarea

ρ = relativ dragstålsarea

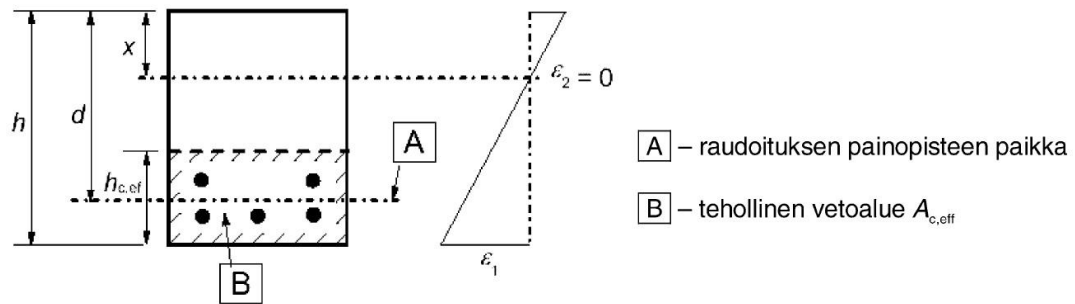
restrerande kan man se i föregående formel

För tvärsnitt utan tryckarmering förenklas formlerna till (Leskelä, 2005)

$$\sigma_c = - \frac{2M}{bd^2k_x \left(1 - \frac{k_x}{3}\right)}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_c k_x}{2 \rho} = \frac{M}{A_s d \left(1 - \frac{k_x}{3}\right)}$$

Neutralaxelns läge (Leskelä, 2005)



Figur 13. Beteckningar för beräkning av effektiv dragen betongtvärsnittsytan $A_{c,eff}$. Neutralaxeln är x på bilden, (EN1992-1-1, 7.3.2 bild 7.1)

$$(EI)_{II} = E_s A_s d^2 (1 - k_x)^2 + E_s A_{sc} d^2 \left(k_x - \frac{d_c}{d} \right) + \frac{k_x^3}{3} b d^3 E_{cm}$$

där

E_s = stålets elasticitetsmodul

E_{cm} = betongens elasticitetsmodul

Neutralaxelns relativa läge vid spricka bestäms ur

$$k_x = \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_e^2 + 2(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d}) \alpha_e - (\rho + \rho_c) \alpha_e}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd}; \rho_c = \frac{A_{sc}}{bd}; \alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

där

ρ = relativ dragstålsarea

ρ_c = relativ tryckstålsarea

Böjstyvhets för rektangulärt osprucket tvärsnitt (Leskelä, 2005)

$$x_c = \frac{h^2 + 2(d_c d \rho_c + d^2 \rho)(\alpha_e - 1)}{2(h + d(\alpha_e - 1)(\rho_c + \rho))}$$

$$I_c = b \left(\frac{h^3}{12} + h \left(\frac{h}{2} - x_c \right)^2 + d^3 (\alpha_e - 1) \left(\rho \left(1 - \frac{x_c}{d} \right)^2 + \rho_c \left(\frac{x_c}{d} - \frac{d_c}{d} \right)^2 \right) \right)$$

$$(EI)_c = E_{cm} I_c$$

Den dragna betongtvärsnittsarean $A_{c,eff}$ som förekommer i formeln för $\rho_{p,eff}$ bestäms ur

$$A_{c,eff} = h_{c,eff}b \quad [EC:7.3.2. (2)]$$

Det dragna betongtvärsnittets höjd $h_{c,eff}$ bestäms med formel

$$h_{c,eff} = \min \left\{ 2,5(h - d); \frac{h - x}{3} \right\}$$

6. Kalkylen

I följande avsnitt beskrivs vad kalkylen gör, dess uppbyggnad och vad man måste ha för förhandsuppgifter före man börjar använda det. De fält som är mörkgula skall man själv fylla i uppgifter som är specifika för den balken. De fält som är ljusgula är standardvärden och kommer därför antagligen att lämna så som de är, men de kan fortfarande ändra. Alla vita fält skall man inte röra för där räknas något ut. Beräkningsexempel utfört med samma formler som i kalkylen finns som bilagor.

6.1 Förhandsuppgifter

För att kalkylen skall kunna räkna ut om en betongbalk spricker eller inte skall man fylla i värden man vet sen tidigare. Kalkylen räknar ut hur stora sprickorna blir och resultatet lyser rött eller grönt beroende på om sprickvidden överskrider gränsen för max sprickvidd eller inte.

Betongens cylinderhållfasthet och stålets sträckgräns är det första man skall fylla i input rutan. Efter dessa skall man ha balkens höjd och bredd. Man skall även ha momentet i undersökt tvärsnitt på grund av nyttolast och egenvikt. Täcksikt till huvudstålets yta är även sådant som måste fyllas i programmet. Antal drag- och tryckstål och deras diameter och till sist vilken den maximalt tillåtna sprickvidden för de olika exponeringsklasserna är. Hur det ser ut i kalkylen ser man i figur 14 på nästa sida.

