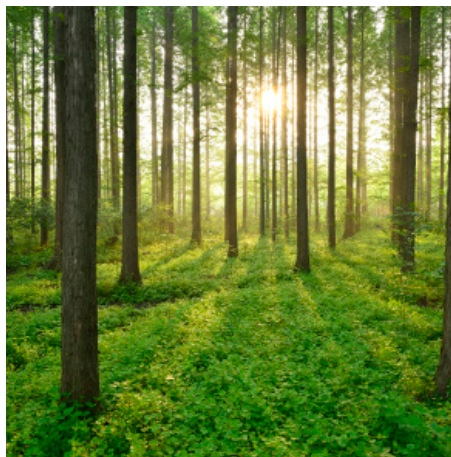


SPRICKBREDDSBEGRÄNSANDE ARMERING

RAPPORT 2023:959



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATENKRAFT



Sprickbredds begränsande armering

Utveckling av krav och deras inverkan på vattenkraft-
konstruktioners beständighet

MANOUCHEHR HASSANZADEH OCH RICHARD MALM

ISBN 978-91-7673-959-4 | © Energiforsk oktober 2023

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

I RIDAS ställs krav på tillåten sprickbredd i vattenkraftanläggningar. Kraven tenderar att försvåra och fördyra gjutning av grova konstruktioner vars tvärsnitt överstiger 800 mm, eftersom de innebär att mycket stora armeringsmängder krävs. Genom att ta vara på erfarenheter från över 100 års vattenbyggnad har detta projekt undersökt hur kraven i RIDAS kan anpassas efter faktiska exponeringsmiljöer, utan att äventyra konstruktionernas beständighet.

Projektet Sprickbredds begränsande armering syftar till att undersöka vilken reduktion av mängden minimiarmering som kan åstadkommas genom att kraven i RIDAS justeras efter konstruktionernas faktiska exponeringsmiljöer, utan att göra avsteg från gällande dimensioneringsförutsättningar.

Projektet har utförts av Manouchehr Hassanzadeh och Richard Malm, konsulter med djup kompetens inom området, vid Sweco Sverige. Projektet har finansierats av Energiforsk genom FoU-programmet Betongtekniskt program vattenkraft, etapp 2019-2021. Programmets intressenter är Fortum Sverige, Jämtkraft, Karlstads Energi, Skellefteå Kraft, Statkraft Sverige, Svensk Kärnbränslehantering, Sydkraft Hydropower, Tekniska Verken i Linköping, Umeå Energi och Vattenfall Vattenkraft. Projektets referensgrupp har utgjorts av representanter från programmets styrgrupp.

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Rapportförfattarna ansvarar för innehållet.

Sammanfattning

Sprickbildning är oundviklig hos en slakarmerad betongkonstruktion eftersom betongens draghållfasthet är låg och betongen har betydligt sämre töjningsegenskaper än armeringsstålet. Sprickbredden kan, däremot, begränsas för att ge konstruktionen möjlighet att uppfylla sina funktionskrav under en föreskriven livslängd.

Betongkonstruktioner armeras för att kunna motstå de lastfall som medför drag- och skjuvspänningar i konstruktionens olika sektioner. Vidare, om betongen inte förmår att motstå all tryckspänning förstärks konstruktionen också med armering i den tryckta delen av konstruktionen som samverkar med betongen i det avseendet. Sprickor initieras vanligen av dragspänningar som överstiger betongens aktuella draghållfasthet. Sprickor propagerar i den riktning som är vinkelrät mot huvuddragsspänningens riktning. Om sprickor som upptäcks i bruksstadiet inte har uppstått på grund av en oförutsedd extern belastning utgör de sällan en fara för konstruktionens stabilitet och bärförmåga förutsatt att deras bredd inte överstiger de tillåtna värdena.

Sprickbredden begränsas också för att säkerställa tätheten hos de konstruktioner som är utsatta för ensidigt vattentryck och för att göra konstruktionerna beständiga. För att uppfylla kraven på sprickbreddsbegränsning kan det i vissa fall krävas relativt mycket sprickarmering. Ökad armeringsmängd ökar både produktionskostnaderna och de gjutningstekniska svårigheterna.

I föreliggande projekt inspekterades tio olika dammanläggningar. Anläggningarna är byggda efter 1940. En del av anläggningarna har även reparerats under årens lopp. Således, har anläggningarna byggts eller reparerats med hänsyn till olika bestämmelser, normer och standarder vilkas krav beträffande sprickbredd och beständighet har reviderats några gånger under årens lopp. Eftersom kraven har ändrats under årens lopp bör man eventuellt kunna upptäcka någon skillnad mellan typ av sprickbildning och sprickornas inverkan på konstruktionernas stabilitet och bärförmåga, täthet och beständighet.

Denna rapport presenterar några av de viktiga parametrar som styr sprickbredden hos en armerad betongkonstruktion och försöker också att uppskatta graden av parametrarnas inverkan på sprickbredden. I rapporten undersöks även sprickbreddens inverkan på betongens täthet och beständighet. När det gäller sprickbreddens inverkan på betongens beständighet bedömer denna rapport att urlakning och korrosion orsakad av betongens karbonatisering är de viktigaste nedbrytningsmekanismerna. En av slutsatserna från inspektionerna är att det föreligger inga övertygande bevis på att konstruktionernas beständighet med avseende på de nämnda mekanismerna har förändrats till följd av ändringar i bestämmelserna, normerna och standarderna.

Nyckelord

Sprickbegränsande armering, korrosion av sprucken betong, urlakning av sprucken betong, läckage i dammanläggningar, beständighet, frostangrepp.

Summary

Cracking is inevitable in a simply reinforced concrete structure because the concrete's tensile strength is low, and the concrete has considerably lower tensile deformability than the reinforcing steel. The crack width can, on the other hand, be limited to give the structure a better opportunity to fulfil its functional requirements during the expected service life.

Concrete structures are reinforced to be able to withstand the load cases that cause tensile and shear stresses in the structure. Furthermore, if the concrete, in the compressed sections of the structure, is not able to withstand all the compressive stresses, the structure is also reinforced with reinforcement that cooperates with concrete in this regard. Cracks are usually initiated by tensile stresses that exceed the concrete's current tensile strength. Cracks propagate in the direction perpendicular to the direction of the principal tensile stress. If cracks that are discovered in the SLS, Serviceability Limit State, have not been arisen due to an unforeseen external load, they rarely pose a danger to the stability and load-bearing capacity of the structure, provided that their width does not exceed the limit values.

The crack width is also limited to ensure the tightness of the structures that are exposed to one-sided water pressure and to improve their durability. In order to meet the requirements for crack width limitation, in some cases a relatively large amount of crack reinforcement may be required. Increased amount of reinforcement increases both the production costs and the difficulties of the execution of the work.

In this project, ten different hydropower facilities were inspected. The facilities were built after 1940. Some of the facilities have also been repaired over the years. Thus, the facilities have been built or repaired with regard to various regulations, norms and standards whose requirements regarding crack width and durability have been revised a few times over the years. Since the requirements have changed over the years, one could expect a difference between the type of cracking and the impact of the cracks on the stability and load-bearing capacity, tightness, and durability of the structures.

This report presents some of the important parameters that control the crack width of a reinforced concrete structure and tries to estimate the degree of influence of the parameters on the crack width. The report also examines the effect of crack width on the tightness and durability of the concrete. Regarding the effect of crack width on concrete's durability, this report considers the leaching and the corrosion caused by concrete carbonation as the most important degradation mechanisms. One of the conclusions of the facility inspections is that there is no convincing evidence that the durability of the structures with respect to the mentioned mechanisms has changed as a result of changes in the regulations, norms and standards.

Innehåll

1	Inledning	7
1.1	Bakgrund	7
1.2	Syfte	7
1.3	Genomförande	8
1.4	Avgränsningar	8
2	Inverkan av sprickbredd på betongkonstruktioners beständighet	9
2.1	Krav relaterade till konstruktionens beständighet	9
2.2	Exponeringsmiljöer i vattenkraftskonstruktioner	15
2.2.1	Exponeringsmiljöer	15
2.2.2	Dominerande spricktyper	17
2.2.3	Exempel på några exponeringsmiljöer	20
2.3	Korrosion orsakad av karbonatisering	24
2.3.1	Galvanisk korrosion – korrosionscell	24
2.3.2	Armeringskorrosion i betong	26
2.4	Karbonatisering av betong	26
2.5	Urlakning	28
2.5.1	Allmänt	28
2.5.2	Cementpastans beståndsdelar	28
2.5.3	Urlakningsprocessen	29
2.6	Förhållandena i en spricka	36
2.6.1	Allmänt	36
2.6.2	Karbonatisering	36
2.6.3	Vattengenomströmning i en spricka	38
2.6.4	Urlakning av betong i en spricka	40
2.6.5	Korrosion av armering i en spricka	41
2.7	Minimi- och sprickbegränsande armering	47
3	Anläggningsbesök	58
3.1	Förutsättningar	58
3.2	Anläggningar	58
3.3	Sammanfattning av inspektionerna	59
4	Slutsatser	61
5	Forskningsbehov	63

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Betongkonstruktioner med enbart slakarmering spricker vid belastning. I vissa aggressiva exponeringsmiljöer krävs att sprickbredden begränsas till 0,3 mm eller lägre för att skydda armeringen mot korrosion under konstruktionens förskrivna tekniska livslängd.

Att uppfylla snäva sprickbreddskrav för grova vattenkraftkonstruktioner kan kräva relativt stora mängder armering vilket är ofördelaktigt ur både praktisk och ekonomisk synvinkel. För konstruktioner med ett livslängdskrav på 100 år, vilka exponeras för klorider är den tillåtna sprickbredden 0,2 mm eller lägre i enlighet med Tabell D-2 i EKS 11¹. I övriga miljöer är den tillåtna sprickbredd 0,3 mm eller större för konstruktioner med 100 års livslängdskrav. Följande krav gäller vattenkraftkonstruktioner:

"För konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck bör inte sprickbredden w_k överstiga 0,20 mm. Sprickbredden 0,20 mm innebär i många fall orimligt hög armeringsmängd, varför det i vissa fall kan tillåtas att $w_k = 0,30$ mm. För ytor mot luft bör w_k inte överstiga 0,30 mm.", (Kap. 9 i RIDAS)².

Vattenkraftens konstruktioner är inte exponerade för klorider. Därför kan $w_k = 0,30$ mm tillämpas för konstruktionsdelar som inte är utsatta för ensidigt vattentryck. Kravet $w_k = 0,20$ mm tillämpas för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck och har ställts för att säkerställa konstruktionens täthet och förebygga risken för urlakning. Kravet kan inte ha ställts med hänsyn till armeringskorrosion eftersom armering i en lagom fuktig spricka löper större risk att korrodera jämfört med en armering i en vattenmättad spricka. Teoretiskt sett löper armering i en spricka, med given bredd, i konstruktionens nedströmssida större risk för att korrodera jämfört med en dito på uppströmssidan. RIDAS krav skiljer inte heller mellan genomgående sprickor och sprickor som endast har propagerat en bit in i konstruktionen. En konsekvens av detta kan vara det att man i onödan begränsar sprickbredden. En icke genomströmningsbar spricka tilltäpps genom kalkutfällning.

Detta projekt genomfördes för att kartlägga vilken/vilka typer av sprickor som är dominerande och hur de har påverkat konstruktionens beständighet. Syftet var att betrakta sprickor som är synliga och inte alltför grova, t.ex. $0,15 < w < 0,70$ mm.

1.2 SYFTE

Projekt syftar till att undersöka vilken reduktion av mängden minimiarmering som kan åstadkommas genom att kraven i RIDAS justeras efter konstruktionernas faktiska exponeringsmiljöer. Detta utan att göra avsteg från gällande

¹ EKS 11, (2019). Boverkets konstruktionsregler. Boverket. <https://www.boverket.se/sv/om-boverket/publi-cerat-av-boverket/publikationer/2019/boverkets-konstruktionsregler-eks-11/>.

² RIDAS - kap. 9, (2020). Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet - Tillämpningsvägledning Kapitel 9 - Betongdammar. Energiföretagen.

dimensioneringsförutsättningar eller att dimensionera med hjälp av utländska riktlinjer/beräkningsmetoder.

1.3 GENOMFÖRANDE

Uppdraget genomfördes enligt nedan:

1. Litteraturstudie för sammanställning av befintlig kunskap om inverkan av sprickbredd på betongkonstruktioners beständighet i vattenkraftsmiljöer och miljöer där klorider inte utgör någon fara för konstruktionens beständighet. Litteraturstudien inkluderar även inverkan av sprickbredd på konstruktionens täthet, läckage och frostbeständighet.
2. En fallstudie genomfördes genom att besöka tio vattenkraftsanläggningar. Med hänsyn till det år som anläggningen togs i drift indelas anläggningarna i tre grupper, nämligen anläggningar som togs i drift:
 - 1940 – 1960
 - 1960 – 1980
 - 1980 –
3. De dominerade spricktyperna och sprickmekanismerna identifierades. Deras inverkan på konstruktionens beständighet noterades.
4. Översiktligt studie av inverkan av krav på sprickbredd på armeringsmängd i en konstruktion genomfördes.

1.4 AVGRÄNSNINGAR

I detta projekt har endast sprickor synliga för blotta ögat inspekterats. Sprickor som initieras vid betongens färska tillstånd har inte beaktats.

Endast nedbrytningsmekanismer som eventuellt kan bryta ner en armerad betongkonstruktion genom att verka i dess sprickor har beaktats.

Endast Eurokodens modell för minimiarmering och sprickbreddsberäkning har beaktats och tillämpats vid ett enkelt belastningsfall för att visa olika parametrars inverkan på sprickbredden.

2 Inverkan av sprickbredd på betongkonstruktioners beständighet

2.1 KRAV RELATERADE TILL KONSTRUKTIONENS BESTÄNDIGHET

Acceptabla sprickbredder samt spricksäkerhetsfaktor i olika exponeringsmiljöer för olika livslängdskrav framgår av Tabell 2-1 och Tabell 2-2.

Tabell 2-1 - Acceptabel sprickbredd w_k (mm) enligt Tabell D-2 i ESK 11¹.

Exponeringsklass	Korrosionskänslig ¹			Föga korrosionskänslig ¹		
	L 100 ²	L 50	L 20	L 100	L 50	L 20
X0	-	-	-	-	-	-
XC1	0,40	0,45	-	0,45	-	-
XC2	0,30	0,40	0,45	0,40	0,45	-
XC3, XC4	0,20	0,30	0,40	0,30	0,40	-
XS1, XS2 XD1, XD2	0,15	0,20	0,30	0,20	0,30	0,40
XS3, XD3	0,10	0,15	0,20	0,15	0,20	0,30

¹ Korrosionskänslig armering är all armering med diameter ≤ 4 mm, spänn-armering eller kallbearbetad armering som permanent har en spänning över 400 MPa. Övrig armering är föga korrosionskänslig.

² Vid bestämning av acceptabel sprickbredd bör hänsyn tas till avsedd livslängd. Livslängdsklasserna L100, L50 och L20 avser byggnadsverk med en förväntad livslängd på 100, 50 respektive 20 år. (BFS 2015:6).

Tabell 2-2 – Spricksäkerhetsfaktor ζ , EKS 11¹.

Exponeringsklass	L 100 ¹	L 50	L 20
X0, XC1	0,9	0,9	0,9
XC2	1,0	0,9	0,9
XC3, XC4	1,2	1,0	1,0
XS1, XS2, XD1, XD2	1,5	1,2	1,0
XS3, XD3	1,8	1,5	1,2

¹ Livslängdsklasserna L100, L50 och L20 avser byggnadsverk med en förväntad livslängd av minst 100, 50 resp. 20 år.

Kravet för den största tillåtna sprickbredden i en betongkonstruktion har varierat under årens lopp.

”Ända fram till 1979 ställdes inga myndighetskrav på maximal sprickvidd. Därefter har kravet på den maximalt tillåtna sprickvidden varierat tämligen kraftigt, vilket

återspeglar att kunskapen om sambandet mellan sprickvidd och korrosionskänslighet till stor del fortfarande är osäker.”³

Tabell 2-3 visar den största tillåtna sprickbredden i betongkonstruktioner i de statliga betongbestämmelserna och standarderna från 1926 och framåt. Enligt tabellen infördes krav på den största tillåtna sprickbredden i betongkonstruktioner först 1979. Rosenqvist⁴ noterar följande föreskrifter som gällde före 1979:

”I 1949 års betongbestämmelser berördes ”fördelnings- och sprickarmering” för första gången. Några krav på armeringens sprickbegränsande funktion fanns dock ej.”

”Största tillåtna sprickbredd i en betongsektion belastad med ”egen vikt plus annan last med lång varaktighet” fick enligt B7-1968 uppgå till 0,3 mm. Till last med lång varaktighet räknades ”last som kan förväntas komma att åvila konstruktionen mer än ca 3 mån”. En konstruktion dimensionerad för ensidigt vattentryck skulle vara ”sprickfri eller ha beräknade sprickor med mindre bredd än 0,2 mm vid vanligt lastfall”.

Med hänsyn till det som anges ovan är det rimligt att anta att de konstruktionselement som byggdes före 1968 inte var dimensionerade med hänsyn till krav på den största tillåtna sprickbredden. Det är möjligt att före 1968, trots avsaknaden av föreskrifter för begränsning av sprickbredd, beaktades ändå sprickbreddsbegränsning vid dimensionering av en del konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Under förutsättningen av att det tar två år att bygga en dammanläggning indelas - med hänsyn till sprickbreddsbegränsande dimensionering - de besökta anläggningarna i två grupper, nämligen de som byggdes före 1970 och de som byggdes efter 1970. De anläggningar som byggdes före 1970 har sannolikt inte dimensionerats med hänsyn till sprickbreddsbegränsning. Däremot, har de konstruktioner som byggdes efter 1970 sannolikt dimensionerats med hänsyn sprickbreddsbegränsning.

Det bör noteras att de sprickbreddsbegränsningar som infördes i BBK 79 var avsedda för att ge betongkonstruktionen tillräcklig god beständighet för att kunna uppfylla sin funktion. Kraven var ställda med hänsyn till exponeringsmiljön och var inte relaterade till konstruktionens livslängd. I detta avseende skiljer BBK 79 sig från alla tidigare normer.

Betongbestämmelserna före BBK 79 angav inte ett högsta värde på vattencementtal (*vct*). Betongens beständighet styrdes genom andra parametrar. Under perioden 1965–1979, t.ex., styrdes betongens beständighet genom att ställa krav på betongens hållfasthet, vattentäthet och lufthalt. Värdena för Max *vct* för tiden före 1979, vilka presenteras i Tabell 2-4 är en omräkning av ett annat krav till motsvande *vct*, se tabellens hänvisnings 2).

³ Fagerlund, G. (2010). *Betongkonstruktioners beständighet: en genomgång av officiella svenska regler 1926–2010*. (Rapport TVBM; Vol. 3153). Avd. Byggnadsmaterial, Lunds tekniska högskola. [Betongkonstruktioners beständighet : en genomgång av officiella svenska regler 1926-2010 — Lunds universitet](#)

⁴ Rosenqvist, M., (2018). Betongteknikens utveckling och betydelse för svensk vattenkraftsutbyggnad. Rapport 2018:48, Energiforsk, Stockholm. <https://energiforsk.se/program/betongtekniskt-program-vattenkraft/rapport/betongteknikens-utveckling-och-betydelse-for-svensk-vattenkraftsutbyggnad-2018-481/>

Tabell 2-3 – Största tillåtna sprickvidd i betongkonstruktioner i statliga betongbestämmelser och standarder från 1926 och framåt³.

period	största sprickvidd, mm						
	livslängd	måttligt arm-aggr.		mycket arm-aggr.		extremt arm-aggr.	
		spänn-arm.	vanlig arm	spänn-arm	vanlig arm.	spänn-arm	vanlig arm
1926-1979	-	-	-	-	-	-	-
1979-1994	-	0,2	0,4	0,1	0,2	0,1	0,2
1994-2004	50	0,3	0,4	0,2	0,3	0,1	0,2
	100	0,2	0,3	0,1	0,2	0,05	0,1
2004-	20	0,45	-	0,3	0,4	0,2	0,3
	50	0,4	0,45	0,2	0,3	0,15	0,2
	100	0,3	0,4	0,1	0,2	0,1	0,15

Tabell 2-4 - Krav på minsta täcksikt i korrosionsmiljö (mm)³.