Inputvärden	symbol	värde	enhet	i EC2
betongens cylinderhållfasthet	fck	35	Mpa	
Stålets sträckgräns	fyk	500	Mpa	
Tvärsnittets bredd	b	0,38	m	
Tvärsnittets höjd	h	0,68	m	
Moment i undersökt snitt pga egenvikt g	Mg	250	kNm	
Moment i undersökt snitt pga nyttolast q	Mq	100	kNm	
Täckskikt fram till huvudstålets yta	c	38	mm	
Antal dragstål	n1	4	st	
Ståldiameter för dragstål	Ø1	25	mm	
Antal tryckstål i tvärsnittet	nc	2	st	
Ståldiameter för tryckstål	Øc	20	mm	
Tillåten sprickvidd enligt tabell	wmax	0,3		tab. 7.1
kryptal	φ	1,5		

Figur 14. Rutan för inputvärden.

En tabell med de olika exponeringsklassernas gränsvärden och en tabell med k värden finns i kalkylen för att underlätta ifyllningen av dessa. Sen finns även stålets elasticitetsmodul, nyttolastens långvariga andel, kryptal och avståndet från tryckstålets tyngdpunkt till tryckt kant att fylla i rutan för defaultvärden. Hur detta ser ut i kalkylen ser man i figur 16 på följande sida.

6.2 Kalkylbladets innehåll

För att det lättare skall gå att se varifrån formlerna kommer som har använts i räknandet så finns det hänvisningar till EN1992-1-1 i en skild spalt. Alla formler har inte en hänvisning till eurokoderna när de inte finns någon formel för dom där utom endast en förklaring på vad det är.

Som hjälp för att få fram kalkylbladet har jag använt mig av undervisningsmaterial vi har i kursen betongkonstruktioner två, eurokoderna samt Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja BY 211 där jag har studerat ett antal exempel och sedan skrivit in formlerna i Excel. I exemplet i boken upptäckte jag att det fanns ett fel, vid bestämning av töjningsdifferensen mellan armeringen och betongen har man använt fel α_e .

För att underlätta förståelsen för vad olika celler gör, finns det en rubrik ovanför som berättar om hurdana värden som skall fyllas i eller hurdana värden som till sist räknas ut.

I rutan som syns i figur 14. skall man fylla i värden man vet från tidigare som är specifika för balken som skall räknas. Värden för exponeringsklassens värden för balkens w_{max} får man enkelt ur övre tabellen som syns i figur 15.

Sprickvidd W_{max} (mm)	förklaring på vad de olika exponeringsklasserna står för finns i EC tab. 4.1	
Exponeringsklass	Spännbetong	
	Långvarig lastkombination	vanlig lastkombination
X0, XC1	0,4	0,2
XC2, XC3, XC4, XD1, XS1	0,3	0,2
XD2, XD3, XS2, XS3	0,2	dragspännings fritt tillstånd
OBS! Enligt Eurocoderna har XD2, XD3, XS2 och XS3 värdet 0,3 Tabellen ovan är enligt Finlands nationella normer		
k3 = empirisk koefficient, rekommenderat värde 3,4 k4 = empirisk koefficient, rekommenderar värde 0,425 k1 = koefficient som beaktar stålets vidhäftningsegenskaper: = 0,8 för vanliga kamstål = 1,6 för släta stål k2 = koefficient som beaktar om det är böjning eller enbart dragkraft: = 0,5 om det är frågan om ren böjning = 1,0 om det är frågan om axiell dragkraft		

Figur 15. Tabeller för w_{max} och k värden.

Defaultvärden				
Vidhäftningskoefficient	k1	0,8		7.3.4 (3)
koefficient som beaktar belastningstyp	k2	0,5		7.3.4 (3)
empirisk koefficient	k3	3,4		7.3.4 (3)
empirisk koefficient	k4	0,425		7.3.4 (3)
koefficient k_t för kortvarig last	k_{t1}	0,6		7.3.4 (2)
koefficient k_t för långvarig eller dyn. Last	k_{t2}	0,4		7.3.4 (2)
stålets elasticitetsmodul	E_s	200000	Mpa	
nyttolastens långvariga andel	ψ_2	30 %		

Figur 16. Rutan för defaultvärden.

I figur 16. skall man fylla i värden för de olika koefficienterna. k1-k4 finns listade i den nedre rutan med de övriga är standard värdena. Denna ruta finns i ett separat blad i Excel för att uträkningen ska vara så rätlinjig som möjligt.

10	kontroll ruta för Mg och Mq			
11	linjelast pga egenvikt	g	5,5 kN/m	
12	linjelast pga nyttolast	q	2,5 kN/m	
13	balkens spännvidd	L	4,8 m	
14	max moment pga egenikt	Mg	15,84 kNm	
15	max moment pga nyttolast	Mq	7,2 kNm	
16				

Figur 17. Kontroll ruta för momentvärden.

Värdena som finns i kontrollrutan i figur 17. finns endast för att räkna ut Mg och Mq, men används inte i någon fortsatt uträkning. Värdena kommer inte att stämma om man inte har ett givet värde för balkens linje last på grund av egenvikt och nyttolast, samt balkens spännvidd. Men kan vara till stor nytta om man måste räkna ut Mg och Mq. Denna ruta finns på samma separata blad som rutan för defaultvärden.

8	Gemensamma värden			
9	tvärsnittets effektiva höjd	d	0,630 m	
10	avstånd från tryckt kant till tryckstålens tp.	dc	0,048 m	
11	betongens tryckhållfasthet i medeltal	fcm	43 Mpa	tab 3.1
12	betongens effektiva draghållfasthet = fctm	fct_eff	3,2 Mpa	
13	betongens kortvariga elasticitetsmodul	Ecm	34077 Mpa	tab 3.1
14	betongens långvariga elasticitetsmodul	Ecm2	13631 Mpa	
15	dragstålsarea	Ast	1963 mm ²	
16	tryckstålsarea	Asc	628 mm ²	
17	relativ dragstålsarea	ρ	0,00821	
18	relativ tryckstålsarea	ρc	0,00263	
19	sprickmoment	Mcr	94,0 kNm	
20	ekvivalent ståldiameter	Øeq	25,0 mm	(7.12)
21				

Figur 18. Gemensamma värden för beräkning av sprickvidd för kortvarig och långvarig last.

I rutan som räknar de gemensamma värdena för när man räknar ut sprickvidden för både kortvarig och långvarig last presenteras i figur 18. Dessa värden räknas ut från de tidigare givna värdena i rutorna för inputvärden och defaultvärden. Den ekvivalenta såldiametern behöver endast räknas om dragstålet har två olika diametrar.

49	sprickbredd pga kortvarig last			
50	kortvarigt moment i brukstillstånd	Mk1	225	kNm
51	förhållandet mellan elasticitetsmodulerna	$\alpha e1$	5,87	7.3.4 (2)
52	neutralaxelns relativa läge	kx1	0,252	
53	dragen betongtvärsnittsyta, höjdmått	hceff1	133	mm
54	relativ effektiv dragstålsarea	ρ_{eff1}	0,02925	(7.10)
55	betongens kantspänning vid trykt kant	$\sigma c1$	18,60	MPa
56	stålens dragspänning vid spricka pga Mk1	$\sigma s1$	324	MPa
57	töjningsdifferens mellan armering och betong	$\epsilon_{sm1} - \epsilon_{cm1}$	0,001363	(7.9)
58	sprickavstånd i medeltal	s_rmax1	275	mm
59	sprickbredd enligt EC2	wks1	0,37	mm

Figur 19. Beräkningsruta för kortvarig last.

Rutan för beräkning av sprickvidd med kortvarig last, som visas i figur 19, räknar ut den slutliga sprickvidden för en balk som är belastad med en kortvarig last.

61	Sprickbredd pga långvarig last			
62	långvarigt moment	Mk2	158,50	kNm
63	förhållandet mellan elasticitetsmodulerna	$\alpha e2$	14,67	7.3.4 (1)
64	neutralaxelns relativa läge	kx2	0,365	
65	dragen betongtvärsnittsyta, höjdmått	hceff2	129	mm
66	relativ effektiv dragstålsarea	ρ_{eff2}	0,02997	(7.10)
67	betongens kantspänning vid trykt kant	$\sigma c2$	9,07	MPa
68	stålens dragspänning	$\sigma s2$	232	MPa
69	töjningsdifferens mellan armering och betong	$\epsilon_{sm2} - \epsilon_{cm2}$	0,000852	(7.9)
70	sprickavstånd i medeltal	s_rmax2	254	mm
71	sprickbredd enligt EC2	wks2	0,22	mm
72				

Den slutliga sprickvidden som man jämför med w_{max} som är maximala sprickvidden för de olika exponeringsklasserna, räknas i rutan för beräkning av sprickvidd på grund av långvarig last som visas i figur 20. Cellen som i figuren lyser grönt börjar lysa rött om sprickvidden överskrider den max tillåtna sprickvidden.

7. Resultattolkning

Resultatet av detta slutarbete blev ett fungerande Excelprogram som räknar ut sprickvidden för en betongbalk på två olika sätt. Den ena metoden beaktar tryckstål och beräknar sprickvidd både för kortvarig och långvarig last. Den andra beräknar sprickvidden för tvärsnitt utan tryckarmering som belastas med långvarig last. Man kan konstatera att båda metoderna ger ungefär samma resultat. Användning av tryckstål har ytterst liten inverkan på uppkommande sprickvidd. Programmet fungerar också för beräkning av plattor, om man beaktar dem som en meter breda balkar. Programmet kan tillämpas på kontinuerliga balkar och plattor i tvärsnitt med kända moment och känd armering.

Målet med examensarbetet var att göra ett program som räknar ut sprickvidden för en betongbalk. Examensarbetet har även en allmän del som behandlar varför betongen spricker och vad man kan göra för att hindra eller minska på sprickbildningen.

Jag själv har lärt mig mycket om varför betong spricker och hurdana sprickor som uppkommer i betongen. Jag har även lärt mig teorier om vad man kan göra för att minska sprickbildningen i betong eller helt undvika vissa sorters sprickor. Framförallt har det kommit fram att betong alltid spricker, bara mer eller mindre spricker det. Alla sprickor uppkommer under olika faser under betongens härdning, vissa genast efter gjutning och vissa sorters sprickor först efter några år. Även mina kunskaper inom programmet Excel har ökat avsevärt.

Under arbetets gång har jag fått bra stöd både från skolans och företagets handledare, det har varit enkelt att gå in och fråga när jag har fastnat någonstans eller när jag inte förstått den finska som har använts i böckerna jag använt som källor.