Period	Minsta täcksikt	Antagen normal tolerans	Minsta basmått	Max vct ²⁾
1926-1934	20 för platta, valv 30 för balk 40 för pelare ⁴⁾	inte angiven	antagligen samma som minsta täcksikt	ej reglerat men ca 0,55-0,70
1934-1949	30 för platta, valv 40 för pelare ⁴⁾			ej reglerat men ca 0,50-0,65
1949-1968	30 för massiv platta, ram, vägg 40 för pelare, valv ⁴⁾			ej reglerat men ca 0,55-0,65
1968-1979	30 för platta, vägg, 45 för annat ⁴⁾			ej reglerat men ca 0,50-0,60
1979-1994	20 i karb.-miljö 20 i måttligt aggr. kloridmiljö 30 i mycket aggr. kloridmiljö +10 mm vid spännarmering	5	25 i karb.-miljö 25 i måttligt aggr. kloridmiljö 35 i mycket aggr. kloridmiljö +10 vid spännarmering	0,60 ³⁾ 0,70 (0,60) ³⁾ 0,50 (0,45) ³⁾
1994-2004	<u>50 års livslängd</u> 15 i karb.-miljö (A2) 20 i mycket aggr. klorid (A3) 35 i extremt aggr. klorid (A4) +10 vid spännarmering <u>100 års livslängd</u> 25 i karb.-miljö (A2) 35 i mycket aggr. klorid (A3) 55 i extremt aggr. klorid (A4) +10 vid spännarmering	10	<u>50 års livslängd</u> 25 i karb.-miljö (A2) 30 i mycket aggr. klorid (A3) 45 extremt aggr. klorid (A4) +10 vid spännarmering <u>100 års livslängd</u> 35 i karb.-miljö (A2) 45 i mycket aggr. klorid (A3) 65 extremt aggr. klorid (A4) +10 vid spännarmering	0,55 0,45 0,40 0,55 0,45 0,40
2004-	<u>50 års livslängd</u> 20 i karb.-miljö (XC3, XC4) 30 i mycket aggr. tölsalt (XD2) 40 i mycket aggr. hav (XS2) 35 i extremt aggr. tölsalt (XD3) 35 i extremt aggr. hav (XS3) +10 vid spännarmering <u>100 års livslängd</u> 25 i karb.-miljö (XC3, XC4) 40 i mycket aggr. tölsalt (XD2) 50 i mycket aggr. hav (XS2) 45 i extremt aggr. tölsalt (XD3) 45 i extremt aggr. hav (XS3) ⁵⁾ +10 vid spännarmering	10	<u>50 års livslängd</u> 30 i karb.-miljö (XC3, XC4) 40 i mycket aggr. tölsalt (XD2) 50 i mycket aggr. hav (XS2) 45 i extremt aggr. tölsalt (XD3) 45 i extremt aggr. hav (XS3) +10 vid spännarmering <u>100 års livslängd</u> 35 i karb.-miljö (XC3, XC4) 50 i mycket aggr. tölsalt (XD2) 60 i mycket aggr. hav (XS2) 55 i extremt aggr. tölsalt (XD3) 55 i extremt aggr. hav (XS3) ⁵⁾ +10 vid spännarmering	0,55 0,45 0,45 0,45 0,40 0,55 0,45 0,45 0,40 0,40

- 1) Värdena gäller platsgjutna konstruktioner. För förtillverkade konstruktioner kan något mindre täcksikt användas från och med 1979.
- 2) För perioden 1926-1979 regleras inte max vct i normerna. Värdena i tabellen baseras på lägsta tillåtna cementhalt i trögflytande betong och rimlig vattenhalt för denna konsistens (ca 180 å 190 l/m³).
- 3) Värden inom parentes gäller perioden 1988-1994.
- 4) Alla värden gäller för konstruktioner i eller närmast över vatten, vilket är den mest aggressiva miljön enligt normen.
- 5) Vid kloridkoncentration >0,4% skall särskild utredning göras

Betongens högsta vct var alltid större än 0,50 fram till 1988, Tabell 2-5. Därefter, infördes för konstruktioner i frostmiljöer vct-värden som understeg 0,50. Förändring i det högsta tillåtna vct kan ha stor inverkan på betongens egenskaper, varav följande bör uppmärksammas:

- Minskat *vct* leder till ökad tryck- och draghållfasthet, vilket ökar mängden minimiarmering.
- Minskat *vct* leder till ökad andel cement i förhållande till ballast vilket leder till ökad värmeutveckling i samband med cementets hydratation.
- Minskat *vct* ökar andelen autogen krympning i den totala krympningen vilket ökar betongens krympning vid dess tidiga ålder. Detta kan öka risken för sprickbildning i samband med betongens avsvälning.
- Minskat *vct* leder till tätare cementpasta/betong. Betong med *vct* lägre än 0,50 har lägre volym kapillära porer jämfört med betong med *vct* som överstiger 0,55/0,60. Betong med *vct* 0,40 eller lägre har inga kapillära porer.

Tabell 2-5 – Högsta tillåtna *vct* i mest aggressiva miljötyper³.

Period	<i>vct</i> _{max}				
	Frostmiljö		Korrosionsmiljö		
	måttlig	mycket	måttlig	mycket	extrem
1926-1979	<i>inget krav</i>		<i>inget krav</i>		
1979-1988	0,60	0,50	0,70	0,50	
1988-1994	0,60	0,45	0,60	0,45	
1994-2004	0,55	0,45	0,55	0,45	0,40
2004-	0,55	0,45	0,55	0,45	0,40

Tabell 2-6 - Krav på luftinblandning och frysprovning från 1926 och framåt³.

Period	Lägsta lufthalt vid 32 mm sten %		Krav på frysprovning	
	måttligt aggr.	mycket aggr.	måttligt aggr.	mycket aggr.
1926-1965	<i>inget krav</i>		<i>inget krav</i>	
1965-1979	<i>min 3,5</i>	<i>min 4,5</i>	<i>inget krav</i>	
1979-1988	<i>min 4,5¹⁾</i>	<i>min 4,5¹⁾</i>	<i>inget krav</i>	
1988-1994	<i>medel 5,0</i> <i>min 3,5</i>	<i>medel 6,0</i> <i>min 5,0</i>	<i>inget krav</i>	
1994-2004	<i>riktvärde 5,0</i> <i>min 3,5</i> ₂₎	<i>riktvärde 6,0</i> <i>min 5,0</i> ₂₎	<i>inget krav</i>	<i>krav</i>
2004-	<i>krav på lufttillsats</i> ₂₎		<i>krav</i>	<i>krav</i>

Detta avsnitt kan översiktligt sammanfattas enligt följande:

- Före 1968 fanns inga formella krav på den största tillåtna sprickbredden. Därför, kan de konstruktioner som byggdes före 1968 sakna sprickbreddsbegränsande armering. De krav som infördes 1968 begränsade den största tillåtna sprickbredden till 0,2 mm hos konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck, och 0,3 mm för övriga konstruktioner.
- Strängare krav gällande den största tillåtna sprickbredden som även tog hänsyn till konstruktionens beständighet, infördes 1979.

- Krav på den största tillåtna sprickbredd som även tog hänsyn till konstruktionens livslängd, infördes 1994.
- Betongens högsta $v_{ct} > 0,50$ före 1988.
- Betongens högsta $v_{ct} < 0,50$ (eller lägre) efter 1994.

2.2 EXPONERINGSMILJÖER I VATTENKRAFTSKONSTRUKTIONER

Detta avsnitt beskriver de exponeringsmiljöer som lokalt förekommer i olika delar i en dammanläggning. Exponeringsmiljöerna anges dels för betong utan hänsyn till existerande spricka, dels för sprickan.

2.2.1 Exponeringsmiljöer

Exponeringsmiljöerna för betongkonstruktioner indelas i följande huvudgrupper⁵:

1. Ingen risk för korrosion eller angrepp
2. Korrosion orsakad av karbonatisering
3. Korrosion orsakad av klorider som inte kommer från havsvatten
4. Korrosion orsakad av klorider från havsvatten
5. Angrepp av frysning/upptining med eller utan avisningsmedel
6. Kemiskt angrepp

Varje grupp indelas med hänsyn till angreppsmekanismens intensitet till undergrupper så kallade exponeringsklasser. När det gäller vattenkraftens konstruktioner, speciellt dammar, är exponeringsklasserna i grupp 2 och 5 de mest relevanta. ASR är en typ av kemiskt angrepp men den är inte placerad i grupp 6. Urlakning kan anses vara ett fysikaliskt angrepp (vatten löser upp kalciumhydroxid eller annan komponent), men den inte beaktas i någon grupp. Urlakning beaktas indirekt i grupp 6 genom angivandet av gränsvärden för vattnets pH-värde och halt av aggressiv CO_2 . I grupp 6 beaktas markens surhet vilken kan vara nödvändig för bedömning av korrosionsrisk för bergförankringar. Risken för sulfatangrepp (sulfater från exponeringsmiljön) är generellt liten vid svenska vattenkraftsanläggningar.

Klorider förekommer inte vid svenska vattenkraftsanläggningar, förutsatt att vägar och broar i anknytning till anläggningar inte saltas.

Med hänvisning till ovanstående beskrivning är följande exponeringsklasser generellt tillämpbara vid de mest utsatta delarna av vattenkraftens anläggningar:

Tabell 2-7 – Exponeringsklasser, delar av Tabell 1 i SS-EN 206⁵.

2 Korrosion orsakad av karbonatisering		
När betong med armering eller annan ingjuten metall är utsatt för luft och fuktighet, ska exponeringen indelas enligt följande:		
XC1	Torr eller ständigt våt	Betong inomhus med låg luftfuktighet Betong ständigt stående under vatten
XC2	Våt, sällan torr	Betongytor utsatta för långvarig kontakt med vatten Många grundläggningar
XC3	Måttlig fuktighet	Betong inomhus med måttlig eller hög luftfuktighet Utvändig betong skyddad mot regn
XC4	Omväxlande våt och torr	Betongytor utsatta för kontakt med vatten, vilka inte hänförs till exponeringsklass XC2

5 Angrepp av frysning/upptining med eller utan avisningsmedel		
När våt betong är utsatt för betydande angrepp av upprepade frysning/upptining ska exponeringen indelas enligt följande:		
XF1	Måttlig vattenmättnad, utan avisningsmedel	Vertikala betongytor utsatta för regn och frysning
XF2	Måttlig vattenmättnad, med avisningsmedel	Vertikala betongytor på vägkonstruktioner utsatta för frysning och luftburna avisningsmedel
XF3	Hög vattenmättnad, utan avisningsmedel	Horisontella betongytor utsatta för regn och frysning
XF4	Hög vattenmättnad, med avisningsmedel eller havsvatten	Väg- och brobanor utsatta för avisningsmedel Betongytor utsatta för direkt stänk innehållande avisningsmedel samt frysning Skvalpzon hos marina konstruktioner utsatta för frysning

RIDAS² anger:

"För dämmande utomhuskonstruktioner inom vattenbyggnadsområdet används vanligen exponeringsklass XC4/XF3 enl. SS-EN 206."

RIDAS anvisning är ett val på den säkra sidan i större delar av en dämmande konstruktions exteriör i Sverige.

Vid undersökning av risken för nedbrytning av konstruktionsytor, t.ex. vid en tillståndsbedömning, kan följande tilldelning av exponeringsklasser tillämpas:

- XC4 tilldelas samtliga utvändiga ytor av en dammanläggning.
- XC3 tilldelas samtliga ytor som är skyddade mot regn,
 - de skyddade delarna av en frontplattans nedströmsyta samt de ytor som finns i inspektionsgångarna och under skiborden.
- XC2 tilldelas betongytor som är utsatta för långvarig kontakt med vatten,
 - ytor på uppströmssidan som är under sänkningsgräns. Den nedre delen av de ytor som är mellan dämning- och sänkningsgräns kan också tilldelas exponeringsklass XC2, medan den övre delen bör nog klassas som XC4.

⁵ SS-EN 206:2013. Betong – Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse. SIS

- XF3 tilldelas horisontella ytor och samtliga ytor som är i kontakt med älvvat-
ten.
- XF1 tilldelas övriga vertikala ytor.
- Betongytorna strax ovanför och under vinterhalvårets vattenlinje är utsatta för
låga temperaturer och icke fruset vatten. Detta tillstånd leder till ytlig urlak-
ning därav hög vattenmättnadsgrad som kan medföra frostangrepp på betong-
ens yta, Rosenqvist (2016)⁶. Skadeprocessen liknar den skadeprocess som anges
för XF4 i Tabell 2-7.

2.2.2 Dominerande spricktyper

Figur 2-1 och Figur 2-2 sammanställer sprickor i en hypotetisk dammanläggnings
betongkonstruktioner. Denna sammanställning avser enbart dammpelare, skibord
och till dessa anslutande konstruktionsdelar, se vidare Hassanzadeh & Westberg
Wilde (2016)⁷. Tabell 2-8 nedan är en modifierad version av en tabell i samma rap-
port.

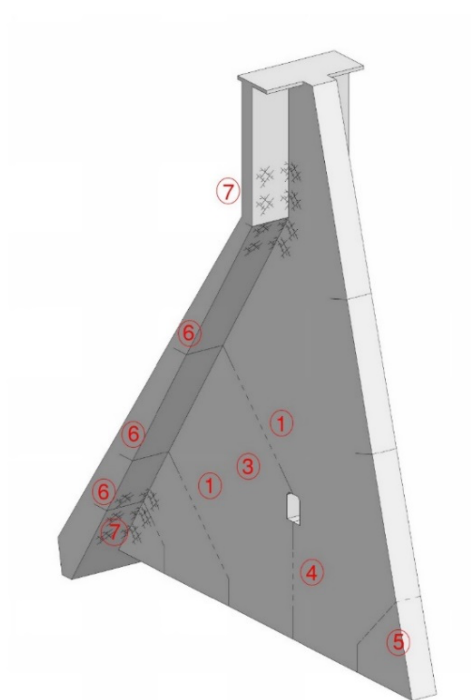
**Tabell 2-8 – Delar av en dammanläggning med tillhörande spricktyper samt exponeringsklass. Exponeringsklas-
sen avser den icke spruckna betongen, d.v.s. klassning utan hänsyn till sprickans existens.**

1	Sneda sprickor i en monolits (med frontplatta) pelare och i en utskovspelare: Beroende på konstruktionens geometriska utformning och randvillkor kan sprickorna få olika utformning och hamna på olika nivåer i konstruktionen. Sprickorna kan vara vattenfyllda och vattenförande om de är i kontakt med sprickor på konstruktionens uppströmssida. Deras vatteninnehåll avtar med avståndet från konstruktionens uppströmssida. Sprickornas vatteninnehåll på- verkas även av det vattentryck som sprickan på konstruktionens uppströmssida utsätts för.
2	Sprickor kring lucklager: Sneda sprickor som strålar ut mot pelarens ned- strömskant. Sprickorna orsakas av spänningskoncentrationer som orsakas av belastning i kombination med termiska effekter som påverkar hela pelaren. De kan även stråla ut i andra riktningar. Sprickorna kan ha hög fuktighet och vattenhalt men de är torrare än spricktyp 1.
3	Horisontella sprickor i pelaren: Samma egenskaper som spricktyp 1, ovan, när det gäller vatteninnehåll och vattenföring.
4	Vertikala sprickor i pelaren: Beroende på konstruktionens geometriska ut- formning och randvillkor kan sprickorna få olika utformning och hamna på olika nivåer i konstruktionen. Huvudorsaken kan vara förhindrad kontraktion vid avsvälning vid tidig ålder eller senare på grund av kallt klimat. Vertikala sprickor uppstår lättare om underlaget inte är jämn och skapar sprickanvis- ningar.

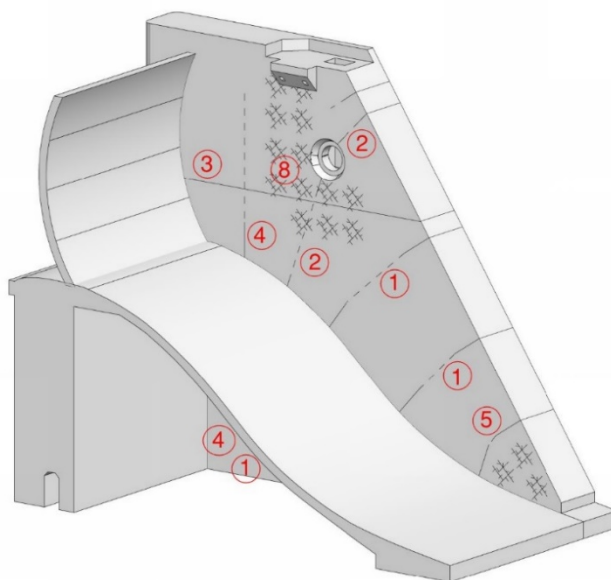
⁶ Rosenqvist, M., (2016). *Frost-induced deterioration of concrete in hydraulic structures - Interactions between
water absorption, leaching and frost action*. Doctoral thesis, Report TVBM-1036, Division of Building Mate-
rials, Faculty of Engineering, Lund University, Lund.

⁷ Hassanzadeh, M., Westberg Wilde, M. *Inventering av spricktyper i vattenkraftens betongkonstruktioner*.
Stockholm: Energiforsk, Rapport 2016:257. [https://energiforsk.se/program/betongtekniskt-program-vat-
tenkraft/rapport/inventering-av-spricktyper-i-vattenkraftens-betongkonstruktioner-2016-257/](https://energiforsk.se/program/betongtekniskt-program-vat-
tenkraft/rapport/inventering-av-spricktyper-i-vattenkraftens-betongkonstruktioner-2016-257/),
2021-11-28.

	När det gäller fuktighet och vattenhalt är de normalt torrare än spricktyp 1. De kan, dock, ha hög fuktighet och vattenhalt om de är i kontakt med vattenförande sprickor. Om pelaren angränsar till ett utskov eller skibord kan sprickan uppnå hög fuktighet och vattenhalt samt även vara vattenförande.
5	Sneda sprickor i pelarens nedströmskant: Sprickorsaken är en kombination av de mekanismer som orsakar spricktyp 1 och spricktyp 4. I konstruktionens inre del styrs sprickans fuktighet av den betong som omger den. Nära ytan kan sprickan bli fuktigare än den omgivande betongen och lättare styras av den yttre miljöns fuktighet.
6	Horisontella sprickor i frontplattan: Sprickor i frontplattor har normalt hög fuktighet och vattenhalt. De kan även vara vattenförande.
7	Frostskador och islinser i frontplattan: Frostskador kan i princip förekomma var som helst i vattenkraftens konstruktioner om villkoret för frostska är uppfyllt, d.v.s. om betongens vattenmättnadsgrad överstiger den kritiska vattenmättnadsgraden.
8	Frostskador/ASR kring lucklager: Frostskador uppstår om betongens vattenmättnadsgrad överstiger den kritiska vattenmättnadsgraden. ASR (alkalisilika-reaktioner) uppstår om betongens ballast är alkalireaktiv. ASR och frostangrepp kan förstärka varandras effekter (synergism).
	Övriga konstruktionsdelar: Sprickor kan uppkomma på olika ställen i en vattenkraftsanläggning. Huvudorsakerna är normalt: 1) förhindrade termiska och krypningsdeformationer i konstruktionselementet; 2) termiska och krypningsdeformationer hos angränsande konstruktionselement som deformerar det aktuella elementet; 3) fysikaliska och kemiska angrepp som frostangrepp och ASR; 4) sättningar.



Figur 2-1 Sprickor i en hypotetisk betongkonstruktion – I.



Figur 2-2 Sprickor i en hypotetisk betongkonstruktion – II.

2.2.3 Exempel på några exponeringsmiljöer

De sprickor som observerades vid anläggningsbesöken, avsnitt 3, har presenterats i en separat rapport *"Sprickbildning i vattenkraftsanläggningar - Sammanställning av observationer vid inspektion av några utvalda vattenkraftsanläggningar"*. Nedan, beskrivs de exponeringsmiljöer som särskildes vid de visuella inspektionerna vid anläggningsbesöken. Det bör, dock, noteras att de bedömningarna endast är baserade på visuella intryck utan mätningar eller tidigare undersökningsresultat.

1. Inspektionsutrymme

Uppströmssidan är till vänster i bilden.

Utrymmet är skyddat mot regn och kalla lufttemperaturer härav ingen XF-klassning. Den övre temperaturgränsen beror på konstruktionens utformning och isolering, men den kan överstiga 20 °C. Luftens RF kan bli hög. RF är i normala fall över 60 %. RF över 90 % kan lätt uppnås under vintern. I vissa anläggningar förekommer kondens på betongytor.

Utrymmet kan i genomsnitt klassas som XC3. De element som är i kontakt med vatten eller utsatta för läckage kan betraktas som XC2. De ytor som utsätts för kondens klassas som XC4.