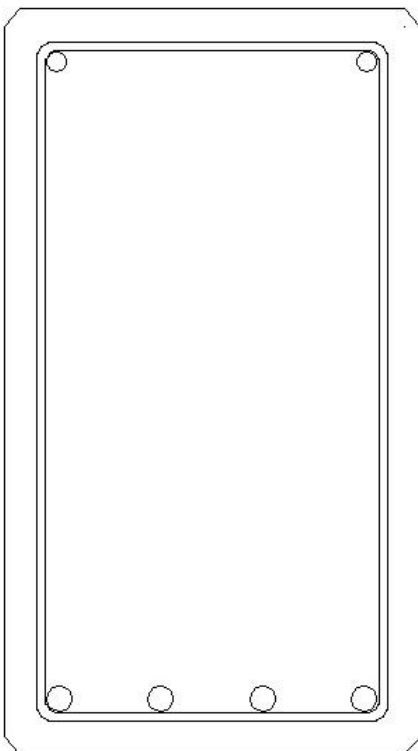
Hittade även ett fel i ett beräkningsexempel i en av böckerna, detta fel satt jag och skolans handledare Allan Andersson länge och funderade över, hur mina två beräkningsmetoder kunde skilja sig så mycket från varandra. Sist och slutligen upptäckte jag felet när jag satt och ändrade värdena i mina två beräkningsmodeller. Men problemet slutar inte med att jag satte in rätt α_e i uträkningarna från Nykyris bok. Svaren skiljer sig ännu från varandra men nu mycket lite och inte alltid.

Källförteckning

- Aronsson, F. Larsson, O. (2007). *Sprickvidd nära armeringsjärn i betongbalkar*. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Andersson, V. (2015) *Temperatursprickor I betong, Metodutveckling för sprickbegränsning och uppföljning av uppsprickning i en tunnelkonstruktion*. Stockholm: KTH vetenskap och konst
- Andrews-Phaedonos, F. (2010). *Cracks in concrete - technical note no. 38*. Victoria: VicRoads.
- Backström, O. (2011). *Vattentätt betongarbete vid Hopeakivenlahden reningsverk*. Vasa: Yrkeshögskolan Novia.
- Boverket. (2004). *Boverkets handbok om betongkonstruktioner BBK 04*. Sverige: Boverket.
- Eva-Marie. (2015). *evamariesatelje.blogg.se*.
<http://evamariesatelje.blogg.se/category/betong.html> (hämtad 02.03.2016)
- Betongindustri. (u.å.) Exponeringsklasser
<http://www.betongindustri.se/sites/default/files/assets/document/exponeringsklasser.pdf> (hämtat 12.02.2016)
- Fagerlund, G. (2011). *Ytreparatoin av betongkonstruktioner*. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Gustavsson, P. (2012). *Betongarbete*. Stockholm.
- Johansson, T. Johansson, D. (2008). *Betongtäcksiktets inverkan på sprickreducerad korrosion*. Lund: Lunds Tekniska Högskola.
- Karbonatisering. (u.å.). <http://www.nsiab.com/concretepro/karbonatisering.php> (hämtat 04.02.2016)
- Leskelä, M. V. (2005). *BY 210 Betonirakenteiden suunnittelu ja mitoitus*. Helsingfors: Suomen betoniyhdistys r.y.
- Löfgren, I. (u.å.). *Betong för industrigolv: senaste rön inom materialteknik*.
<http://betongforeningen.se/db/jubileum/dokument/13803.pdf> (hämtat 12.02.2016)
- Nykyri, P. (2013). *BY 211 Betonirakenteiden suunnittelun oppikirja*. Helsingfors: suomen betoniyhdistys.
- Eurokoodi 2 (2005). *Betonirakenteiden suunnittelu osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt [SFS-EN 1992-1-1 + AC]*.
- Tammo, K. (2010). *Sprickvidder och deras inverkan på beständigheten*.
http://www.cbi.se/objfiles/1/Sprickvidderoch_2047254545.pdf (hämtat 12.02.2016)
- Tuomela, B. (2015). *Dimensionering av grundsula enligt Eurocod*. Vasa: Yrkeshögskolan Novia.
- Westberg, B. (2012). *Svenska betongföreningens handbok till Eurokod 2 (volym 1 och 2)*. Stockholm: Betongföreningen.

Beräkningsexempel för balk

Beräkna sprickvidden för betongbalken.



C35/45-2

A500HW

XC2

$h = 680 \text{ mm}$

$b = 380 \text{ mm}$

$c = 38 \text{ mm}$

dragstål: 4 T 25

tryckstål: 2 T 20

byglar: T 8 c 200

Moment pga egenvikt $M_g = 250 \text{ kNm}$

Moment pga nyttolast $M_q = 100 \text{ kNm}$

effektiv höjd:

$$d = h - c - \frac{\phi_1}{2} = 680 - 38 - \frac{25}{2} = 630 \text{ mm}$$

dragstålsarea:

$$A_{st} = n_1 \frac{\phi_1^2}{4} \pi = 4 * \frac{25^2}{4} * \pi = 1963 \text{ mm}^2$$

tryckstålsarea:

$$A_{sc} = n_c \frac{\phi_c^2}{4} \pi = 2 * \frac{20^2}{4} * \pi = 628 \text{ mm}^2$$

relativ dragstålsarea:

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{1963}{380 * 630} = 0,00821$$

relativ tryckstålsarea:

$$\rho_c = \frac{A_{sc}}{bd} = \frac{628}{380 * 630} = 0,00263$$

Materialegenskaper:

armeringen:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

betongens tryckhållfasthet:

$$f_{ck} = 35 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 43 \text{ MPa}$$

betongens draghållfasthet:

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

betongens elasticitetsmoduler:

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) = 34077 \text{ MPa} \quad (\text{den kortvariga elasticitetsmodulen})$$

$$E_{cm2} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = 13631 \text{ MPa} \quad \varphi = 1,5 \quad (\text{den långvariga elasticitetsmodulen})$$

Sprickmoment för balken:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{1}{6} b h^2 = 94 \text{ kNm}$$

ekvivalent ståldiameter:

$$\varnothing_{eq} = \frac{n_1 \varnothing_1^2 + n_2 \varnothing_2^2}{n_1 \varnothing_1 + n_2 \varnothing_2} = 25 \text{ mm}$$

detta måste man räkna om
man har två olika diametrar på
dragstålen

Sprickvidd pga kortvarig last:

kortvarigt moment i brukstillstånd:

$$M_{k1} = M_g + M_q = 250 \text{ kNm} + 100 \text{ kNm} = 350 \text{ kNm}$$

förhållandet mellan elasticitetsmodulerna:

$$\alpha_{e1} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{34077 \text{ MPa}} = 5,87$$

neutralaxelns relativa läge:

$$\begin{aligned} k_{x1} &= \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_{e1}^2 + 2 \left(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d} \right) \alpha_{e1} - (\rho + \rho_c) \alpha_{e1}} \\ &= \sqrt{(0,00821 + 0,00263)^2 * 5,87^2 + 2 * \left(0,00821 + 0,00263 * \frac{0,048\text{m}}{0,630\text{m}} \right) * 5,87} \\ &\quad - (0,00821 + 0,00263) * 5,87 = 0,257 \text{ mm} \end{aligned}$$

Höjden på den dragna betogtvärsnittsytan:

$$h_{c,eff1} = \text{Min} \left[2,5(h - d); \frac{h - k_{x1}d}{3}; \frac{h}{2} \right] = \left[2,5 * (680 - 630); \frac{680 - 0,257 * 630}{3}; \frac{680}{2} \right]$$

$$h_{c,eff1} = \text{Min}[126; 173; 340] = 126$$

Den relativa dragstålsarea:

$$\rho_{eff1} = \frac{A_{st}}{bh_{c,eff1}} = \frac{1963}{380 * 126} = 0,04093$$

betongens kantspänning vid tryckt kant:

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= \frac{M_{k1}}{0,5bd^2k_{x1}\left(1 - \frac{k_{x1}}{3}\right) + \frac{\alpha_{e1}A_{sc}(d - d_c)\left(k_{x1} - \frac{d_c}{d}\right)}{k_{x1}}} \\ \sigma_{c1} &= \frac{0,35 \text{ MNm}}{0,5 * 0,38 * 0,630^2 * 0,257 * \left(1 - \frac{0,257}{3}\right) + \frac{5,87 * 0,000628 * (0,630 - 0,048) * \left(0,257 - \frac{0,048}{0,630}\right)}{0,257}} \end{aligned}$$

$$\sigma_{c1} = 18,2 \text{ MPa}$$

Stålets dragspänning vid spricka på grund av M_{k1} :

$$\begin{aligned}\sigma_{s1} &= \sigma_{c1} \left(0,5 * \frac{k_{x1}}{\rho} + \alpha_{e1} \left(\frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \left(\frac{k_{x1} - \frac{d_c}{d}}{k_{x1}} \right) \right) \\ &= 21,15 * \left(0,5 * \left(\frac{0,257}{0,00821} \right) + 5,87 * \left(\frac{628}{1963} \right) * \frac{0,257 - \left(\frac{0,048}{0,630} \right)}{0,257} \right) = 309,4 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Töjningsdifferens mellan armering och betong:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1} &= \frac{\sigma_{s1} - k_{t1} \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff1}} \right) (1 + \alpha_{e1} \rho_{eff1})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \\ &= \frac{309,4 - 0,6 * \left(\frac{3,2}{0,04093} \right) * (1 + 5,87 * 0,04093)}{200000} \geq 0,6 * \frac{309,4}{200000} \\ &= 0,001255 \geq 0,000928 \rightarrow 0,001255\end{aligned}$$

Sprickavstånd i medeltal:

$$\begin{aligned}s_{r,max1} &= k_3 c + k_1 k_2 k_4 \left(\frac{\sigma_{s1}}{\rho_{p,eff1}} \right) = 3,4 * 38 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \left(\frac{25,0}{0,04093} \right) \\ s_{r,max} &= 233 \text{ mm}\end{aligned}$$

sprickvidd för balk belastad med kortvarig last:

$$w_{ks1} = s_{r,max1} \varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1} = 233 \text{ mm} * 0,001255 = 0,29 \text{ mm}$$