Exponeringsförhållandena i sprickor varierar med varierande klassning som XC2, XC3 och XC4.

Det bör noteras att vissa liknande utrymmen har tidigare inte varit skyddade mot det yttre klimatet.

Liknande utrymmen i några anläggningar har tillkommit genom att i efterhand bygga en isolerväg och på så sätt skydda utrymmet mot det yttre klimatet. Vissa av utrymmena är försedda med avfuktningssaggregat. Uppvärmning kan också förekomma.



2. Nedströmssidan av en frontplatta

Utrymmet kan generellt klassas på samma sätt som ovan "1. Inspektionsutrymmet".

Exponeringsförhållandena i sprickorna varierar: XC2, XC3 och XC4. Ingen XF-klassning.



Kalkutfällningar kan noteras i sprickan som är brunfärgad i den del som är längst bort i bilden. Även den ospruckna betongytan närmast kameran uppvisar en svag missfärgning. Detta kan tolkas som pågående armringskorrosion. Enligt Rosenqvist (2021)⁸ har det inte gått att påvisa att förändringar i kulören från vit till gul och slutligen röd/svartbrun kan hänföras till pågående korrosion, se rad 7 och 8. Källan till missfärgningarna kan vara korrosionsprodukter, partiklar från berget och älven samt betongens beståndsdelar. Vidare, kan den kalk som urlakas reagera med andra ämnen och byta färg. Även injektering förekommer.

3. Övre del av utskovspelare

Ytan kan tilldelas exponeringsklassen XC4 och XF1.

En sned spricka med liten kalkutfällning syns i bilden som förenas med en vertikal spricka som strålar nedåt från lucklagret.



4. Nedre del av en utskovspelare

Den nedre delen av pelaren tilldelas exponeringsklassen XC4 och minst XF3.

Horisontell sprickbildning med kalkutfällning och sneda sprickor som lutar i nedströmsriktningen kan noteras. Orsaken till sprickbildningarna är förhindrad termisk kontraktion.

Det är berget som förhindrar kontraktionen. En sned spricka utgår också från luckans övre högra hörn.



⁸ Rosenqvist, M., (2021). Kalkutfällningar på betong i vattenbyggnader - Kemisk och mineralogisk karaktärisering. Rapport 2021:802, Energiforsk, Stockholm. <https://energiforsk.se/program/betongtekniskt-program-vattenkraft/rapport/kalkutfallningar-pa-betong-i-vattenbyggnader-2021-802/>.

5. Högst upp på anläggningen

Bilden visar ett område högst upp på en anläggning vid ett spelhus. I vissa anläggningar kan området vara lite varmare än övriga delar. Snön kan smälta vintertid, vilken medför större risk för frostangrepp. Exponeringsklassen är XC4 och XF3.



6. Högst upp på anläggningen

Det är en brobana över ett skibord. Exponeringsmiljön är XC4 och XF3. Betongen i bilden är förmodligen inte frostbeständig.

Det bör noteras att armeringen trots grova sprickor troligtvis inte har korroderat.



7. Skibord och dess omgivning

Skibord och dess omgivning tilldelas exponeringsklassen XC4 och XF3. Den skibordsyta som noteras i bilden är mycket våt. Om skibordet är ständigt fuktigt liksom det i bilden kan det även tilldelas exponeringsklassen XC1/XC2.

Det finns sneda sprickor med kalkutfällningar på ledmurarna. Sprickor finns även på skibordet.

Missfärgningar från ljusbrun till mörkbrun syns på olika ställen på skibordet och ledmuren. Det finns även mörkbruna fläckar (avrinningar) under dränagehålen. Det finns bruna fläckar på sprutbetong på berg. Fläckarnas ursprung kunde inte bestämmas.



Brunfärgad utfällning syns även i frontväggens horisontella spricka.



8. Områden nedströms ett utskov

Ledmurarna är placerade nedströms utskov. Exponeringsklassen för dessa ledmurar är XC4 och XF3.

Ledmurarna har många vertikala sprickor med kalkutfällningar. Långa horisontella sprickor med kalkutfällningar förekommer också. Sprickorsaken är troligtvis förhindrad termisk kontraktion.

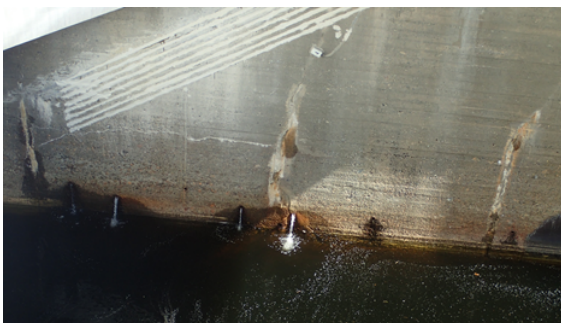
Vissa sprickor har ljusbruna och mörkbruna utfällningar. Färgat vattnet rinner också ut från dränehålen.



9. Betong vid vattenlinjen uppströms en dammanläggning

Betong vid vinterhalvårets vattenlinje kan brytas ner⁶. Nedbrytningen orsakas av att betongens yttre skikt urlakas och fylls med vatten. Ytskiktet sprängs när betongen fryser. Nedbrytningen uppstår lättast vintertid då betongen är i kontakt med icke fruset vatten. Nedbrytningsprocessen liknar den som orsakar avskalning av betongens yta när den utsätts för avisningsmedel. Härmed, bör exponeringsklass XC4 och XF4 tilldelas betongytor vid vattenlinjen.

När det gäller icke frostbeständig betong med högt vct kan även inre frostangrepp uppstå i betongen⁶.



2.3 KORROSION ORSAKAD AV KARBONATISERING

2.3.1 Galvanisk korrosion – korrosionscell

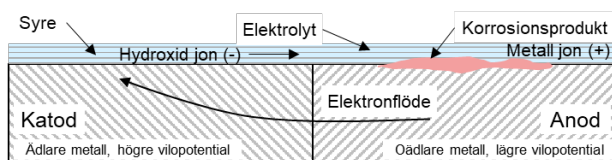
Galvanisk korrosion uppstår när två metaller är i kontakt med varandra förutsatt att följande villkor är uppfyllda:

1. Potentialskillnad mellan metallerna
2. En sammanhängande elektrolyt över metallernas yta

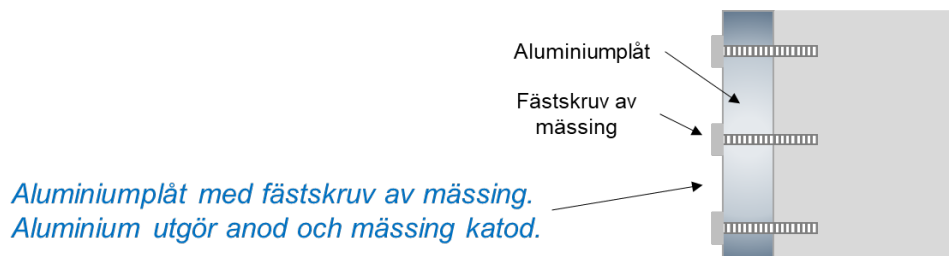
3. Tillgång till syre vid katoden

Processen illustreras i Figur 2-3. Där två metaller med olika potentialer är i kontakt med varandra. Potentialskillnad finns mellan den oädlare metallen (aluminium) och den ädlare metallen (mässing). På grund av potentialskillnaden uppkommer ett elektronflöde mellan metallerna. Den metall som förlorar elektroner blir anod (positiv pol), och den som tar emot elektronerna blir katod (negativ pol). Vi katoden upptas elektronen av syre och bildar en hydroxid jon (negativ laddad) som leds genom elektrolyten mot anoden där den förenar sig med metalljonen och bildar oxid (rost). Metallerna, elektrolyten och syret bildar en korrosionscell.

I Figur 2-3 bildar mässingsskruven, aluminiumplåten, syret och ev. fukten på plåtens yta en korrosionscell. Eftersom mässingens yta är mycket mindre än plåtens sker korrosionsprocessen långsamt. Om skruvarna var gjorda av aluminium och plåten av mässing hade skruvarna korroderat relativt snabbt.

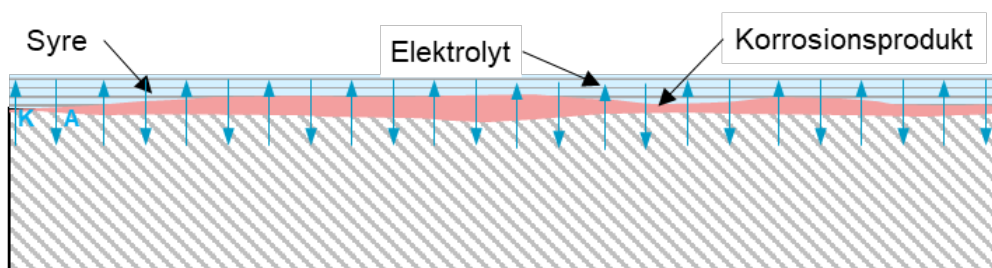


Korrosionscell med särskiljbara anod- och katodytor



Figur 2-3 – Definition av galvanisk korrosion – korrosionscell.

Galvanisk korrosion uppstår även när anod- och katodytor inte är särskiljbara förutsatt att de tre ovannämnda villkoren är uppfyllda, Figur 2-4.

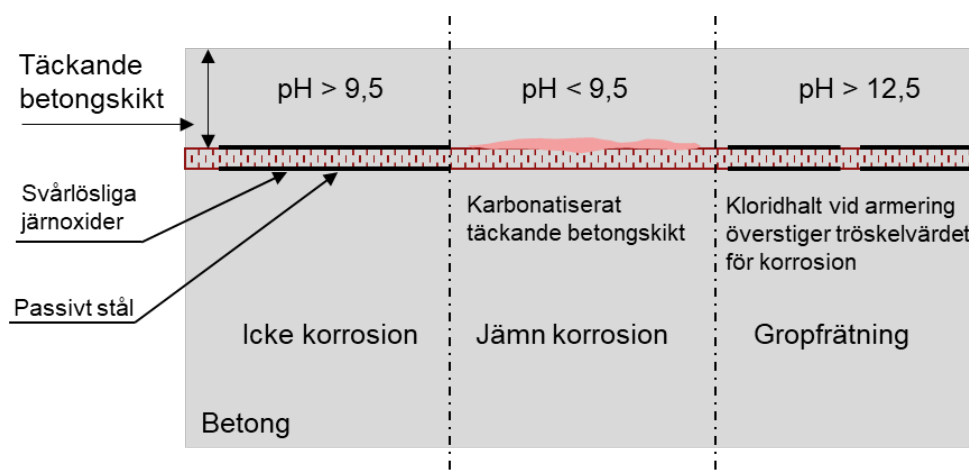


Figur 2-4 - Korrosionscell med inte särskiljbara anod- och katodytor.

2.3.2 Armeringskorrosion i betong

Armering i betong befinner sig i en stark alkalisk miljö ($\text{pH} > 12,5$). I en alkalisk miljö skyddas armeringsstålet mot korrosion genom ett passiverande oxidskikt som bildas på dess yta Figur 2-5. Det passiverande oxidskiktet bromsar den fortsatta oxideringen. Skiktet skadas/upplöses vid följande fall:

1. Luftens koldioxid tränger in och reagerar med betongens kalciumhydroxid. Härmed, bildas kalciumkarbonat (betongen karbonatiseras) med sänkt pH ($\text{pH} < 9$) som följd. När karbonatiseringen når fram till armeringen försvinner det passiverande oxidskiktet och armeringskorrosionen inleds.
2. Klorider från havsvatten och tölsalter tränger in i betongen och når så småningom armeringen. Vid tillräckligt hög kloridkoncentration, kloridtröskelvärdet, kommer det passiverande oxidskiktet på stålets yta att punktvis upplösas. Lokal korrosion (gropfrätning) startar vid de punkter där oxidskiktet har upplösts.



Figur 2-5 – Stållkorrosion i betong.

När det gäller armeringskorrosion i betong skiljer man mellan mikro- och makrokorrosionsceller. Mikrocellkorrosion liknar det fall där anod- och katodytor ligger tätt intill varandra. Makrocellskorrosion liknar det fall där anod- och katodytor är särskiljbara. T.ex. vid en kloridstyrd korrosion är anoden belägen i gropen medan katoden är metallen ytor i anslutning till gropen.

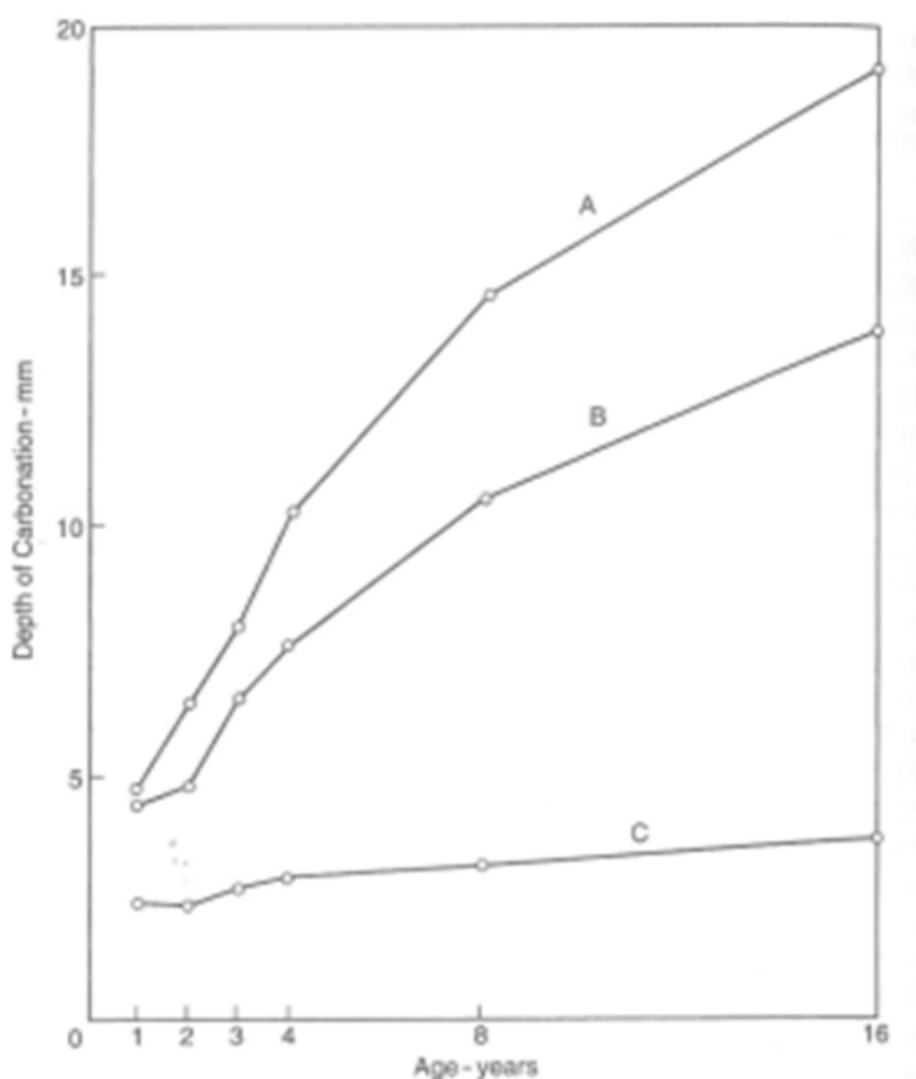
Mikrocellkorrosion leder till jämn korrosion eller allmän korrosion. Detta är exempelvis fallet då armeringskorrosionen orsakas av betongens karbonatisering. Makrocellskorrosion leder t.ex. till gropfrätning och punktkorrosion.

2.4 KARBONATISERING AV BETONG

Betong karbonatiseras när betongens kalciumhydroxid $\text{Ca}(\text{OH})_2$, kalk, reagerar med luftens koldioxid CO_2 . Resultatet blir kalciumkarbonat CaCO_3 , kalcit, som har

ett lägre pH-värde ($<9,2$). Kalcit har ca 35 % högre molekylvikt än kalk, därav tätare.

Karbonatisering av betong sker skiktvis, d.v.s. att en karbonatiseringsfront propagerar inåt från yta. Propageringshastigheten beror på luftens innehåll av koldioxid, betongens täthet, cementmängd samt dess fukthalt. Höga fukthalter i betong kan försvåra koldioxidens inträngning. Figur 2-6 visar utveckling av karbonatisering i betong som funktion av tid och olika klimatförhållanden. Fall C kan kanske även gälla för de horisontella ytorna vid en svensk vattenkraftsanläggning. En kurva mellan C och B, dock närmare C, gäller för vertikala ytor i en vattenkraftsanläggning. Som framgår av figuren är karbonatiseringsprocessen långsam.



Figur 2-6 - Utveckling av karbonatisering i betong som funktion av tid och olika klimatförhållanden. A) 20° C och 65 % RF, B) Utomhus under tak, C) Horisontell yta utomhus i Tyskland⁹.

⁹ Neville, A. M., (2008). *Properties of concrete*. Pearson, Prentice Hall, 1995 reprint-ed 2008

2.5 URLAKNING

2.5.1 Allmänt

Vatten (avjoniserat, mjukt, regn- och älvvatten) har förmågan att lösa upp cementpastans beståndsdelar och transportera ut dem från betongen. Processen är relativt långsam och styrs av cementets hydratationsprodukter och det hårdnade cementets struktur. Betongens sammansättning: vattencementtal (*vct*), typ och mängd av cement samt ballasttyp och ballastgradering styrprocessens hastighet. Utöver cementets och betongens egenskaper är vattnets innehåll av olika lösta ämnen och temperatur viktiga faktorer. Urlakningsprocessen blir långsam eller avstannar om det vatten som är i kontakt med betongens yta är stillastående, t.ex. i en icke genomströmningsbar spalt eller spricka.

2.5.2 Cementpastans beståndsdelar

Cementpastans urlakningsprocess styrs av reaktionsprodukternas löslighet i vatten och deras bidrag till betongens hållfasthet och täthet.

När cement blandas med vatten reagerar dess mineraler med vatten och bildar nya produkter. De viktigaste klinkermineralerna i portlandcement är:

Trikalciumsilikat:	$3CaO \cdot SiO_2$	C_3S	<i>Alit</i>
Dikalciumsilikat:	$2CaO \cdot SiO_2$	C_2S	<i>Belit</i>
Trikalciumaluminat:	$3CaO \cdot Al_2O_3$	C_3A	<i>Aluminat</i>
Tetrakalciumaluminatferrit:	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$	C_4AF	<i>Ferrit</i>

De viktiga cementreaktionerna kommer igång när lättlösliga föreningar, i huvudsak alkalisulfater, löser sig i vattnet och vattnet blir mättat av K^+ , Na^+ , Ca^{2+} , SO_4^{2-} och OH^- joner, vilket medför att kristaller av $Ca(OH)_2$ och ettringit faller ut (Johansson, 2017). Tre viktiga reaktioner sker mellan cementets beståndsdelar och vatten: Silikatreaktioner, Aluminatreaktioner samt Ferritreaktioner^{10, 11}.

Silikatreaktioner

Vid silikatreaktioner, som inkluderar C_3S och C_2S , bildas kalciumsilikathydrater ($C-S-H$) och kalciumhydroxid (CH). $C-S-H$ har ingen bestämd och enhetlig kemisk sammansättning¹¹. $C-S-H$ kan bildas med olika förhållande mellan C och S (Ca/Si kvot). Även den i $C-S-H$ bundna vattenmängden kan variera. Enligt Taylor, betecknar termen CSH -gel ett material som innehåller enbart $CaO \cdot SiO_2 \cdot H_2O$, däremot kan $C-S-H$ gel innehålla andra ämnen, t.ex. aluminat som tränger in vid tillsättning av puzzolana tillsatsmaterial. $CaO \cdot SiO_2 \cdot H_2O$ är ingen kemisk formel, utan antyder de oxider som bygger upp gelen. Kalciumsilikathydraterna har det största bidraget till cementpastans hållfasthet.

¹⁰ Johansson, S-E., (2017). *Cement*. Kap. 2, Betonghandbok Material Del I. Svensk Byggtjänst, Stockholm. www.byggtjanst.se.

¹¹ Taylor H. F. W., (1990). *Cement Chemistry*. Academic Press Limited.

Kvoten Ca/Si påverkar bl.a. $C-S-H$ -gelens struktur och porlösningens pH. Därför är den en viktig parameter när det gäller cementbaserade materialens beständighet. Kvoten Ca/Si kan variera och dess sammansättning styrs bl.a. av typ av reaktioner samt olika parametrar som påverkar hydratationsprocessen. Kvoten kan också variera inom det hårdnade/hydratiserade materialet, d.v.s. att Ca/Si kvoten i en hydratiserad cementpasta kan variera från en punkt till en annan punkt¹¹. Medelvärdet av Ca/Si i ett hydratiserad C_3S pasta kan variera mellan 1,66 och 1,93¹¹. Kvoten Ca/Si är en viktig parameter för bestämning av cementpastans urlakning. Om kvoten är låg så kan den tyda på att cementpastans har urlakats.