Sprickvidd pga långvarig last:

Långvarigt sprickmoment i brukstillstånd:

$$M_{k2} = M_g + \psi_2 M_q = 250 + 0,3 * 100 = 280 \text{ kNm}$$

Förhållandet mellan elasticitetsmodulerna:

$$\alpha_{e2} = \frac{E_s}{E_{cm2}} = \frac{200000}{13631} = 14,67$$

neutralaxelns relativa läge:

$$\begin{aligned}
 k_{x2} &= \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_{e2}^2 + 2 \left(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d} \right) \alpha_{e2} - (\rho + \rho_c) \alpha_{e2}} \\
 &= \sqrt{(0,00821 + 0,00263)^2 * 14,67^2 + 2 * \left(0,00821 + 0,00263 * \frac{0,048m}{0,630m} \right) * 14,67} \\
 &\quad - (0,00821 + 0,00263) * 14,67 = 0,363 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Höjden på den dragta betogtvärsnittsytan:

$$h_{c,eff2} = \text{Min} \left[2,5(h - d); \frac{h - k_{x2}d}{3}; \frac{h}{2} \right] = \left[2,5 * (680 - 630); \frac{680 - 0,363 * 630}{3}; \frac{680}{2} \right]$$

$$h_{c,eff2} = \text{Min}[126; 151; 340] = 126$$

Den relativa dragstålsarea:

$$\rho_{eff2} = \frac{A_{st}}{bh_{c,eff2}} = \frac{1963}{380 * 126} = 0,04093$$

betongens kantspänning vid tryckt kant:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{c2} &= \frac{M_{k2}}{0,5bd^2k_{x2} \left(1 - \frac{k_{x2}}{3} \right) + \frac{\alpha_{e2}A_{sc}(d - d_c) \left(k_{x2} - \frac{d_c}{d} \right)}{k_{x2}}} \\
 \sigma_{c2} &= \frac{0,4 \text{ MNm}}{0,5 * 0,38 * 0,630^2 * 0,363 * \left(1 - \frac{0,363}{3} \right) + \frac{14,67 * 0,000628 * (0,630 - 0,048) * \left(0,366 - \frac{0,048}{0,630} \right)}{0,363}}
 \end{aligned}$$

$$\sigma_{c2} = 9,9 \text{ MPa}$$

Stålets dragspänning vid spricka på grund av M_{k1} :

$$\begin{aligned}
 \sigma_{s2} &= \sigma_{c2} \left(0,5 * \frac{k_{x2}}{\rho} + \alpha_{e2} \left(\frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \left(\frac{k_{x2} - \frac{d_c}{d}}{k_{x2}} \right) \right) \\
 &= 10,25 * \left(0,5 * \left(\frac{0,363}{0,00821} \right) + 14,67 * \left(\frac{628}{1963} \right) * \frac{0,363 - \left(\frac{0,048}{0,630} \right)}{0,363} \right) = 255,8 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Töjningsdifferens mellan armering och betong:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2} &= \frac{\sigma_{s2} - k_{t2} \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff2}} \right) (1 + \alpha_e 2 \rho_{eff2})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_{s2}}{E_s} \\ &= \frac{255,8 - 0,4 * \left(\frac{3,2}{0,04093} \right) * (1 + 14,67 * 0,04093)}{200000} \geq 0,6 * \frac{255,8}{200000} \\ &= 0,001028 \geq 0,000767 \rightarrow 0,001028\end{aligned}$$

Sprickavstånd i medeltal:

$$s_{r,max2} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \left(\frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff2}} \right) = 3,4 * 38 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \left(\frac{25,0}{0,04093} \right)$$

$$s_{r,max2} = 233 \text{ mm}$$

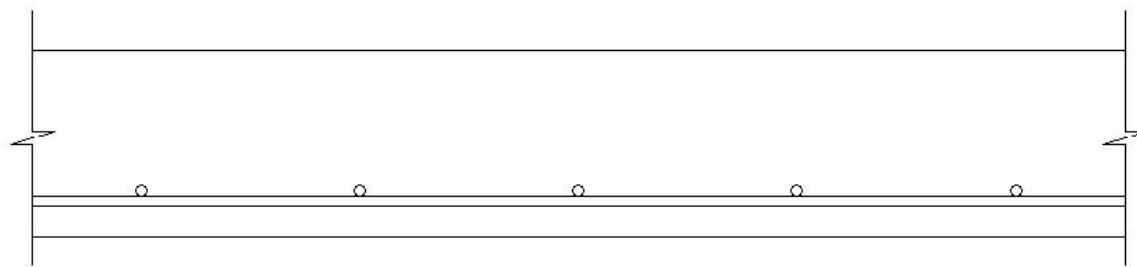
sprickvidd för balk belastad med kortvarig last:

$$w_{ks2} = s_{r,max2} \varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2} = 233 \text{ mm} * 0,001028 = 0,24 \text{ mm}$$

sprickvidden godkänns
eftersom att max värdet för
sprickvidder för
exponeringsklass 2 är 0,3 mm

Beräkningsexempel för platta

Beräkna sprickvidden för balkongplattan, behandla den som en 1 m bred balk.