Vid silikatreaktionerna bildas även $Ca(OH)_2$, kalciumhydroxid (CH), som har en skiktad kristallin struktur. Bindningskraften mellan CH :s olika skikt är svag därför bidrar CH inte nämnvärt till det hårdnade cements hållfasthet och styvhet. Däremot, är CH viktig för att upprätthålla ett högt pH ($pH \approx 12,5$) i porlösningen. CH :s struktur liknar den naturliga mineralen portlandit därav namnet portlandit.

När betong karbonatiseras reagerar CH med luftens CO_2 och bildar $CaCO_3$ (kalciumkarbonat/kalcit).

Aluminatreaktioner

Aluminatreaktionerna sker när C_3A reagerar med vatten. Reaktionerna sker i två steg. I det första steget reagerar C_3A med gips, $CaSO_4$, varav ettringit bildas. Gips tillsätts för att försena C_3A :s omedelbara reaktion med vatten¹⁰.

Efter kort tid, ca ett dygn, sker en ny reaktion genom vilken ettringiten omvandlas till monosulfat. Vidare, bestämmer tillgången på löslig $CaSO_4$ vilket mineral som bildas¹⁰.

Ferritreaktioner

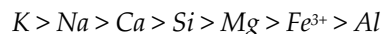
Ferriten reagerar, liksom aluminaten, med gips och bildar nålformiga kristaller¹⁰. Ferritreaktionerna påverkas lika som aluminatreaktionerna av $CaSO_4$ koncentrationen.

2.5.3 Urlakningsprocessen

Hårdnad betong kan indelas i två faser, nämligen ballast och cementpasta. Ballastfasen inkluderar all ballast som har blandats i betongen. Ballastens korn omges och sammanbinds av cementpasta. Cementpasta består av reagerat och icke reagerat cement samt porer. Porerne består, beroende på *vct*, av gelporer, kapillära porer samt luftporer. När det gäller urlakning av betong spelar de kapillära porerna en dominerande roll. Jontransporten sker nämligen i de vattenfyllda kapillärporerna.

Cements beståndsdelar löses upp i porvattnet. Som framgick ovan innehåller cementpasta både reagerat och icke reagerat cement. För enkelhets skull antas här att all cement har reagerat med vatten. De grundämnen som bygger upp cementpastan är kalium (K), natrium (Na), kalcium (Ca), kisel (Si), magnesium (Mg), järn (Fe) och aluminium (Al). Kalcium och kisel bygger upp cementpastans skelett och står för cementpastans hållfasthet och täthet. Den hastighet varmed ett visst ämne lakas ur betongen är beroende av lösligheten hos det ifrågavarande ämnets hydroxider. Ju lägre lösligheten hos ett ämne är desto lägre blir ämnets urlakningshastighet.

För hydroxider av ovannämnda ämnen gäller att lösligheten minskar i följande ordning:

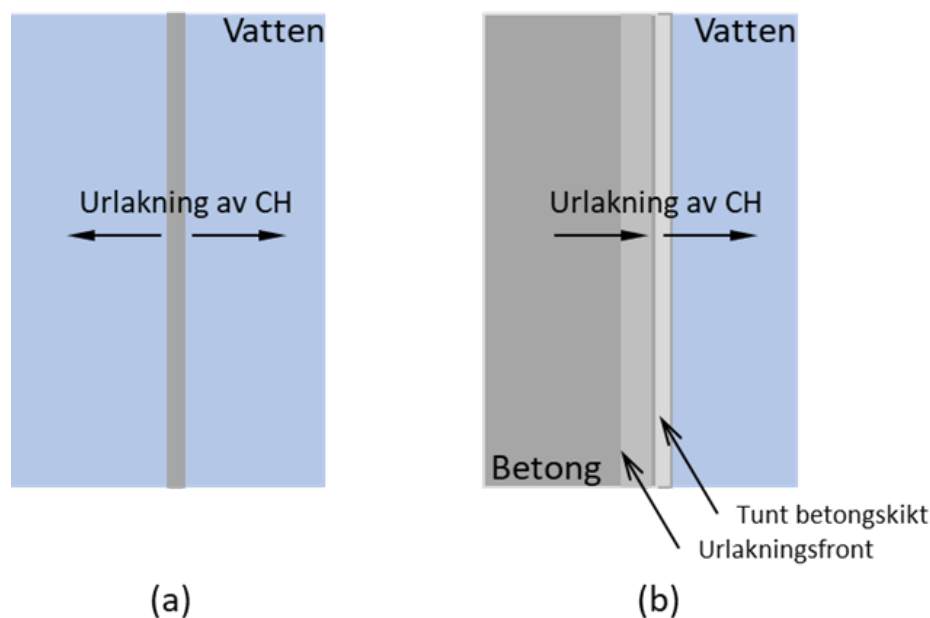


Ämnena ska enligt ovan avspjälkas från cementets reaktionsprodukter, bilda hydroxider och lösas upp i det vatten som finns i betongens porer. De lösta hydroxiderna diffunderar (transporteras) sedan ut från betongen om betongen är i kontakt med vatten.

Kalium- och natriumhydroxiderna är de lättlösligaste bland de ovannämnda hydroxiderna. De urlakas först och därmed sjunker betongens pH till 12,5, vilket motsvarar pH hos en mättad lösning av kalciumhydroxid. Urlakning av kalium och natrium påverkar inte cementpastans struktur, hållfasthet och täthet.

Urlakning av kalcium och kisel sker långsammare. Huvuddelen av kalciummängden är bunden i *C-S-H* och *CH* varav *Ca* i *CH* är lättlösligare än *Ca* i *C-S-H*. Därför, mättas porlösningen av det *Ca* som härstammar från *CH*, vilket medför att *C-S-H* förblir intakt eller urlakas betydligt långsammare än *CH*. Lösligheten hos de reaktionsprodukter som innehåller *Fe* och *Al* är betydligt lägre än *CH* och *C-S-H*, och de dessutom skyddas av *C-S-H* gelen som bygger cementpastans struktur.

Figur 2-7a visar en tunn skiva (mindre än en mm), och Figur 2-7b visar ett tunt skikt av betong (mindre än en mm) som vetter mot vatten. Både den tunna skivan och det tunna skiktet vattenmättas relativt snabbt. Kort därefter mättas porlösningen i skivans och skiktets porer med kalium-, natrium-, och kalciumjoner. Om koncentrationen av de nämnda jonerna är mindre i vattnet än i skivans och skiktets porlösning, diffunderar jonerna från materialens porer mot vattnet. Då sjunker jonernas koncentration i porlösningen. I den tunna skivan ersätts jonerna genom att mer material i den tunna skiva går i lösning. I det tunna skiktet ersätts jonerna dels genom att mer material i det tunna skiktet går i lösning, dels genom att joner diffunderar från betongens inre delar mot det tunna skiktet.



Figur 2-7 - Urlakning av en tunn skiva och ett tunt skikt av betong som vetter mot vatten.

Den tunna skivan blir först av med sina K , Na och större delen av till CH -bundna Ca joner. Därefter, avspjälkas Ca åtföljt av Si från $C-S-H$. Avspjälkning av $C-S-H$ leder till försvagning och nedbrytning av den tunna skivan. Urlakningsprocessen hos det skiktet är, dock, annorlunda eftersom skiktet matas med joner som diffunderar från betongens inre delar. Så länge det tunna skiktet matas med kalciumjoner inifrån betongen avspjälkas $C-S-H$ gelen inte eller avspjälkas betydligt långsammare än den tunna skivan. Detta innebär att det tunna skiktet inte löses upp på samma sätt som den tunna skivan.

Den beskrivna processen leder till att det skikt inom vilket urlakning sker växer inåt därmed skapas en *urlakningsfront*. Betong till vänster om urlakningsfronten har möjligen blivit av med en del av sina K och Na joner, dess pH har sjunkit till 12,5, men i övrigt är intakt. Betong som befinner sig till höger om urlakningsfronten genomgår en urlakningsprocess. Området mellan urlakningsfronten och vattnet benämns här "*processzon*". Om betongens yta som vetter mot vattnet inte utsätts för erosion får betongen till höger om urlakningsfronten en varierande sammansättning. De delar som är nära urlakningsfronten är mindre urlakade medan de delar som är närmast vattnet kan vara helt urlakade. Processzonens tjocklek och urlakningsgrad beror på olika parametrar, bl.a. cementtyp, cementmängd, *vct*, olika joners löslighet och diffusionskoefficienter.

Urlakning är en diffusionsprocess och styrs av betongens vattenhalt. När betong kommer i kontakt med vatten tränger vattnet in i betongen. Inträngningen styrs av vattentrycket, betongens kapillära krafter (kapillärsugning) samt betongens diffusionsegenskaper. Figur 2-8 visar schematisk fuktfördelning i en betongkonstruktion

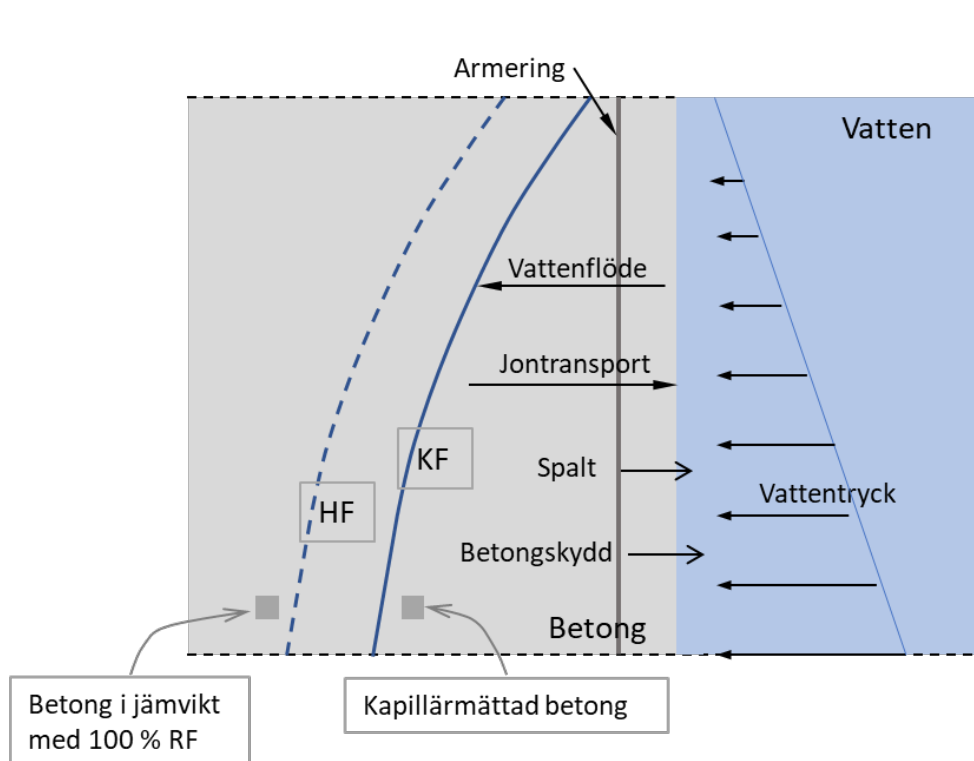
som är i kontakt med vatten. Figuren visar den hygroskopiska fuktfronten (HF). Fronten visar det djup till vilket vatten trängs in genom externt vattentryck och den kapillära sugkraft som betongen har samt diffusion. Den del av betong som befinner sig strax till vänster om HF har samma fukthalt som om den hade varit placerad i ett rum med 100 % RF (relativ fuktighet).

Hygroskopisk fukt är den fukt som betong (betongens cementpasta) adsorberar från luften. Vid hygroskopisk fuktupptagning är betong inte i kontakt med vatten. Vid 100 % RF uppnår betong den högsta nivå av fukthalt som den kan uppnå när den enbart är i kontakt med fuktig luft. Vid den här nivån av fuktighet finns kondenserat vatten i cementpastans kapillära porer och de kanaler som förbinder dem. Ett sammanhängande vattenkanalsystem bildas. Det finns tillräckligt med vatten i porsystemet för att lösa upp olika ämnen från cementpastan och låta de diffundera till andra delar av betongen med lägre halt av det lösta ämnet.

Betongens fukthalt minskar i riktning mot vänster bort från HF, vilket resulterar i mindre mängd vatten i porsystemet. Andelen sammanhängande vattenkanaler minskar vilket resulterar i minskad diffusion av de i porvattnet lösta ämnena.

Till höger om KF (fronten för betong med kapillär vattenmättnadsgrad) är betongens kapillära porer vattenmättade. Betongens luftporer är, dock, inte vattenfyllda.

Upplösning och transport av cementpastans olika ämnen sker snabbast när betongens kapillära porer är vattenfyllda.



Figur 2-8 - Schematisk fuktfördelning i en betongkonstruktion som är i kontakt med vatten. HF = hygroskopisk fuktfront, KF = fronten för betong med kapillär vattenmättnadsgrad.

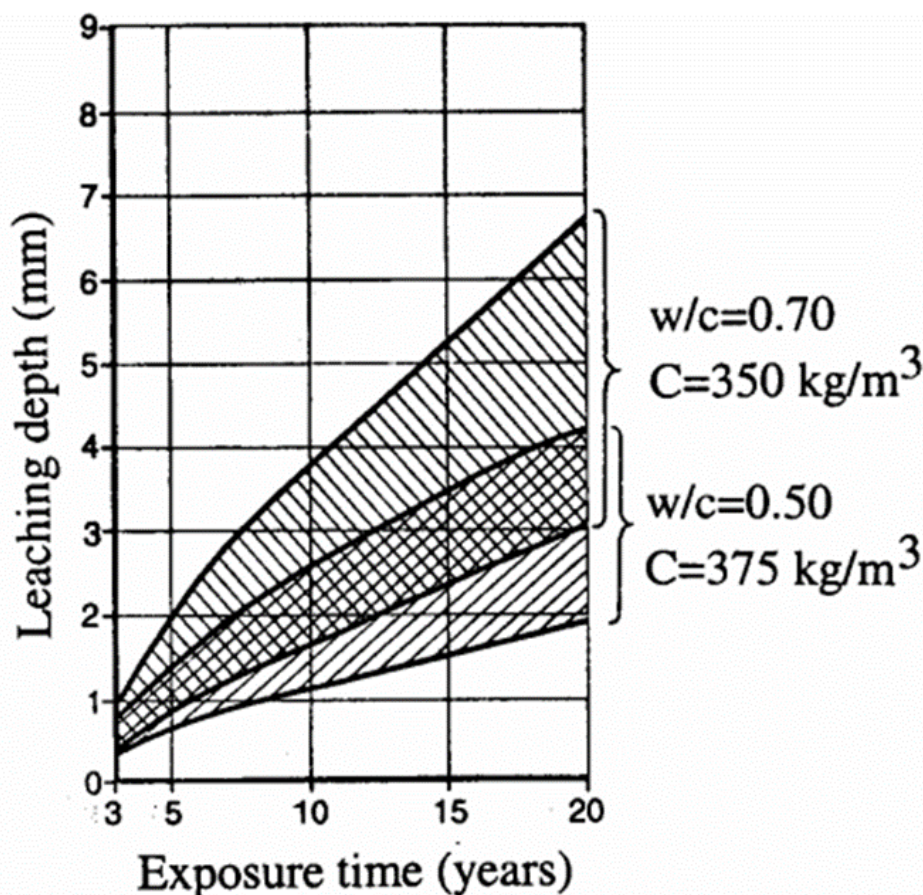
Figur 2-8 visar även en armeringsstång och det täckande betongskikt som skyddar armeringen. Urlakning av betong leder till minskat pH-värde och hållfasthet i det täckande betongskiktet. Minskat pH-värde kan leda till armeringskorrosion och minskad hållfasthet kan leda till minskat motstånd mot erosion och försämrade vidhäftning mellan betong och armering.

Inträngning av vatten är i jämförelse med urlakningsprocessen en snabb process. Det täckande betongskiktet kan inom några månader uppnå den kapillära vattenmättnadsgraden, vilket innebär att de genomströmningsbara porerna, som utgörs av kapillära porer, är vattenmättade och jontransport kan ske obehindrat genom det kapillära porsystemet. I början kan vatteninträngning motverka urlakningen men om betongkonstruktionen är tjock blir vatteninsugningen så småningom så långsam att den inte påverkar jontransporten i riktning mot den betongyta som vetter mot vattnet.

Urlakningsprocessen från en betongyta styrs av lösligheten hos cementpastans beståndsdelar, betongens vattenmättnadsgrad och de lösta jonernas diffusionsegenskaper. Utöver dessa parametrar påverkar de förhållandena som råder vid randen. Följande faktorer kan ha stor inverkan.

Urlakningsprocessen är mycket långsam speciellt när det gäller urlakning från en välgjord betongyta som består av betong med $v_{ct} < 0,5$. Vid $v_{ct} < 0,5$ minskar andelen kapillära porer vilket har en negativ effekt på diffusionsprocessen. Enligt Neville⁹ kan vätskor (vatten) med ett pH-värde lägre än 6,5 bryta ner betong. Allvarlig nedbrytning sker först vid pH-värden lägre än 5,5 och vid pH-värden lägre än 4,5 utsätts betong för mycket allvarlig nedbrytning. Vatten som innehåller mer än 30 ppm CO_2 medför allvarlig nedbrytning av betong. Vidare, kan vatten som innehåller mer än 60 ppm CO_2 åstadkomma mycket allvarlig nedbrytning av betong.

Figur 2-9 visar exempel på urlakning av betong utsatt för vatten som innehåller 100 mg/liter (100 ppm) aggressiv CO_2 och $pH = 5,6$. Avjoniserat vatten har $pH = 7$. Vattenkraftsälvens pH -värde är kring 7. Som framgår av Figur 2-9 har urlakningsfronten trängt in 1,5–2,5 mm respektive 2,0–4,0 mm i betong med $v_{ct} = 0,5$, efter 10 respektive 20 års exponering mot vatten som innehåller aggressiv CO_2 . Referensen anger inte vad inträngning innebär. Ett aggressivt ämne kan lösa upp betongen relativt snabbt. CH hinner inte diffundera fram till det ställe där urlakningen sker, vilket medför att kalcium löses upp från $C-S-H$. Detta fenomen kan göra skillnad mellan urlakning i icke aggressiva miljöer där vatten har lösta salter och kalk, mindre aggressiva miljöer med avjoniserat eller regnvatten samt aggressiva till mycket aggressiva miljöer (lösningar med $pH < 6$). Resultatet i Figur 2-9 visar att urlakning i en aggressiv miljö är 0,1–0,2 mm/år. Urlakning på 0,1–0,2 mm/år leder till 5–10 mm urlakning hos en betongyta på uppströmssidan av en frontplatta under 50 år. Urlakningen är i sig inte så stor eftersom det täckande betongskiktet minst är 50 mm.



Figur 2-9 - Exempel på urlakning av betong utsatt för vatten som innehåller 100 mg/liter (ppm) aggressiv CO₂ och har pH=5,6, F.W. Locher och S. Sprung (1975) från Fagerlund (2000)¹².

Rosenqvist m.fl.¹³ skriver

“Far below the normal water level, the outermost zone constitutes a dense shell that is composed by nodules of magnesium-rich silica gel incorporated into a calcium- and magnesium-rich matrix with signs of carbonation. The shell may produce a coating effect that slows down the alteration kinetics. Due to the formation of the shell, only the outermost 8–9 mm of the concrete has been subjected to significant changes in the chemical and mineralogical composition after 55 years of exposure to the river water.”

Enligt Rosenqvist är det yttre skiktet urlakat på sådant sätt att stor andel av CH och Ca från C-S-H gel har förbrukats. Det urlakade skiktet sitter kvar men förmodligen har dess mekaniska och fysikaliska egenskaper försämrats p.g.a. att en del av

¹² Fagerlund, G., (2000). *Leaching of concrete, The leaching process. Extrapolation of deterioration. Effect on the structural stability*. Report TVBM-3091, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, Sweden.

¹³ Rosenqvist, M., Alexandra Bertron, A., Fridh, K., Hassanzadeh, M., (2017). *Concrete alteration due to 55 years of exposure to river water: Chemical and mineralogical characterisation*. Cement and Concrete Research 92 (2017) 110-120.