C30/37-2

A500HW

XC3

$h = 180 \text{ mm}$

$b = 1 \text{ m}$

$c = 30 \text{ mm}$

dragstål : 5 T 12 (c200)

fördelningsarmering: T 8 c 200

Moment pga egenvikt $M_g = 15 \text{ kNm}$

Moment pga nyttolast $M_q = 8 \text{ kNm}$

Effektiv höjd:

$$d = h - c - \frac{\phi_1}{2} = 180 - 30 - \frac{12}{2} = 144 \text{ mm}$$

dragstålsarea:

$$A_{st} = n_1 \frac{\phi_1}{4} \pi = 5 * \frac{12}{4} * \pi = 565 \text{ mm}^2$$

tryckstålsarea:

$$A_{sc} = n_c \frac{\phi_c}{4} \pi = 0 * \frac{0}{4} * \pi = 0 \text{ mm}^2$$

Relativ dragstålsarea:

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd} = \frac{565}{1 * 0,144} = 0,00393$$

relativ tryckstålsarea:

$$\rho_c = \frac{A_{sc}}{bd} = \frac{0}{1 * 0,144} = 0$$

Materialegenskaper:

armeringen:

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$$

betongens tryckhållfasthet:

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} = 38 \text{ MPa}$$

betongens draghållfasthet:

$$f_{ctm} = 0,3 \text{ MPa} (f_{ck} \text{ MPa})^{\frac{2}{3}} = 0,3 * 30^{\frac{2}{3}} = 2,9 \text{ MPa}$$

betongens elasticitetsmoduler:

$$E_{cm} = 22 \text{ GPa} \left(\frac{f_{cm}}{10 \text{ MPa}} \right) = 200000 * \frac{38}{10} = 32837 \text{ MPa}$$

(den kortvariga elasticitetsmodulen)

$$E_{cm2} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} = \frac{32837}{1+1,5} = 13135 \text{ MPa} \quad (\text{den långvariga elasticitetsmodulen})$$

Sprickmoment för balken:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{1}{6} b h^2 = 2,9 * \frac{1}{6} * 1 * 0,18^2 = 15,6 \text{ kNm}$$

Sprickvidd pga kortvarig last:

kortvarigt moment i brukstillstånd:

$$M_{k1} = M_g + M_q = 15 \text{ kNm} + 8 \text{ kNm} = 23 \text{ kNm}$$

förhållandet mellan elasticitetsmodulerna:

$$\alpha_{e1} = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{200000 \text{ MPa}}{32837 \text{ MPa}} = 6,09$$

neutralaxelns relativa läge:

$$\begin{aligned} k_{x1} &= \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_{e1}^2 + 2 \left(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d} \right) \alpha_{e2} - (\rho + \rho_c) \alpha_{e1}} \\ &= \sqrt{(0,00393 + 0)^2 * 6,09^2 + 2 * \left(0,00393 + 0 * \frac{0}{0,144m} \right) * 6,09} \\ &\quad - (0,00393 + 0) * 6,09 = 0,196 \text{ mm} \end{aligned}$$

Höjden på den dragta betogtvärsnittsytan:

$$h_{c,eff1} = \text{Min} \left[2,5(h - d); \frac{h - k_{x1}d}{3}; \frac{h}{2} \right] = \left[2,5 * (180 - 144); \frac{180 - 0,196 * 144}{3}; \frac{180}{2} \right]$$

$$h_{c,eff1} = \text{Min}[90; 51; 90] = 51$$

Den relativa dragstålsarea:

$$\rho_{eff1} = \frac{A_{st}}{bh_{c,eff1}} = \frac{565}{1000 * 51} = 0,01118$$

betongens kantspänning vid tryckt kant:

$$\begin{aligned} \sigma_{c1} &= \frac{M_{k1}}{0,5bd^2k_{x1} \left(1 - \frac{k_{x1}}{3} \right) + \frac{\alpha_{e1}A_{sc}(d-d_c) \left(k_{x1} - \frac{d_c}{d} \right)}{k_{x1}}} \\ \sigma_{c1} &= \frac{0,023 \text{ MNm}}{0,5 * 1 * 0,144^2 * 0,196 * \left(1 - \frac{0,196}{3} \right) + \frac{6,09 * 0 * (0,144 - 0) * \left(0,196 - \frac{0}{0,144} \right)}{0,196}} = 12,1 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Stålets dragspänning vid spricka på grund av M_{k1} :

$$\begin{aligned}\sigma_{s1} &= \sigma_{c1} \left(0,5 * \frac{k_{x1}}{\rho} + \alpha_{e1} \left(\frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \left(\frac{k_{x1} - \frac{d_c}{d}}{k_{x1}} \right) \right) \\ &= 12,1 * \left(0,5 * \left(\frac{0,196}{0,00393} \right) + 6,09 * \left(\frac{0}{565} \right) * \frac{0,196 - \left(\frac{0}{0,144} \right)}{0,196} \right) = 302,2 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Töjningsdifferens mellan armering och betong:

$$\begin{aligned}\varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1} &= \frac{\sigma_{s1} - k_{t1} \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff1}} \right) (1 + \alpha_{e1} \rho_{eff1})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_{s1}}{E_s} \\ &= \frac{302,2 - 0,6 * \left(\frac{2,9}{0,01118} \right) * (1 + 6,09 * 0,01118)}{200\,000} \geq 0,6 * \frac{302,2}{200\,000} \\ &= 0,000681 \geq 0,000907 \rightarrow 0,001063\end{aligned}$$