C-S-H gelen har lakats ur. Det yttre skiktet skyddar den bakomliggande betongen trots att dess egenskaper har försämrats. Resultatet enligt Rosenqvist tyder på en genomsnittlig urlakning på ca 0,16 mm/år vilket stämmer bra överens med det takt som har redovisats högre upp i detta avsnitt.

I de fall där det urlakade skiktet skadas och skalas av sker urlakningen i en snabbare takt. Då samverkar urlakningen med en annan nedbrytningsmekanism, t.ex. frostangrepp. Figur 2-10 visar skadad betong vid vattenlinjen. Den typ av skada kan noteras i vattenkraftsanläggningar i norra Sverige. Där är vintertid icke fruset vatten med låg temperatur ($< 2\text{ }^{\circ}\text{C}$) i kontakt med frusen betong. Fenomenet är en kombination av urlakning och frostangrepp⁶. Vattnets förmåga att lösa upp kalk ökar med minskad temperatur. I ett tunt betongskikt som är i kontakt med ofruset vatten löses betongens kalk i dess porvatten och diffunderar ut. Den diffunderade kalkens utrymme samt det tunna skiktets kapillärporer fylls med vatten. Vattnet fryser och spränger det tunna skiktet. I en anläggning i norra Sverige konstaterades att 40 mm av det täckande betongskiktet hade försvunnit och ytan såg ut så som framgår av Figur 2-10. Vid observationstillfället vara konstruktionen 44 år, d.v.s. ca 1 mm avskalning per år. Det är en relativt snabb skadeprocess. Men en frostbeständig betong med $vc < 0,50$ kan motstå den beskrivna miljön mycket bättre. En sådan betong är dels tätare vilket medför att kalk långsammare transporteras ut, dels frostbeständig vilket medför bättre motstånd mot avskalning orsakad av frostangrepp.



Figur 2-10 – Skadad betong vid vattenlinje.

2.6 FÖRHÅLLANDENA I EN SPRICKA

2.6.1 Allmänt

Karbonatisering och urlakning av betong diskuterades i föregående avsnitt. Båda processerna är långsamma och därför uppnår en betongkonstruktion lång livslängd om materialvalet och utförandet av betongkonstruktionen utförs omsorgsfullt. Frågan är vad som händer om betongen spricker?

De sprickor som uppstår eller grundläggs när betong befinner sig i det färska tillståndet försämrar det täckande betongskiktets kvalité och följaktligen förkortar konstruktionens livslängd. Dessa sprickor kan inte begränsas genom armering, utan betongsammansättningen och arbetsutförandet måste förbättras.

De sprickor som uppkommer efter betongens hårdnande kan begränsas genom att begränsa:

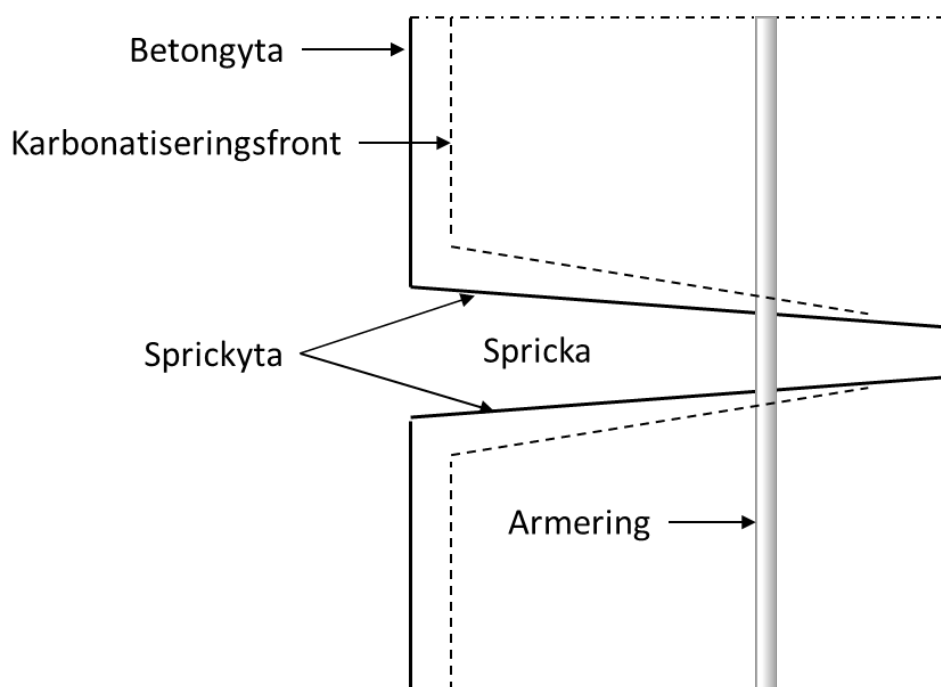
- betongens kontraktion under och efter hårdnandet
- töjningsgradienter i konstruktionen
- lämplig armeringsutformning

I bruksstadiet uppstår sprickor i vattenkraftskonstruktioner vanligen p.g.a. belastning, sättningar, säsongmässiga temperaturvariationer, uttorkningskrympning samt alkalisilikareaktioner (ASR). Sprickornas inbördesavstånd och bredd kan styras genom olika armeringsåtgärder.

Nedan diskuteras på vilka sätt förhållandena i en befintlig spricka, som har bildats under och efter betongens hårdnande, påverkar betongens beständighet.

2.6.2 Karbonatisering

I karbonatiseringssammanhanget kan en sprickans ytor betraktas som förlängning av betongens yta inåt i konstruktionen, Figur 2-11. Karbonatiseringstakten minskar, dock, inåt i sprickan dels på grund av att koldioxiden måste diffundera in i sprickan och sedan in i två motstående ytor som står tätt mittemot varandra, dels p.g.a. att sprickors ytor i en utemiljö, speciellt i en vattenkraftsmiljö, vanligen är fuktigare och reagerar långsammare mot yttre miljöns fuktighetsförändringar än betongens yta utanför sprickan. Sprickor som är ofta kommer i kontakt med vatten (regn, genomströmmande vatten och fluktuationer av vattennivån) kan innehålla vatten vilken försvårar koldioxidens inträngning.



Figur 2-11 – En spricka kan betraktas som en förlängning av yta inåt i konstruktionen.

I de fall där sprickan läcker eller är vattenförande karbonatiseras betongen förmodligen inte eftersom det är svårt för koldioxiden att tränga in. Vattnet löser istället upp kalken och för den med sig ut. Väl utanför sprickan reagerar kalken med luftens koldioxid och bildar kalcit, Figur 2-12.



Figur 2-12 – Läckage från en spricka.

2.6.3 Vattengenomströmning i en spricka

Vattenflödet genom en spricka styrs av sprickvidden och tryckfallet längs med sprickan i flödesriktningen. Sprickytornas egenskaper påverkar naturligtvis vattenflödet. En viktig parameter i detta sammanhang är sprickans kontinuitet i flödesriktningen. En nybildad betongspricka kan överföra dragspänningar. Förmågan att överföra dragspänningar avtar med ökad sprickbredd och tid (krypning). När sprickan når den kritiska bredden (w_c) bildas en verklig spricka som inte kan överföra några dragspänningar. Följande fall föreligger:

1. $w = 0$ Ingen spricka, betongens draghållfasthet har inte överskridits
2. $0 < w < w_{syn}$ En spricka har bildats men kan inte upptäckas utan hjälpmedel. $0,02 < w_{syn} < 0,05$ mm.
3. $w \leq w_c$ Sprickan syns men kan överföra dragspänningar. Materialet på ömse sidor av sprickan kan inte säras. Sprickplanet är inte kontinuerligt. $0,100 < w_c < 0,300$ mm. $0,100$ mm gäller för ultrahöghållfasthetsbetong och cementpasta. $0,300$ mm gäller för normal betong med grovballast. För vanlig konstruktionsbetong varierar w_c , beroende på hållfasthet och betongens stenmax, mellan $0,150$ och $0,250$ mm.

4. $w > w_c > 300 \text{ mm}$ Genomströmningen är nära proportionell mot tryckgradienten¹⁴.

Det laminära vattenflödet genom en spalt mellan parallella och glatta väggar kan beräknas med följande samband¹⁴:

$$q = \frac{\Delta P \cdot l \cdot w^3}{12 \cdot \eta \cdot d} \quad (2-1)$$

q = genomströmning, m³/s

ΔP = tryckgradient, Pa

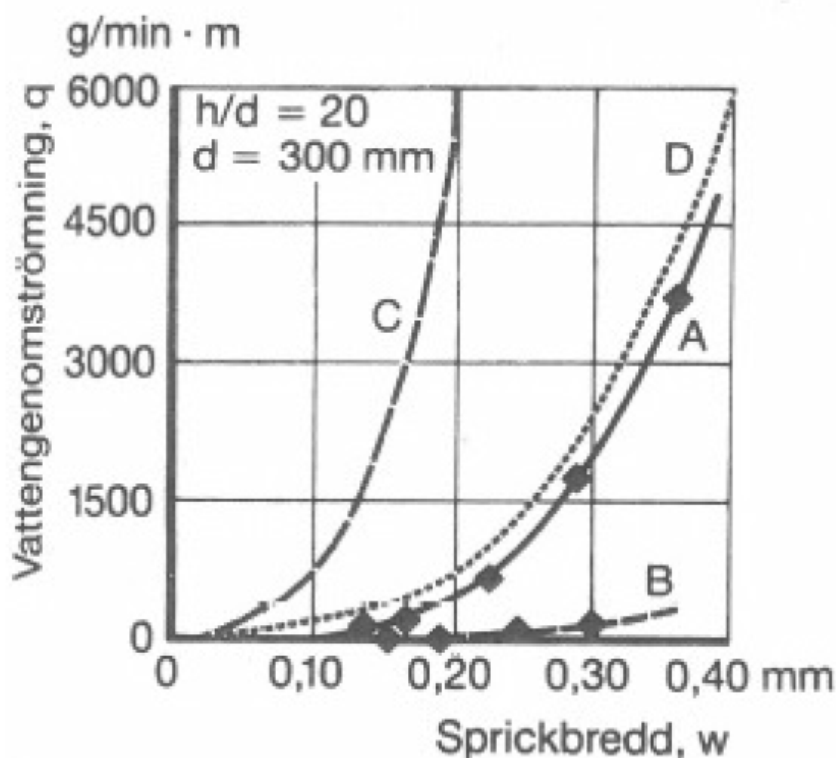
d = sprickplanets längd i flödesriktning, m

l = sprickplanets längd vinkelrätt mot flödesriktning, m

w = sprickbredd vinkelrätt mot sprickplan, m

Figur 2-13 visar vattenströmning som funktion av sprickbredd. I figuren är d enligt ovan. h är vattentrycket (ΔP) uttryckt som meter vattenpelare (mVp). En mVp motsvarar 10 kPa. Kurva C är beräknad enligt Ekvation 2-1. Kurva D är också beräknad enligt Ekvation 2-1 men med $w/2$ i stället för w i ekvationen, vilket medför att genomströmningen minskar till 1/8 del av det flödet enligt kurva C. Kurva A visar mätning av genomströmningen kort tid efter genomströmningens start, d.v.s. att resultatet är opåverkat av sprickans självtätning. Som framgår av figuren är överensstämmelsen mellan kurva C och kurva A dålig, vilket kan bero på sprickans råhet samt att sprickan inte har fullständigt utvecklats. Kurva D överensstämmer däremot bättre med kurva A. Kurva B visar genomströmningen efter 7 dygn. Som framgår av figuren tätas sprickan genom självtätning. Självtätning kan fullständigt täta sprickor som är tunnare än 0,2 mm.

¹⁴ Emborg, M., Nilforoush, R., Popescu, C., Rajczakowska, M., (2021). *Sprickor*. Kap. 22 i Betonghandbok Material, Del II. Svensk Byggtjänst.



Figur 2-13 - Beräknad och uppmätt vattengenomströmning, Trost, Cordes och Ripphausen (1989), från Emborg m.fl. (2021)¹⁴. A) Uppmätt efter kort tid, B) Uppmätt efter 7 dygn självtätning, C) Beräknad enligt Ekvation (2-1), D) Beräknad enligt Ekvation (2-1), men med $w/2$.

Det bör noteras att det finns skillnad mellan självläkning och självtätning. Sjävläkning sker genom att betongens bindemedel reagerar med vatten (hydratiserar) medan självtätning sker bl.a. genom att den urlakade kalken reagerar med i vatten löst koldioxid eller luftens koldioxid, se vidare Emborg m.fl. (2021)¹⁴.

Det vattentryck som gäller för Figur 2-13 är 6 mVp eller 60 kPa. Med antagandet att resultaten i Figur 2-13 gäller för längre sprickor än 0,3 m kan 0,2 mm sprickor tillåtas för 1 m tjocka konstruktioner utsatta för 20 mVp. Detta kan, dock, gälla för passiva sprickor. Övriga sprickor vars bredd växer eller varierar på grund av belastning och temperaturvariationer kan inte självtäta.

2.6.4 Urlakning av betong i en spricka

Urlakning av en sprickyta i betong sker genom samma process som urlakning av en utvändigt betongyta. Det finns, dock, några skillnader mellan urlakning i en sprickyta och urlakning av en utvändigt betongyta. En sprickyta är inte slät och kan innehålla mikrosprickor och sprickförgreningar som tränger inåt i materialet från sprickans yta, därför urlakas en sprickyta snabbare/lättare jämfört med en opåverkad jämn betongyta.

Kalciumhydroxid och andra lösliga ämnen måste först diffundera fram till sprickytan för att därefter transporteras ut från sprickan. Om flödet är långsamt så mätas

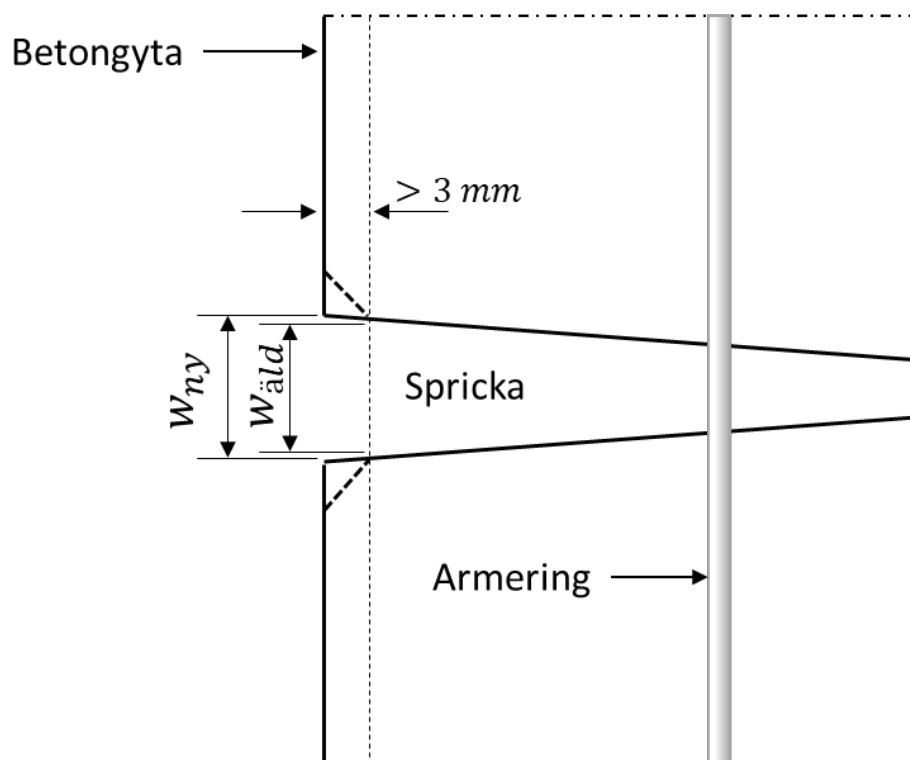
vattnet snabbt av de lösliga ämnena och då förlorar vattnet förmågan att lösa upp mer ämnen på sin väg ut ur sprickan, vilket kan leda till att ämnena fälls ut i sprickan och tätar den. Om vattnet innehåller koldioxid kan den reagera med den urlakade kalken och bilda kalcit och täta sprickan. Den kalk som inte reagerar inuti sprickan kan utanför sprickan reagera med luftens koldioxid och täta sprickans mynning.

Frostangrepp kan förvärra skadan, se avsnitt 2.5.3, och försvåra tätningen. Frostangrepp genom isbildning i betongens porer skadar sprickornas betongytor. Vidare, isbildning i sprickan utövar stort tryck på sprickornas ytor och krossar de redan försvagade sprickyterna. Resultatet kan bli ökad urlakning och ökning av sprickbredd.

2.6.5 Korrosion av armering i en spricka

För exponeringsklasserna XC3 och XC4 är acceptabel sprickbredd för L100 och L50 0,30 respektive 0,40 mm, Tabell 2-1. Motsvarande värden för XC2 är 0,40 respektive 0,45 mm. För en nyproducerad betongkonstruktion kan sprickmätningen utföras på betongens yta. När det gäller äldre betongkonstruktioner rekommenderas däremot att sprickbredden mäts minst 3 mm under den befintliga ytan, Figur 2-14. Anledningen är att sprickkanterna eroderas av olika nedbrytningsmekanismer som verkar i konstruktionens exponeringsmiljö.

Sprickbredden mäts inte av praktiska skäl vid armeringen. Sprickbredden vid armeringen bör rimligen vara avgörande för de mekanismer som förorsakar armeringskorrosion. Det finns, dock, inget entydigt svar på denna frågeställning.

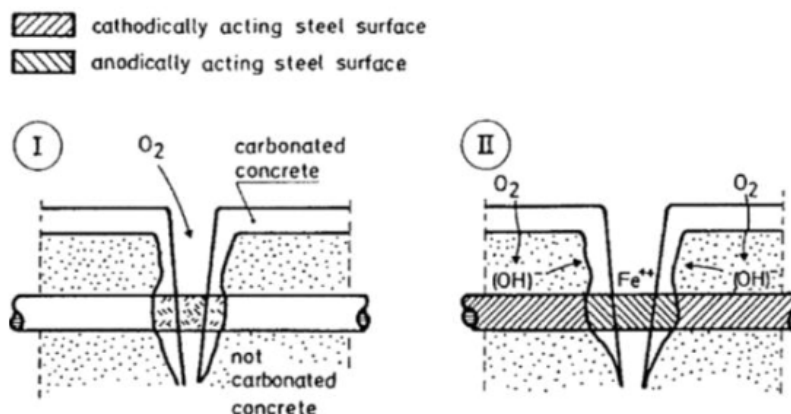


Figur 2-14 – Mätning av sprickbredd i en ny respektive en äldre betongkonstruktion.

Det finns två mekanismer som styr armeringskorrosionen i en spricka i betong, (Schießl, 1997) se (Blagojević, 2016)¹⁵:

1. Mikrocellkorrosion, d.v.s. att både anod och katod finns i eller i närheten av sprickan. Processen liknar den galvaniska korrosionsprocess där anod och katod inte är särskiljbara, se avsnitt 2.3.1 .
2. Makrocellkorrosion, d.v.s. att anoden finns i eller i närheten av sprickan. Processen liknar den galvaniska korrosionsprocess där den ädlare metallen (i detta fall den armeringsdel som är utanför sprickan) utgör katod och den oädlare metallen (den del av armering som hamnar i sprickan) utgör anod. Korrosionsprocessen kan bli relativt snabb.

¹⁵ Blagojević, A., (2016). *The Influence of Cracks on the Durability and Service Life of Reinforced Concrete Structures in relation to Chloride-Induced Corrosion*. Doctoral thesis, Delft University, Faculty of Civil Engineering & Geosciences, Department of Structural Engineering, Concrete Structures. Delft, the Netherlands.



Figur 2-15 – Schematisk presentation av mikro- och makrokorrosionscell, (Schießl, 1997) från (Blagojević, 2016)¹⁵.

I osprucken betong är armeringskorrosion, vanligtvis orsakad av betongens karbonatisering, av typen mikrocellkorrosion och jämn. Korrosionsprocessen är, dock, inledningsvis inte en mikrocellkorrosion. Inledningsvis styrs processen av karbonatiseringsfrontens läge i förhållande till armeringsstången. När karbonatiseringsfronten når armeringen uppstår en potentialskillnad över stångtvärsnittets. Den del av armeringsstångens tvärsnitt som hamnar i karbonatiserad betong korroderar. När karbonatiseringsfronten har passerat hela stångtvärsnittet utjämnas potentialskillnaden över stångens tvärsnitt och mikrocellkorrosionen sätts i gång.

Korrosionstakten är inledningsvis relativt hög eftersom den del av stångtvärsnittet som befinner sig i okarbonatiserad betong blir katod och den del som befinner sig i karbonatiserad betong blir anod. Anoden korroderar relativt snabbt. Betongen kring armeringen spricker vilket medför att karbonatiseringsfronten snabbt passerar armeringen med utjämning av korrosionspotentialen över stångtvärsnittet som följd. När korrosionsprocessen övergår till mikrocellkorrosion sjunker korrosionshastigheten.

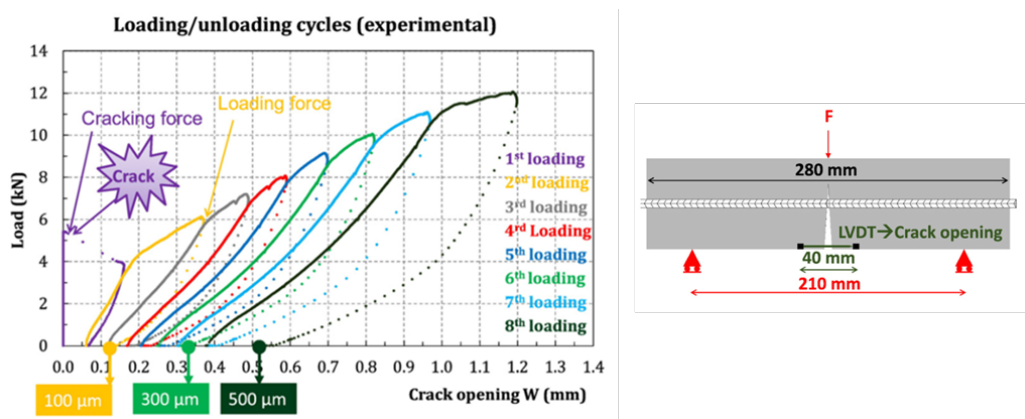
I ett inledande skede kan korrosionsprocessen i en spricka styras av den koldioxid som lätt kan ta sig in i sprickan och karbonatisera den betong som finns intill armeringen. Processen kan, dock, förändras på grund av bristen på koldioxid som orsakas av att dels korrosionsprodukterna tätar till sprickan, dels konsumtionen av koldioxid ökar allteftersom längden hos den korroderande del av armeringsstången ökar. Korrosionstakten blir ännu långsammare när processen övergår till att bli en mikrocellkorrosion.

Gant m.fl.¹⁶ undersöker genom ett experimentellt arbete inverkan av sprickbredd på armeringskorrosion orsakad av betongens karbonatisering. Sprickor med bredden 0,1 mm, 0,3 mm och 0,5 mm introducerades i armerade betongbalkar genom upprepade pålastning och avlastning, Figur 2-16. För att utlösa korrosion hölls provkropparna under en månad i en kolsyrakammare vid 3 % CO₂, 55 % RF och

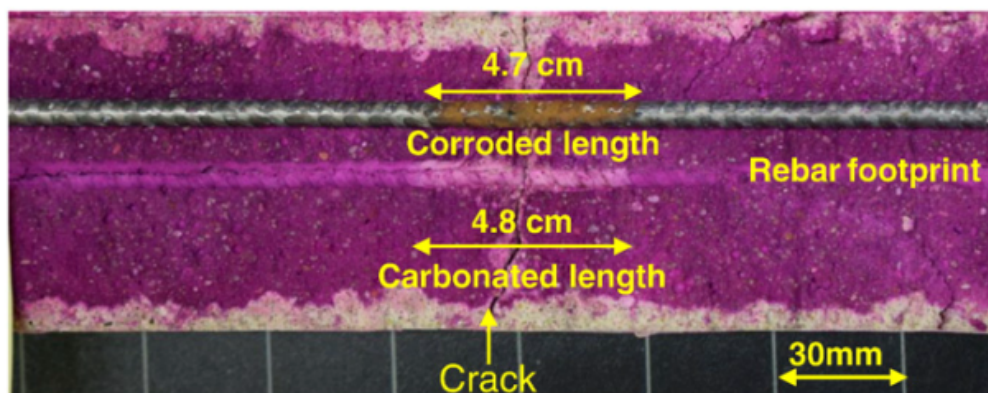
¹⁶ Ghantous R., M., Poyet, S., L'Hostis, V., Tran, N.-C., François, R., (2017). *Effect of crack openings on carbonation-induced corrosion*. Cement and Concrete Research 95 (2017) 257–269.

25 °C. Därefter utsattes provkropparna för omväxlande regn och uttorkning. Regnperioden bestod av 30 minuters vattenbesprutning vid en RF på $95 \% \pm 5 \%$, som efterföljdes av en 72 timmars torkningsperiod. Efter torkningsperiodens start det tog cirka 12 timmar för RF att sjunka till $50 \% \pm 10 \%$.

Efter genomförd konditionering spräcktes provkroppen först i två delar. Fördelning av korrosionsprodukterna längs med armeringsstången inspekterades visuellt innan stången lyftes av. Längden hos den korroderade delen mättes på både den nedre och den övre delen av armeringen. Gjutningsriktningen, tillika sprickriktningen, sammanfaller med riktningen från armeringens nedre del till dess övre del. Omedelbart efter att armeringen tagits bort besprutades dess spår i betongen med fenolftalein. Fenolftaleinbesprutningen avslöjar den karbonatiserade delen av kontaktzonen mellan armering och betong, Figur 2-17. Figuren visar längden hos den korroderade delen av armeringsstången samt längden hos den karbonatiserade delen av kontaktzonen. Violett färgad betong är okarbonatiserad betong. Vidare, visar figuren karbonatiseringsfrontens läge i förhållande till betongens yta och sprickans ytor.

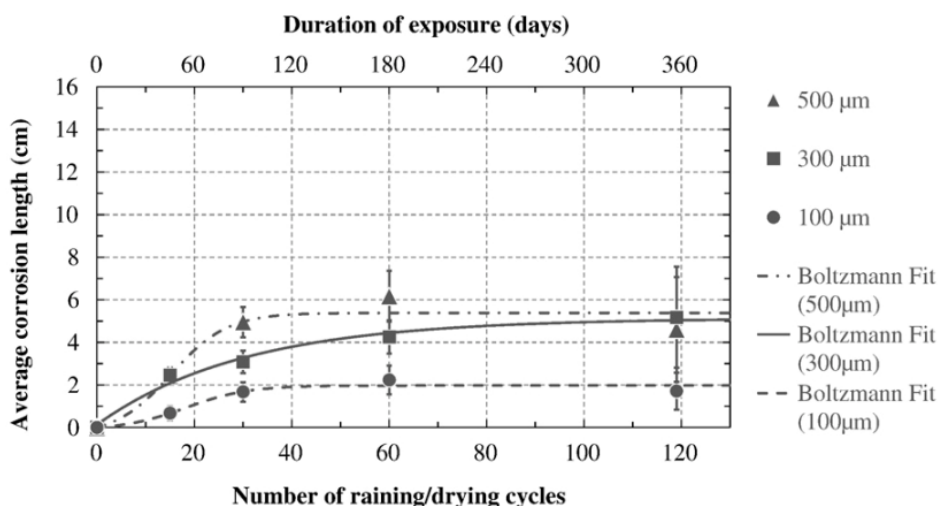


Figur 2-16 – Sprickbredden motsvarar den kvarvarande sprickbredd efter avlastning. Sprickorna skapas genom stegvis på- och avlastning¹⁶.

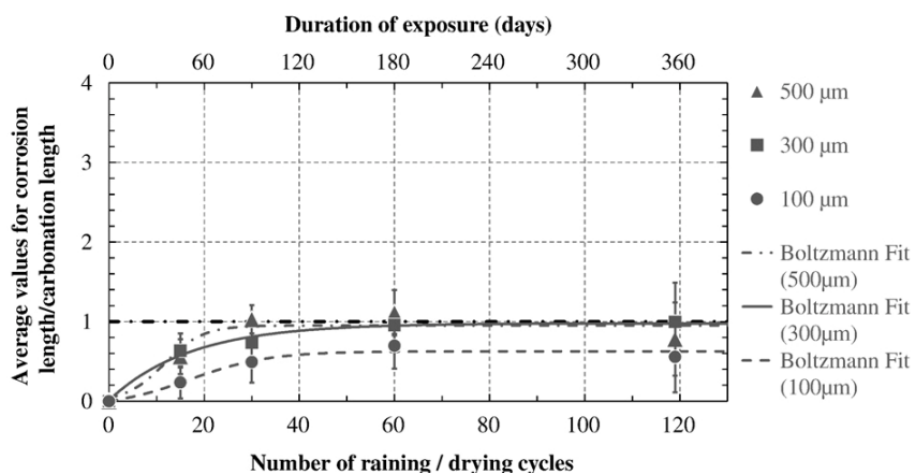


Figur 2-17 – Längden hos den korroderade delen av armeringsstången samt längden hos den karbonatiserade zonen mellan armeringsstången och betongen. Karbonatiseringsfrontens läge i förhållande till betongens yta och sprickans ytor framgår också av figuren¹⁶. Violett färgad betong är okarbonatiserad betong.

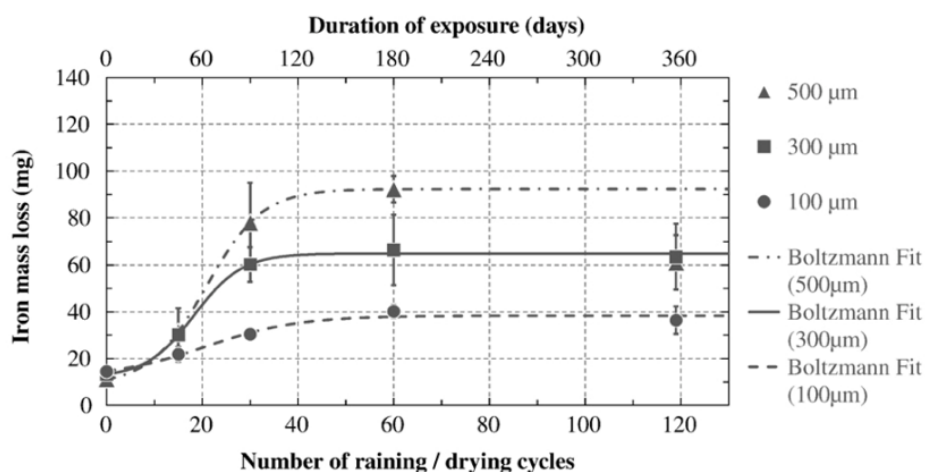
Figur 2-18 visar utvecklingen hos längden av den korroderade sträckan i armeringsstången som funktioner av regn-/torkningscykler och sprickbredd. Resultaten visar att den korroderade sträckans längd uppnår relativt snabbt ett maxvärde. Samma trend kan också noteras hos den karbonatiserade kontaktzonen mellan armering och betong. Längden hos den karbonatiserade kontaktzonen uppnår också ett maxvärde. Figur 2-19 visar utvecklingen hos kvoten mellan den korroderade sträckans längd och längden hos den karbonatiserade kontaktzonen som funktioner av regn-/torkningscykler och sprickbredd. Som framgår av figuren uppnår kvoten värdet 1 vid sprickbredd 0,3 och 0,5 mm. För sprickbredden 0,1 mm uppnår kvoten värdet 0,6, d.v.s. att en del av armeringen inte alls korroderar trots att kontaktzonen har karbonatiserats. Resultaten i Figur 2-18 och Figur 2-19 är baserade på visuella bedömningar. Det resultat som presenteras i Figur 2-20 är baserat på vikt förlustmätningar som borde vara en noggrannare metod jämfört med den visuella bedömningen. Resultatet av vikt förlustmätningarna och de visuella bedömningarna är samstämmiga.



Figur 2-18 – Utvecklingen hos korrosionslängden som funktion av regn-/torkningscykler och sprickbredd. (visuell inspektion)¹⁶.



Figur 2-19 - Utveckling av kvoten mellan den korroderade delens längd och längden hos den karbonatiserade delen av området mellan armeringsstång och betong, som funktion av regn-/torkningscykler och sprickbredd (visuell inspektion)¹⁶.



Figur 2-20 – Armeringens viktförlust som funktion av regn-/torkningscykler och sprickbredd¹⁶.

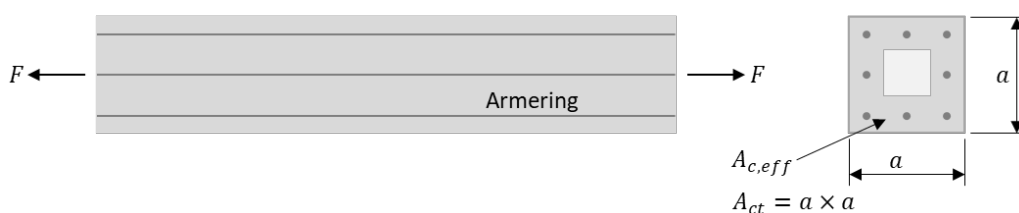
Följande slutsatser presenteras av Gant m.fl.¹⁶:

- Sprickor påskyndar diffusion av atmosfärisk koldioxid till gränssytan mellan stål och betong.
- Koldioxid i kontaktzonen mellan betong och armering inducerar stålkorrosion som i sin tur kan orsaka utveckling av nya sprickor.
- Resultaten indikerar att efter initieringsfasen minskar korrosionskinetiken med tiden och den fria korrosionspotentialen ökar oberoende av spricköppningen.
- Under korrosionsprocessen tätar korrosionsprodukterna till sprickan och fungerar som en barriär mot syre- och vattendiffusion, vilken påverkar korrosionsprocessen och saktar ner korrosionshastigheten.
- Den korroderade zonen blir lika lång som den karbonatiserade delen av kontaktzonen mellan armering och betong.

- Resultaten indikerar en minskning av korrosionskinetiken med antalet regn-/torkningscykler, vilken överensstämmer med det som erhållits genom en numerisk simulering.
- Det har också bevisats att inte ens en spricka på 0,5 mm, under obelastade förhållanden, leder till ett farligt korrosionstillstånd. Detta resultat var oväntat eftersom den europeiska standarden EN 1992-1-1 rekommenderar en maximal spricköppning på 0,3 mm, under belastade förhållanden, för XC4 exponeringsklassen.

2.7 MINIMI- OCH SPRICKBEGRÄNSANDE ARMERING

Begreppen minimi- och sprickbegränsande armering beskrivs i detta avsnitt genom ett relativt enkelt belastningsfall, se Figur 2-21. En armerad betongstav utsätts för centrisk dragning. Lastfallet motsvarar även förhindrad axiell krympning och/eller kontraktion orsakad av minskning av betongstavens temperatur. Armeringsstängerna är fördelade längs med betongstavens kanter. Belastningen antas medföra jämn spänningsfördelning i betongstavens tvärsnitt. Armeringsstängernas spänning är också jämn fördelade.



Figur 2-21 – Belastningsfall, armerad betongbalk vars krympning/kontraktion förhindras.

Betongens dragspänning ökar när belastningen ökar. Betongen spricker när dess draghållfasthet överskrids. Om belastningen inte minskar så måste den last som tidigare burits av betongen överföras till de armeringsstänger som korsar sprickan. För att betongstavens bärförmåga ska vara oförändrad, och för att förhindra ett sprött brott, så krävs en minsta mängd armering (minimiarmering). Mängden av minimiarmering kan uppskattas genom att anta att den dragkraft som före sprickbildningen bars av betongen överförs till armeringen efter sprickans bildande. Genom att ställa upp ett jämviktssamband mellan den dragkraft som bars av betongen vid uppsprickningen och den dragkraft som armeringen ska ta upp kan minimiarmeringens tvärsnittsarea beräknas. EK 2 (SS-EN 1992-1-1:2005)¹⁷ anger följande jämviktssamband:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (2-2)$$

där

¹⁷ SS-EN 1992-1-1:2005 (EK 2). Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

- $A_{s,min}$ = minimiarmeringens tvärsnittsarea (m²) inom den dragna zonen.
- A_{ct} = betongytan (m²) inom den dragna zonen. Den dragna zonen är den del av tvärsnittet som beräknas ha dragspänningar just innan den första sprickan uppkommer.
- σ_s = absolutvärdet på största tillåtna spänning i armeringen omedelbart efter uppsprickning. Detta kan sättas till armeringens flytgräns, f_{yk} . Ett lägre värde kan emellertid behövas för att gränsvärden på sprickbredd enligt reglerna om maximal armeringsdiameter och – delning (se 7.3.3 (2) i EK 2) ska uppfyllas.
- $f_{ct,eff}$ = medelvärde på betongens draghållfasthet vid den tidpunkt då första sprickan förväntas uppkomma.
- $f_{ct,eff}$ = f_{ctm} eller lägre, ($f_{ctm}(t)$), om sprickbildning förväntas tidigare än 28 dagar efter gjutningen. Figur 2-22 visar f_{ctm} som en funktion av betongens hållfasthetsklass.
- k = en koefficient som kompenserar för inverkan av ojämna egenspanningar som medför en minskning av tvångskrafter.
- = 1,0 för liv med $h \leq 300$ mm eller flänsar med $b \leq 300$ mm.
- = 0,65 för liv med $h \geq 800$ mm eller flänsar med $b \geq 800$ mm.
- Mellanliggande värden kan bestämmas genom interpolering.
- k_c = en koefficient som beaktar spänningsfördelningen inom tvärsnittet omedelbart före uppsprickning och inre hävarmens ändring, se vidare EK 2 avsnitt 7.3.2.

$$k_c = k = 1 \text{ för belastningsfall enligt Figur 2-21}$$

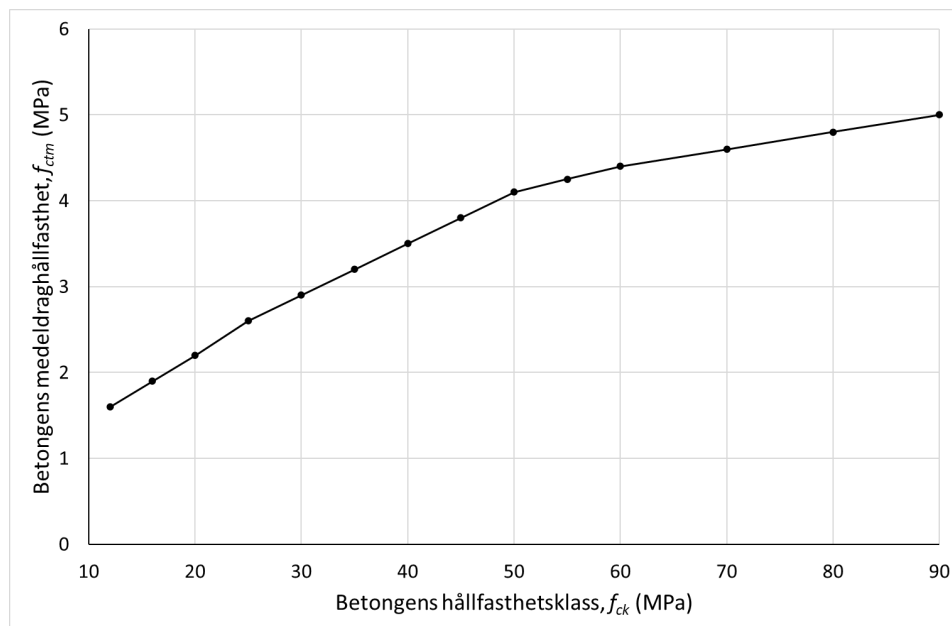
Ekvation (2-2) anger den minimiarmering som behövs för att kompensera den dragkraftsmotstånd som går förlorat när betongen spricker. Ekvationen anger, dock, ingen sprickbredd. Ekvation (2-3) kan omskrivas enligt nedan:

$$\rho_{s,min} = A_{s,min}/A_{ct} = (k_c k / \sigma_s) \cdot f_{ct,eff} \quad (2-3)$$

där

$$\rho_{s,min} = \text{andel minimiarmering inom den dragna zonen.}$$

Andelen minimiarmering är proportionell mot betongens draghållfasthet, Ekvation (2-3). Sambandet mellan andelen minimiarmering och betongens hållfasthetsklass har därför samma utseende som kurvan i Figur 2-22.



Figur 2-22 - Betongens medeldraghållfasthet som funktion av betongens hållfasthetsklass enligt EK 2.