Sprickavstånd i medeltal:

$$\begin{aligned}s_{r,max1} &= k_3 c + k_1 k_2 k_4 \left(\frac{\phi_{eq}}{\rho_{p,eff1}} \right) = 3,4 * 38 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \left(\frac{25}{0,01118} \right) \\ s_{r,max} &= 284 \text{ mm}\end{aligned}$$

sprickvidd för balk belastad med kortvarig last:

$$w_{ks1} = s_{r,max1} \varepsilon_{sm1} - \varepsilon_{cm1} = 284 \text{ mm} * 0,000907 = 0,26 \text{ mm}$$

Sprickvidd pga långvarig last:

Långvarigt sprickmoment i brukstillstånd:

$$M_{k2} = M_g + \psi_2 M_q = 15 + 0,3 * 8 = 17 \text{ kNm}$$

Förhållandet mellan elasticitetsmodulerna:

$$\alpha_{e2} = \frac{E_s}{E_{cm2}} = \frac{200\,000}{13\,135} = 15,23$$

Neutralaxelns relativa läge:

$$k_{x2} = \sqrt{(\rho + \rho_c)^2 \alpha_{e2}^2 + 2 \left(\rho + \rho_c \frac{d_c}{d} \right) \alpha_{e2} - (\rho + \rho_c) \alpha_{e2}}$$

$$= \sqrt{(0,00393 + 0)^2 * 15,23^2 + 2 * \left(0,00393 + 0 * \frac{0m}{0,144m} \right) * 15,23 - (0,00393 + 0)}$$

$$* 15,23 = 0,291 \text{ mm}$$

Höjden på den dragta betogtvärsnittsytan:

$$h_{c,eff2} = \text{Min} \left[2,5(h - d); \frac{h - k_{x2}d}{3}; \frac{h}{2} \right] = \left[2,5 * (680 - 630); \frac{680 - 0,291 * 630}{3}; \frac{680}{2} \right]$$

$$h_{c,eff2} = \text{Min}[90; 46; 90] = 46$$

Den relativa dragstålsarea:

$$\rho_{eff2} = \frac{A_{st}}{bh_{c,eff2}} = \frac{565}{1 * 46} = 0,01229$$

Betongens kantspänning vid tryckt kant:

$$\sigma_{c2} = \frac{M_{k2}}{0,5bd^2k_{x2} \left(1 - \frac{k_{x2}}{3} \right) + \frac{\alpha_{e2} A_{sc} (d - d_c) \left(k_{x2} - \frac{d_c}{d} \right)}{k_{x2}}}$$

$$\sigma_{c2} = \frac{0,017 \text{ MNm}}{0,5 * 1 * 0,144^2 * 0,291 * \left(1 - \frac{0,291}{3} \right) + \frac{15,23 * 0 * (0,144 - 0) * \left(\frac{0,291 - 0}{0,144} \right)}{0,291}} = 6,4 \text{ MPa}$$

Stålens dragspänning vid spricka på grund av M_{k1} :

$$\sigma_{s2} = \sigma_{c2} \left(0,5 * \frac{k_{x2}}{\rho} + \alpha_{e2} \left(\frac{A_{sc}}{A_{st}} \right) \left(\frac{k_{x2} - \frac{d_c}{d}}{k_{x2}} \right) \right)$$

$$= 6,4 * \left(0,5 * \left(\frac{0,291}{0,00393} \right) + 15,23 * \left(\frac{0}{565} \right) * \frac{0,291 - \left(\frac{0}{0,144} \right)}{0,291} \right) = 236,6 \text{ MPa}$$

Töjningsdifferens mellan armering och betong:

$$\varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2} = \frac{\sigma_{s2} - k_{t2} \left(\frac{f_{ct,eff}}{\rho_{eff2}} \right) (1 + \alpha_{e2} \rho_{eff2})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_{s2}}{E_s}$$

$$= \frac{236,6 - 0,4 * \left(\frac{2,9}{0,01229} \right) * (1 + 15,23 * 0,01229)}{200\ 000} \geq 0,6 * \frac{236,6}{200\ 000}$$

$$= 0,000624 \geq 0,000710 \rightarrow 0,000710$$

Sprickavstånd i medeltal:

$$s_{r,max2} = k_3c + k_1k_2k_4 \left(\frac{\sigma_{eq}}{\rho_{p,eff2}} \right) = 3,4 * 38 + 0,8 * 0,5 * 0,425 * \left(\frac{25}{0,01229} \right)$$

$$s_{r,max2} = 268 \text{ mm}$$

Sprickvidd för balk belastad med kortvarig last:

$$w_{ks2} = s_{r,max2} \varepsilon_{sm2} - \varepsilon_{cm2} = 268 \text{ mm} * 0,000710 = 0,19 \text{ mm}$$

sprickvidden godkänns
eftersom att max värdet för
sprickvidder för
exponeringsklass 3 är 0,3 mm