Efter att första sprickan har bildats uppstår nya sprickor när belastningen ökar. Sprickornas inbördes avstånd (s_r) varierar. Sprickavståndet beror på olika faktorer. Armeringens vidhäftning till betongen, betongens draghållfasthet, det täckande betongskiktets tjocklek, armeringsstångens diameter, töjningsfördelningen i betongen, samt den statistiska fördelningen av materialparametrarna kan nämnas bland de faktorer som styr sprickavståndet. Följande ekvation anger sprickavståndets maxvärde enligt EK 2:

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \emptyset / \rho_{p,eff} \quad (2-4)$$

där

$\emptyset$ = stångdiameter (mm)

$\rho_{p,eff}$ = $A_s / A_{c,eff}$, $A_{c,eff}$ enligt Figur 7.1 i EK2.

c = längsarmeringens täckande betongskikt (mm)

k_1 = en koefficient som beaktar den vidhäftande armeringens vidhäftningsegenskaper:

= 0,8 för stänger med god vidhäftning

= 1,6 för stänger med praktiskt taget slät yta (t.ex. spännarmering)

k_2 = en koefficient som beaktar töjningsfördelningen:

= 0,5 för böjning

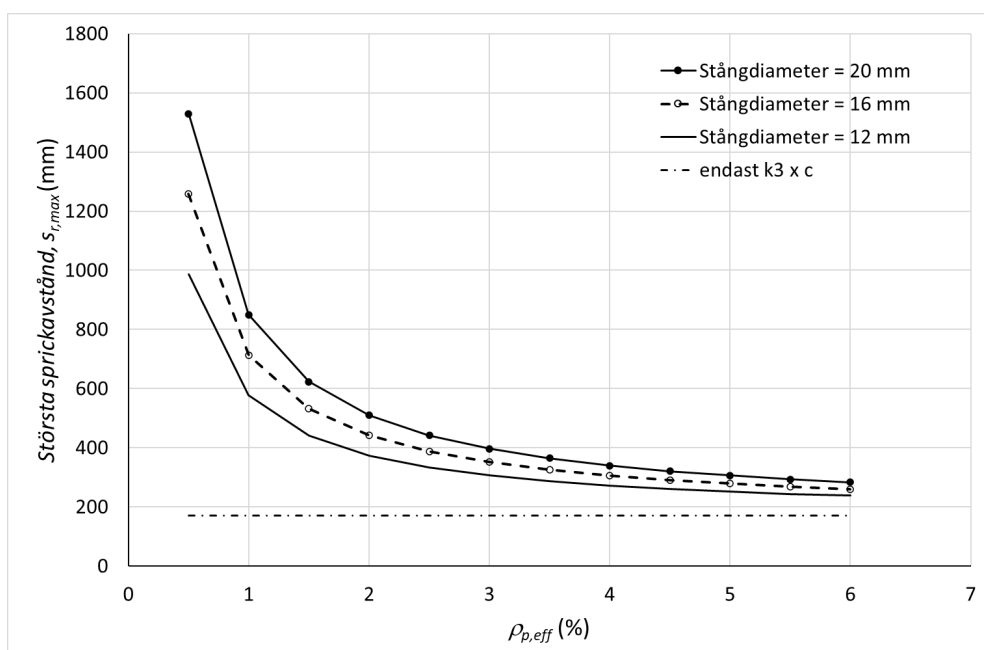
= 1,0 för ren dragning

Värden på k_3 och k_4 kan återfinnas i den nationella bilagan. Rekommenderade värden är $k_3 = 3,4$ och $k_4 = 0,425$.

Ekvation (2-4) är ett empiriskt samband som innehåller koefficienter som beaktar de olika faktorer som nämndes ovan. $s_{r,max}$ går asymptotiskt mot $k_3 c$ när $\emptyset$ minskar och/eller $\rho_{p,eff}$ ökar, Figur 2-23. Inverkan av stångdiameteren på det största sprickavståndet minskar med ökat $\rho_{p,eff}$. För $\rho_{p,eff} > 2,5$ % har $\emptyset$ inte någon praktiskt märkbar inverkan på det största sprickavståndet. I detta sammanhang bör följande olikhet noteras:

$$\rho_{p,eff} \neq \rho_{s,min} \neq \rho_s$$

För konstruktionen och belastningsfallet i Figur 2-21 gäller $\rho_{p,eff} > \rho_s$, d.v.s. att den effektiva armeringsandelen alltid är större än tvärsnittets dragna armeringsandel.



Figur 2-23 – Största sprickavstånd som funktion av effektiv armeringsandel. Beräkningarna är utförda med $k_1 = 0,8$; $k_2 = 1,0$; $k_3 = 3,4$; $k_4 = 0,525$; $c = 50$ mm, för tre olika stångdiameter ($\emptyset$).

Den karakteristiska sprickbredden (w_k) enligt EK 2, beräknas med följande samband:

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (2-5)$$

där

ε_{sm} = armeringens medeltöjning under aktuell lastkombination, inklusive inverkan av påtvingade deformationer och med beaktande av betongtöjningen mellan sprickor. Här beaktas endast tillkommande armeringstöjning utöver den vid nolltöjning i betongen på samma nivå.

ε_{cm} = medeltöjning i betongen mellan sprickor.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad (2-6)$$

där

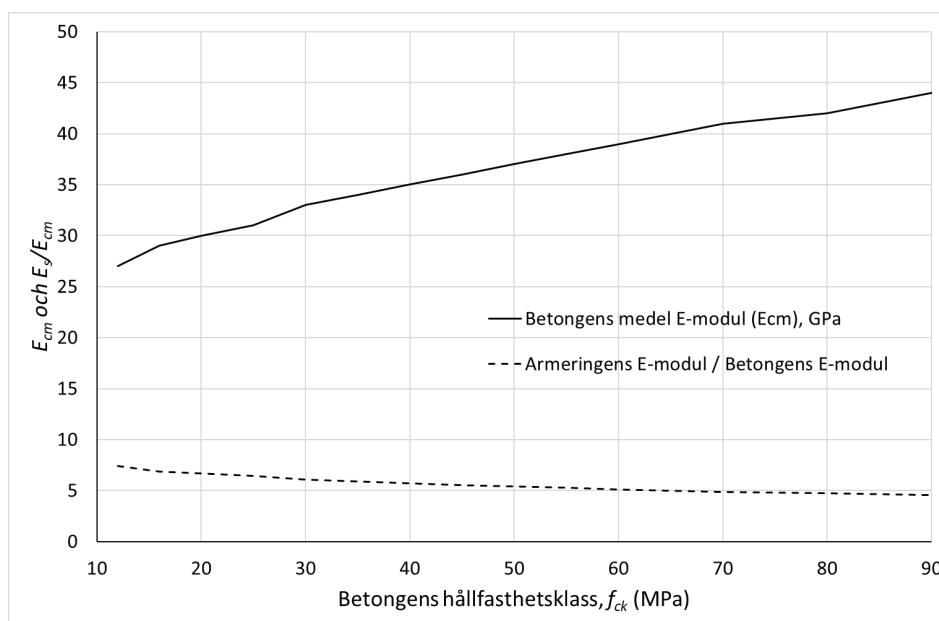
σ_s = armeringsspänningen beräknad för sprucket tvärsnitt.

α_e = kvoten E_s/E_{cm} , se Figur 2-24

k_t = en faktor som beror av lastens varaktighet

= 0,6 för korttidslast

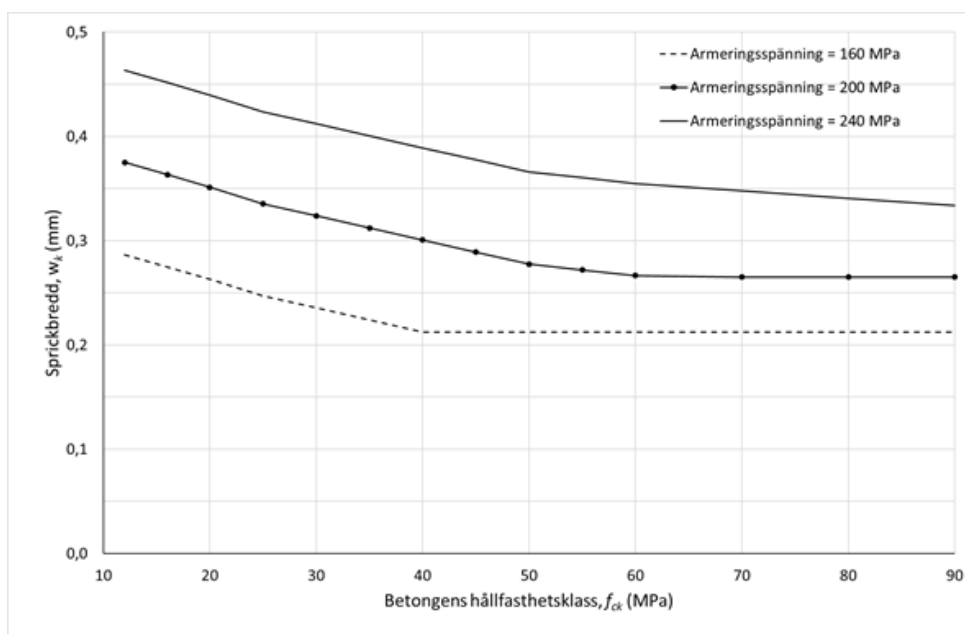
= 0,4 för långtidslast



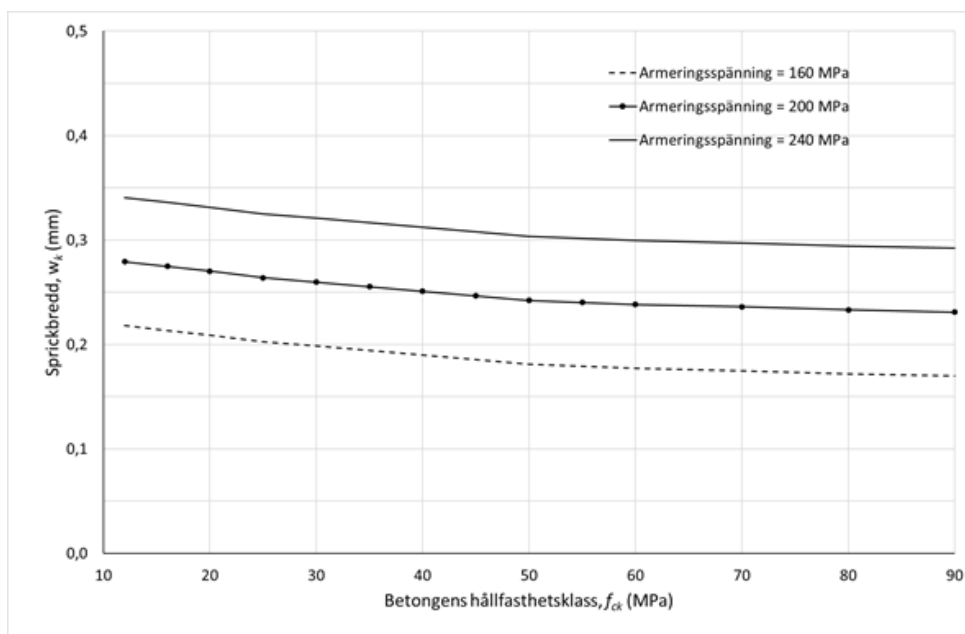
Figur 2-24 – Betongens E-modul (E_{cm} , GPa) och kvoten E_s/E_{cm} som funktion av betongens hållfasthetsklass. Armeringens E-modul (E_s) är 200 GPa.

Sprickbredd är en funktion av både $s_{r,max}$ och $\rho_{p,eff}$ samtidigt som $s_{r,max}$ är en funktion av $\rho_{p,eff}$ och ϕ . Figur 2-25 och Figur 2-26 visar sprickbredden, vid olika spänningar ($\sigma_s = 160, 200$ och 240 MPa), som en funktion av betongens hållfasthetsklass.

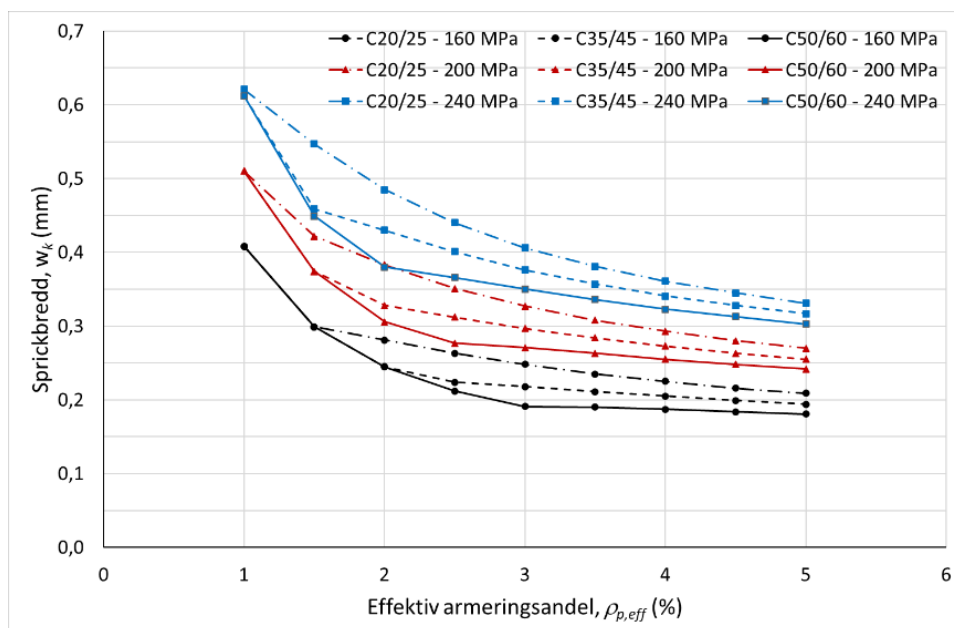
Som framgår av Figur 2-25 och Figur 2-26 avtar sprickbredden med ökad hållfasthetsklass. Resultatet visar att ökad draghållfasthet möjliggör för betongen att töjas mer och därmed minska värdet på $(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$. Vidare, visar resultaten att sprickbredden ökar med spänning i armeringsstängerna samt att den effektiva armeringsandelen har stor inverkan på sprickbredden, Figur 2-27. Den effektiva armeringsandelen har stor inverkan på sprickbredden vid låga armeringsandelar. Den effektiva armeringsandelens inverkan på sprickvidden avtar, dock, när armeringsandelen överstiger 3 %, speciellt vid låga armeringsspänningar, Figur 2-27.



Figur 2-25 – Sprickbredd, vid olika spänningar i armeringsstänger, som funktion av betongens hållfasthetsklass, beräknad för $\rho_{p,eff} = 2,5 \%$, $s_{r,max} = 442 \text{ mm}$ och $k_t = 0,4$.



Figur 2-26 – Sprickbredd, vid olika spänningar i armeringsstänger, som funktion av betongens hållfasthetsklass, beräknad för $\rho_{p,eff} = 5,0 \%$, $s_{r,max} = 306 \text{ mm}$ och $k_t = 0,4$.

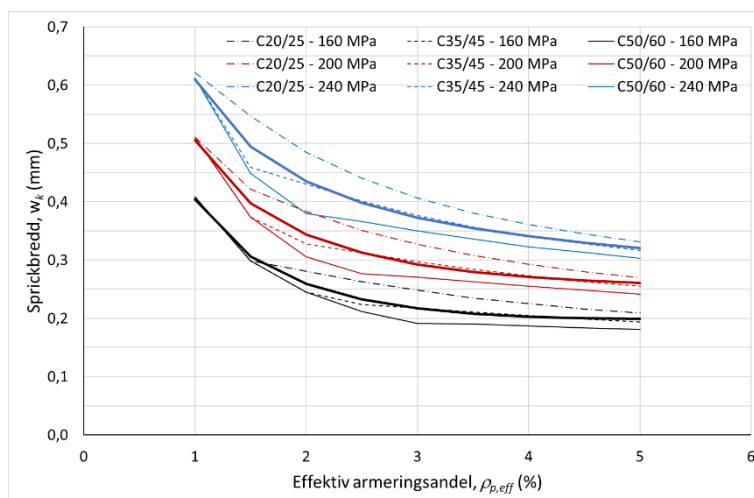


Figur 2-27 - Sprickbredd som funktion av effektiv armeringsandel, för tre olika betonghållfasthetsklasser vid tre olika nivåer av armeringsspänning.

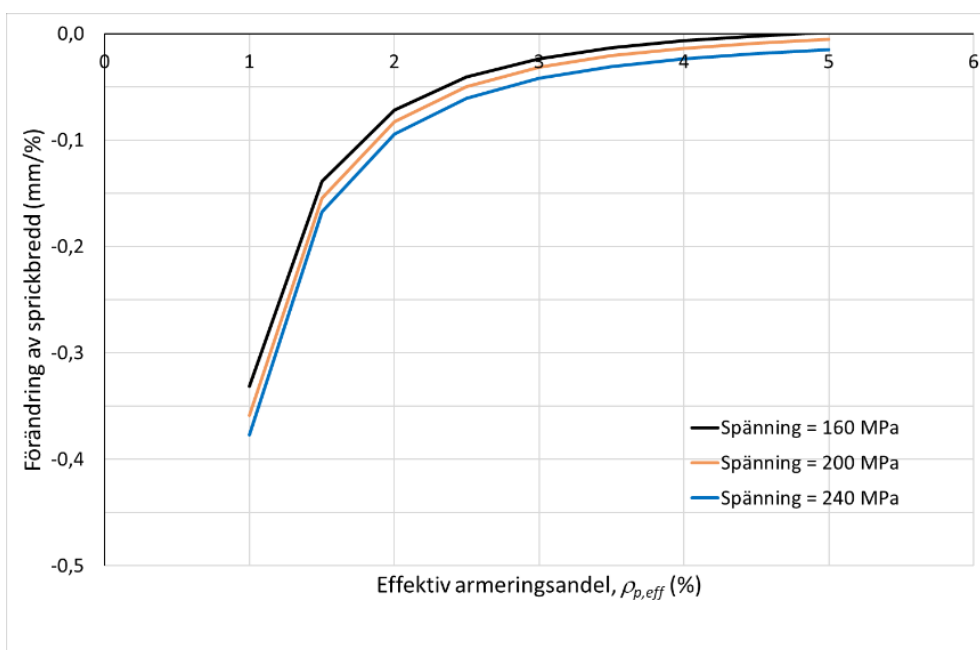
Kurvanpassningar till resultaten i Figur 2-27 presenteras nedan i Figur 2-28, där de feta kurvorna är anpassningar till respektive spänningsnivås beräkningsresultat. Figur 2-29 visar derivatan av de anpassade kurvorna med avseende på den effektiva armeringsandelen (mm/%).

Sprickbredden styrs av armeringens spänningsnivå och den effektiva armeringsandelen. Inverkan av betongens hållfasthetsklass på sprickvidden minskar med ökad effektiv armeringsandel. Den effektiva armeringsandelen inverkar även på sprickbreddens förändringstakt (mm/%), d.v.s. derivatan av sprickbredden med avseende på armeringsandelen. Inverkan är stor vid låga $\rho_{p,eff}$ men minskar snabbt med ökad $\rho_{p,eff}$. Vid $\rho_{p,eff} = 2,0$ % minskar sprickbredden med endast 0,1 mm för en ökning av $\rho_{p,eff}$ med en procentenhet.

Som framgår av Figur 2-29 inverkar inte armeringens spänningsnivå på derivatan av sprickbredden med avseende på den effektiva armeringsandelen. Således, kan den effektiva armeringsandelen, om den överstiger 2,5 – 3,0 %, minskas med över 1 procentenhet utan att den medför någon större inverkan på sprickbredden och därav även på betongkonstruktionens beständighet.



Figur 2-28 - Sprickbredd som funktion av effektiv armeringsandel, för tre olika betonghållfasthetsklasser vid tre olika nivåer av armeringsspänning. Feta kurvor är kurvanpassning, till beräkningsresultat för respektive spänningsnivå, som är genomförd med minstakvadratmetoden.



Figur 2-29 - Sprickbredd som funktion av effektiv armeringsandel, för tre olika betonghållfasthetsklasser vid tre olika nivåer av armeringsspänning. Feta kurvor är kurvanpassning, till beräkningsresultat för respektive spänningsnivå, som är genomförd med minstakvadratmetoden.

Tillämpning av EK 2:s olika samband som presenteras i detta avsnitt leder till följande översiktliga slutsatser:

- Betongens inverkan
 - Mängden minimiarmering är proportionell mot betongens draghållfasthet vid tiden då sprickan uppkommer. Betongens

draghållfasthet ökar med betongens hållfasthetsklass. Således ökar mängden minimiarmering med ökad hållfasthetsklass.

- Det största sprickavståndet är däremot oberoende av betongens drag-/tryckhållfasthet, således oberoende av betongens hållfasthetsklass.
 - Sprickbredden är beroende av betongens draghållfasthet och elasticitetsmodul. Sprickbredden minskar med ökad draghållfasthet men ökar med ökad elasticitetsmodul. Båda storheterna ökar med ökad hållfasthetsklass, men den relativa ökningen är större hos betongens draghållfasthet vilket leder till att sprickbredden minskar med ökad hållfasthetsklass.
 - Sammanfattningsvis kan noteras att ökad hållfasthetsklass ökar kravet på mängden av minimiarmering medan den leder till minskad sprickbredd. Denna slutsats är viktig att ha med sig när man jämför äldre och nyare konstruktioner med avseende på sprickbildning.
- Armeringens inverkan
 - Minimiarmering behövs för att ta upp de krafter som frigörs när betongen spricker. Teoretiskt kan man utnyttja armeringens fulla kapacitet och tillåta att spänningar i armeringen uppnår dess flytgräns. En sådan hög utnyttjandegrad kan, dock, leda till oacceptabla sprickbredder i betongen. Således begränsas vanligen armeringens tillåtna spänning. Enligt EK 2:s modell har den tillåtna armeringsspänningen stor inverkan på sprickbredden. Sprickbredden minskar med minskad tillåten spänning i armering.
 - Kvoten armeringsdiameter/effektiv armeringsandel har, p.g.a. dess stora inverkan på det största sprickavståndet, stor inverkan på sprickbredden. Ökad kvot leder till ökat sprickavstånd. Därför, är det viktigt att vid en given armeringsandel minska armeringsdiametern.
 - Den effektiva armeringsandelen inverkar även på armeringens töjning. Ökad effektiv armeringsandel minskar sprickbredden. Inverkan är relativt stor eftersom det effektivaste sättet att minska sprickbredden är att minska armeringens töjning och det kan åstadkommas genom att öka armeringsandelen och/eller begränsa armeringens spänning.
 - Den effektiva armeringsandelen har stor inverkan på det största sprickavståndet men dess inverkan märkbart minskar när andelen överstiger 2,5 %.

Tabell 2-9 sammanställer sprickbredd som funktion av några styrande storheter. Tabellen kan vara ett bra hjälpmedel när man jämför olika konstruktionselement som är byggda under olika perioder med olika gällande normer och standarder,

med varandra. Det bör, dock, noteras att tabellen endast är baserad på ett typfall och EK 2.

Tabell 2-9 – Sprickbredd som funktion av betongens hållfasthetsklass, tillåten spänning i armering, effektiv armeringsandel och största sprickavstånd.

	Tillåten armeringsspänning (MPa)	Betongens hållfasthetsklass		
		C20/25	C35/45	C50/60
Effektiv armeringsandel = 2,5 % Största sprickavstånd = 442 mm	160	0,26	0,22	0,21
	200	0,35	0,31	0,28
	240	0,44	0,40	0,37
Effektiv armeringsandel = 5,0 % Största sprickavstånd = 306 mm	160	0,21	0,19	0,18
	200	0,27	0,26	0,24
	240	0,33	0,32	0,30

I Tabell 2-9 kan fyra sprickbreddsintervall noteras:

1. $w \leq 0,20$ mm, som förutsätter
 - hög andel effektiv armering (5,0 %), låg tillåten armeringsspänning (160 MPa) samt kort största sprickavstånd (306 mm).
2. $0,20 < w \leq 0,30$ mm, som förutsätter
 - låg tillåten armeringsspänning (160 MPa), låg effektiv armeringsandel (2,5 %) och ett längre största sprickavstånd (442 mm) eller
 - medelhög tillåten armeringsspänning (200 MPa), hög andel effektiv armering (5,0 %) och ett kortare största sprickavstånd (306 mm).
3. $0,30 < w \leq 0,40$ mm, som förutsätter
 - medelhög tillåten armeringsspänning (200 MPa), låg andel effektiv armering (2,5 %) och ett längre största sprickavstånd (442 mm) eller
 - hög tillåten armeringsspänning (240 MPa), hög andel effektiv armering (5,0 %) och ett kortare största sprickavstånd (306 mm).
4. $w > 0,40$ mm, som förutsätter
 - hög tillåten armeringsspänning (240 MPa), låg andel armering (2,5 %) och ett längre största sprickavstånd (442 mm).

Som framgår av Tabell 2-9 har betongens hållfasthetsklass inte avgörande inverkan på sprickbredden. Påståendet gäller endast för det typfall som studeras i detta avsnitt och en effektiv armeringsandel som överstiger 2,5 %. Inverkan av

hållfasthetsklassen ska studeras/betraktas i en fysikalisk kontext. Hög hållfasthetsklass kännetecknas av lågt v_{ct} och högt cementinnehåll. Båda parametrarna kan leda till hög värmeutveckling under betongens hårdnande och större andel auto-gen krympning, vilka ökar risken för sprickbildning. Vidare, kan lågt v_{ct} medföra sämre gjutbarhet hos betongen och öka därmed risken för sprickbildning.

En viktig faktor som inte beaktas i EK 2 modellen är de lokala töjningarna. Vid ställen med ojämn töjningsfördelning (vid upplag, sektionsändring, mm) styrs det största sprickavståndet och armeringens spänning av de lokala förhållandena. Det är även möjligt att en större del av en total deformation tas upp inom en kort sträcka.

3 Anläggningsbesök

3.1 FÖRUTSÄTTNINGAR

Anläggningsbesöken planerades med beaktandet av följande syfte och innehåll:

1. Syften med fallstudien är att dels avgöra huruvida konstruktionerna har dimensionerats med krav på begränsad sprickbredd eller ej, dels verifiera huruvida kraven har uppfyllts om konstruktionerna har dimensionerats med krav på begränsad sprickbildning. Dessutom, är syftet att avgöra om sprickorna har lett till reducerad beständighet hos konstruktionerna.
2. Fallstudien inkluderar inspektion av 6–12 vattenkraftsanläggningar. Antalet avgörs av anläggningarnas geografiska läge, d.v.s. att om det är möjligt att kunna besöka flera anläggningar under en dag.
3. Konstruktionerna väljs med hänsyn till deras ålder och kategoriseras ungefär enligt följande åldersgränser: äldre än 75 år, äldre än 50 år samt yngre än 50 år. De konstruktioner vars dimensioneringshandlingar/ritningar är lättillgängliga prioriteras.
4. Vid inspektionen inspekteras och mäts sprickor med en bredd som ligger inom intervallet 0,15–0,70 mm. Val av mätställen placering på konstruktionen görs med hänsyn till:
 - korrosion orsakad av betongens karbonatisering (exponeringsklass XC3 och XC4 prioriteras),
 - urlakning,
 - urlakning i sprickor som berör det täckande betongskiktet fram till armering,
 - frostangrepp (exponeringsklass XF3 prioriteras) samt
 - läckage/genomströmning i dämmande konstruktionselement.

Punkterna 1 och 4 genomfördes inte exakt såsom beskrivs ovan. Gällande punkt 1 var det svårt att ta fram konstruktionernas dimensioneringsunderlag samt att arbetet – med hänsyn till att dammanläggningar består av olika element och olika spricktyper – bedömdes vara övermäktigt. Genomgång av olika tidsperioders föreskrifter för betongkonstruktioner kan sannolikt ge vägledning om vilka sprickbredds begränsningar gällde för de olika anläggningarna.

Inga sprickmätningar utfördes. Anledningarna var tidsbrist, begränsad åtkomlighet, utfällningar i sprickorna, svårigheten att relatera sprickorna till skademekanismen och konstruktionens uppbyggnad.

3.2 ANLÄGGNINGAR

Följande tre byggårsintervaller bestämdes för val av anläggningar

- I. 1940–1960 (Ålder 60–80 år)
- II. 1960–1980 (Ålder 40–60 år)
- III. 1980- (Ålder 40 år eller yngre)

Tio anläggningar besöktes. Anläggningarna och förekommande sprickbildning redovisas i detalj i en separat rapport som hanteras av styrgruppen för Energiforsks Betongprogram Vattenkraft.

3.3 SAMMANFATTNING AV INSPEKTIONERNA

Som beskrevs i avsnitt 2.7 har betongens hållfasthetsklass inte avgörande inverkan på sprickbredden. Hållfasthetsklassens inverkan ska studeras/betraktas i en fysikalisk kontext, d.v.s. att en betong med högre hållfasthetsklass har i jämförelse med en betong med lägre hållfasthetsklass, ett lägre *vct* och ett högre cementinnehåll. Båda parametrarna kan förorsaka högre värmeutveckling under betongens hårdnande och större andel autogen krympning. Således, bidrar minskat *vct* och ökat cementinnehåll till att öka risken för sprickbildning. Vidare, kan lågt *vct*, genom att försämra betongens gjutbarhet, medföra försämrade betongkvalité med ökad risk för sprickbildning som följd. Vid inspektionen av de valda anläggningarna framkom att äldre konstruktioner, trots moderata krav på sprickbredd och *vct*, har färre sprickor och bättre betongytor. Anledningarna kan vara att de äldre betongerna kan ha haft bättre gjutningsegenskaper och att det har funnits mindre mängd armering i formarna vilket har underlättat placering och kompaktering av betong. En annan möjlig förklaring kan vara att tekniken för gjutning vid kallt väder inte var utvecklad och därmed var man kanske tvungen att invänta gynnsammare väderförhållanden.

En annan faktor som man bör ta hänsyn till är den autogena krympningen. Betong med lågt *vct* har mer autogen krympning och mindre uttorkningskrympning jämfört med betong med högt *vct*. Den autogena krympningen kan förstärka effekterna av betongens kontraktion vid avsvälning vid tidig ålder och därmed öka sprickriskerna. Eftersom anläggningarnas konstruktioner är grova och befinner sig i en fuktig miljö så är betongens uttorkningskrympning generellt sett liten. Den totala krympningen kan p.g.a. den låga uttorkningskrympningen vara mindre hos en betong med högt *vct*, härav mindre sprickbredder och ev. färre sprickor.

Huvuddelen av de sprickor som observerades i de inspekterade anläggningarna var orsakade av tvång. Tvång orsakas av olinjära töjningsgradienter, som uppstår p.g.a. ojämn temperatur- och uttorkningsfördelning, i konstruktionselementet (inre tvång) och av det motstånd som angränsande konstruktioner och upplag utövar mot konstruktionselementets deformationer (yttre tvång).

Sprickor i vattenkraftsmiljöer kan inverka på betongens beständighet på två sätt:

1. urlakning i samband med läckage och
2. korrosion av armering orsakad av betongens karbonatisering.

En del av de sprickor som observerades i konstruktionselement utsatta för ensidigt vattentryck hade haft vattengenomströmning som i de flesta fall hade avstannat antingen genom utfällning och karbonatisering av kalk eller injektering.

I några få fall fanns tecken, ljusbruna – mörkbruna missfärgningar, som tydde på pågående armeringskorrosion. Det var, dock, svårt att avgöra om missfärgningarna berodde på armeringskorrosion eller färgade mineraler från älven eller

omgivningen. Tecken på pågående korrosion i de sprickor som inte läckte var mycket få. Sprickor i de äldre konstruktionerna, speciellt på konstruktionens utsida/utomhus, var relativt sett fria från "utfällning av korrosionsprodukter". Detta kan kanske förklaras med det faktum att betong med högt *vct* är mindre tät. Sprickytor i en sådan betong släpper lättare ifrån sig kalk, som senare karbonatiseras antingen i sprickan eller vid sprickans mynning och täpper till sprickan. Sprickytor i en betong med lågt *vct* är täta och har svårare att lakas ur. Det kan därför ta längre tid för kalk att samlas i sprickan och vid sprickmynningen för att täppa till sprickan genom karbonatisering.

Sprickbildningarna graderades med avseende på deras inverkan på konstruktionens bärförmåga och stabilitet, täthet och beständighet. Beständigheten avser endast korrosions- och urlakningsmekanismerna. Inverkan graderas enligt följande skala:

1. Ingen/liten inverkan (L)
2. Måttlig inverkan (M)
3. Stor inverkan (S)

Bedömningen återspeglar endast en översiktlig och visuell uppfattning av sprickornas inverkan. Bedömningarna är sammanställda i Tabell 3-1.

Tabell 3-1 – Sammanställning av bedömning av sprickornas inverkan på betongkonstruktionernas bärförmåga och stabilitet, täthet samt beständighet.

	Andel (%)		
	L	M	S
Bärförmåga och stabilitet	84,2	5,3	10,5
Täthet	63,1	21,1	15,8
Beständighet	42,1	42,1	15,8

Sprickorna hade endast i två anläggningar, två fall (10,5 %), stor inverkan på betongkonstruktionernas bärförmåga. I dessa fall hade sprickorna uppkommit p.g.a. spänningar, orsakade av temperaturens säsongsvariationer, för vilka konstruktionen inte var dimensionerad. I samma anläggningar hade sprickorna även stor inverkan på konstruktionernas täthet (10,5 % utav totalt 15,8 %).

Sprickorna hade endast i tre fall (15,8 %) stor inverkan på konstruktionens beständighet. Bedömningen är baserad på observation av färgade utfällningar vid sprickmynningarna. Bedömningen är osäker eftersom det är svårt att skilja mellan färgad utfällning orsakade av korrosion och färgad utfällning orsakad av mineral från älven och omgivningen. I två fall (10,5 %) bedömdes anledningen till sprickbildningarna vara bristfälligt utförande av betongkonstruktionen vintertid. I det tredje fallet (5,3 %) var sprickorsaken frostangrepp på en brobana över utskov. Bedömningen gjordes från långt håll och är därmed osäker.

4 Slutsatser

De besökta anläggningarnas olika konstruktioner och konstruktionselement har byggts eller reparerats under en period av 75 år. Under denna period har ständigt nya/gamla normer och standarder gällande betongkonstruktioners sprickbildning och beständighet införts/reviderats, se avsnitt 2.1, med målet att säkerställa betongkonstruktionernas bärförmåga, täthet och beständighet. Sprickbredden har man trott påverkar betongens bärförmåga, täthet och beständighet, därav införda krav på dess begränsning. Om förändringarna hos normerna och standarderna har haft någon effekt så borde man märka någon skillnad mellan konstruktioner/konstruktionselement som har byggts under den 75 åriga perioden. Som framgår av avsnitt 3.3, noterades inte någon större skillnad mellan konstruktioner vad det gäller typ av sprickor. Vidare, noterades att sprickor i de inspekterade betongkonstruktionerna inte har haft någon anmärkningsvärd inverkan på konstruktionernas/konstruktionselementens bärförmåga och stabilitet, täthet samt beständighet. En fråga man ställer sig är om man har infört hårdare/ändamålsenligare krav varför märks då inga skillnader? Denna rapport kan inte svara på frågan men den kan peka på följande faktorer som kan utgöra delar av en sammansatt förklaring.

- Sprickbredd är inte en kritisk faktor för konstruktionens bärförmåga och stabilitet så länge det råder god samverkan mellan betong och armering samt att varje komponent kan bära de krafter som den är dimensionerad för.
- De töjningar och spänningar som p.g.a. temperaturens sängsvariationer uppstår i grova betongkonstruktioner kan bli lokala och stora. Dessa spänningar och töjningar och deras fördelning kan inte beräknas med de konventionella dimensioneringsmetoderna. Därför, är de flesta konstruktioner inte dimensionerade för att ta upp och fördela de koncentrerade töjningarna. EK 2:s modell och liknande modeller kan leda till bra resultat endast om de matas med de lokala töjningarna och spänningarna.
- Tvång orsakat av berggrund eller en angränsande konstruktion kan leda till sprickbildning. Vid analysen utgår man ofta från ett jämnfördelat tvång längs med konstruktionens ränder, vilket inte alltid stämmer. En bergyta, t.ex., är aldrig jämn. Spetsiga block syns ofta i en motgjuten betongkonstruktion. Blocket utgör en sprickanvisning med stora töjningar inom ett begränsat område.
- Exponeringsmiljön i de inspekterade anläggningarna är kanske inte tillräcklig aggressiv för betongkonstruktioner med befintliga spricktyper och sprickbredder. Detta kan förklara varför förändringar i sprickbreddskrav inte märkbart har inverkat på konstruktionernas beständighet.
- Betongens hållfasthetsklass har relativt liten inverkan på sprickbredden, se Tabell 2-9. Ökat krav på hållfasthetsklass medför, därför, ingen märkbart direkt effekt på konstruktionens beständighet med avseende på nedbrytningsmekanismer som verkar i sprickor.
- Ökad hållfasthetsklass kan medföra sänkt *vct* och ökat cementinnehåll, vilka kan öka värmeutvecklingen under betongens hårdnande, därmed öka sprickrisken. Sänkt *vct* kan försämra betongens gjutbarhet, därmed öka sprickrisken. Ökad hållfasthetsklass leder, därför, inte alltid till minskad sprickbredd och bättre beständighet.

- Vintergjutningstekniken har utvecklats. Man kan numera gjuta vid många minusgrader. Men riskerna för att misslyckas med utförandet och få ett dåligt slutresultat är stora. Skillnaden mellan de gamla och de nya konstruktionerna kan kanske delvis förklaras genom att förr i tiden gjöt man inte under svåra väderförhållanden vilket man numera gör med ökad risk för att uppnå ett sämre resultat. Det är kanske därför man inte märker någon skillnad trots att kraven har blivit strängare.
- Endast tio anläggningar har inspekterats under en kort tid. Underlaget är kanske inte tillräckligt för att dra långtgående slutsatser.
- Vid höga värden på effektiv armeringsandel kan armeringsandelen minskas med det värdet som motsvarar ca 0,1 mm sprickbredd utan att nämnvärt påverka konstruktionselementets beständighet. Detta förutsätter, dock, att elementet inte är utsatt för ensidigt vattentryck.

5 Forskningsbehov

- Vid konventionell dimensionering beräknas först de spänningar som uppstår i konstruktionen. Spänningskoncentrationerna utjämnas och sedan beräknas armeringsmängden. Detta förfarande kan leda till brister när det gäller begränsning av sprickbredder, speciellt hos långa och grova konstruktioner grundlagda på berg. Vidare, kan bergytan innehålla uppstickande block, även spetsiga sådana, som kan utgöra en sprickanvisning. Ett uppstickande spetsigt bergblock separerar även konstruktionen statistiskt, d.v.s. att det kan fungera som ett upplag och förhindra konstruktionselementet att deformera. Denna problemställning bör undersökas teoretisk och verifieras experimentellt samt genom inspektion och utvärdering av typiska fall vid vattenkraftsanläggningar.
- I EK 2 anges några typfall för beräkning av den effektiva betongarean för bestämning av effektiv armeringsmängd. Det kan vara värdefullt att bestämma hur bra EK 2:s anvisningar stämmer med förhållandena i en grov konstruktion grundlagd på berg samtidigt som den är utsatt för kontraktion och temperaturrens säsongvariationer. Arbetet kan göras teoretiskt med hjälp av icke linjära beräkningsmetoder.
- Det finns exempel på nya grova konstruktionselement vid vattenkraftsanläggningar som har spruckit. Konstruktionselementen har sannolikt dimensionerats på ett konventionellt sätt. Det skulle kunna vara lärorikt om man fick dimensionera samma element med moderna beräkningsmetoder. Utföraren ska inledningsvis inte ha någon kännedom om resultatet av den konventionella dimensioneringen.
- Korrosion orsakad av betongens karbonatisering är en nedbrytningsmekanism som inverkar på armerade konstruktionselement i en vattenkraftsanläggning. pH-värdet och karbonatiseringsfrontens läge i sprickan avgör huruvida armeringen korroderar eller inte. Risken för korrosion är också en parameter som kan styra kravet på begränsning av sprickbredden. En undersökning som kartlägger pH-nivån och betongens karbonatisering i sprickor i vattenkraftsanläggningar kan skaffa fram nya fakta om processen. Undersökningen kan, t.ex., omfatta sprickor i olika exponeringsmiljöer och som är bredare än 0,3/0,4 mm.

SPRICKBREDDSBEGRÄNSANDE ARMERING

Sprickbredden begränsas för att höja betongens täthet och skydda armeringen mot korrosion. Hårda krav på begränsning av sprickbredden kan dock leda till ökad armeringsmängd med ökade produktionskostnader och svårigheter vid produktionen som följd. Denna rapport undersöker huruvida de sprickor som har observerats hos vattenkraftens anläggningar har äventyrat konstruktionernas täthet och beständighet samt om man kan acceptera bredare sprickor än dem som normerna tillåter.

Ett nytt steg i energiforskningen

Forskningsföretaget Energiforsk initierar, samordnar och bedriver forskning och analys inom energiområdet samt sprider kunskap för att bidra till ett robust och hållbart energisystem. Energiforsk är ett politiskt neutralt och icke vinstutdelande aktiebolag som ägs av branschorganisationerna Energiföretagen Sverige och Energigas Sverige, det statliga affärsverket Svenska kraftnät, samt gas- och energiföretaget Nordion Energi. Läs mer på energiforsk.se.



Energiforsk