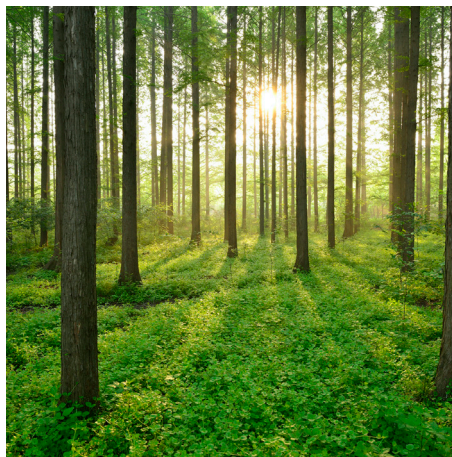
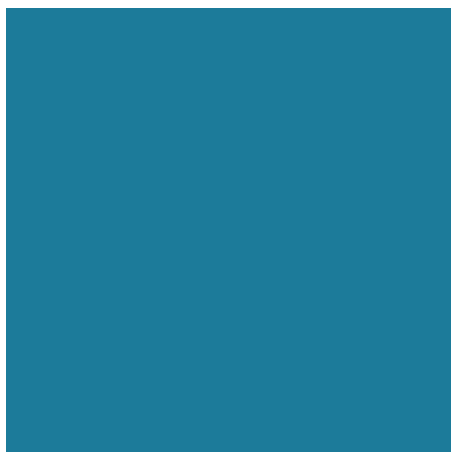


SKADLIG SPRICKBILDNING I BETONG VID NYBYGGNAD

RAPPORT 2024:1025



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



Skadlig sprickbildning i betong vid nybyggnad

Bakomliggande orsaker,
riskbedömning och motåtgärder

MANOUCHEHR HASSANZADEH, RICHARD MALM, ERIK NORDSTRÖM

ISBN 978-91-89919-25-9 | © Energiforsk juni 2024

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

Förord

Sprickor påträffas i de flesta betongkonstruktioner, och att kunna reducera de största riskerna för skadlig sprickbildning skulle innebära stora nyttor, främst ur ett livscykelanalysperspektiv. Skadlig sprickbildning uppkommer i vissa fall tidigt, och förebyggande arbete i nybyggnation eller ombyggnation kan spara kostnader relaterade till hantering av skadlig sprickbildning.

Projektet Hantering av risken för skadlig sprickbildning vid nybyggnad, syftar till att undersöka vilka faktorer som kan reducera risken för att skadliga sprickor uppkommer i nybyggnation eller större ombyggnation av betongdammar för vattenkraft. Ett resultat av rapporten är identifiering av dessa faktorer, och förslag på reduceringar för att minska risken för att dessa sprickor uppkommer.

Projektet har utförts av Manouchehr Hassanzadeh, Richard Malm och Erik Nordström, personer med djup kompetens inom området, vid både Sweco Sverige och Vattenfall R&D. 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, Per Fektenberg och Martin Rosenqvist.

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Det är rapportförfattaren/-författarna som ansvarar för innehållet.

Sammanfattning

Arbetet har syftat till att ta fram ett underlag för beställare, projektörer och entreprenörer för att reducera risken för skadlig sprickbildning i betong i dammkonstruktioner vid nybyggnad.

Betong spricker när den dragspänning som den utsätts för överstiger dess draghållfasthet. Betongens draghållfasthet är låg och således armeras betongelementen för att klara de dragspänningar som de utsätts för. Ett betongelement utsätts även för fysikaliska och kemiska mekanismer som kan förorsaka töjningar och töjningsgradienter i elementet med spänningar som följd. Betong i färskt tillstånd och under hårdnandets inledande fas har ingen eller mycket låg hållfasthet och styvhet och kan därför inte överföra spänningar till armeringen. Därför, kan armeringen inte begränsa och/eller fördela sprickorna i de tidigaste skedena. Efter några dygn uppnår betong det stadiet av hållfasthets- och styvhetsutveckling som leder till full samverkan med armering.

Det finns en stor mängd potentiella orsaker till att sprickbildning kan uppkomma med huvudorsak kopplad till t.ex. proportioneringen, tillverkningen, transporten, gjutningen eller hårdningen av betongen. Ett annat sätt att indela sprickorsakerna är huruvida de initierats av fysikaliska mekanismer eller är lastrelaterade. De fysikaliska mekanismerna härrör i tidiga skeden vanligtvis till varierande fukt- och temperaturtillstånd orsakade av t.ex. värmeutvecklingen från hydratationen vilket ofta blir ett problem i vattenkraftens grova konstruktioner i kombination med yttre och inre tvång. Krympning hos betong är starkt kopplat till betongens temperatur- och fuktillstånd. Tidig krympning (plastisk eller autogen) eller uttorkningskrympning på lite längre sikt kan leda till sprickbildning om inte åtgärder vidtas för att minska risken. De lastrelaterade orsakerna till sprickbildning är ofta kopplade till tillfälliga förhållanden under utförandeskedet eller vid reparation. Det är inte heller ovanligt att sprickor initierade under byggskedet förstärks och propagerar vid belastningar i driftsskedet vilket vanligtvis inte tas någon hänsyn till i designen. Utöver ovanstående kan brister i utförandeskedet kopplade till t.ex. undermålig vibrering, olämplig placering och utförande av arbetsfogar etc. orsaka sprickor.

Beräkning av sprickavstånd och sprickbredd enligt tre olika normer har jämförts. Inverkan av beräkningsmodellernas antaganden och olika parametrar på sprickavstånd och sprickbredd har diskuterats. I vissa fall råder stor skillnad mellan olika normers beräkningsresultat vilka kan hänföras till deras modellers uppbyggnad och antaganden.

Några nyckelfaktorer för att minimera sprickrisken är t.ex. att undvika onödig överprestanda på betongen (begränsa cementmängd, kravställa på 56 dygns-/91 dygnshållfasthet etc.), begränsa värmeutveckling och tvång, god gjutetappsplanering, användning av eftervibrering vid höga gjutningar och fullgod hårdning efter gjutning.

Nyckelord

Betong, färsk betong, sprickbildning, tvång, uttorkningskrympning, autogen krympning, sättning, plastisk krympning.

Summary

The aim of the work was to produce a basis for clients, designers and contractors to reduce the risk of detrimental cracking of concrete in dam constructions at early ages.

Concrete cracks when the tensile stress to which it is subjected to exceeds its tensile strength. The tensile strength of concrete is low and thus the concrete elements are reinforced to withstand the tensile stresses to which they are exposed. A concrete element is also exposed to physical and chemical mechanisms that can cause strains and strain gradients in the element with resulting stresses. Concrete in its fresh state and during the initial phase of hardening has no or very low strength and stiffness and therefore cannot transmit stresses to the reinforcement. Therefore, the reinforcement cannot limit and/or distribute the cracks in the earliest stages. After a few days, concrete reaches the stage of strength and stiffness development that leads to full cooperation with reinforcement.

There are many potential reasons why cracking can occur with the basic cause connected to e.g., the mix proportion, mixing, transport, casting or curing of the concrete. Another way of classifying the causes of cracking is whether they are initiated by physical mechanisms or are load related. In the early stages, the physical mechanisms are usually related to the varying moisture and temperature conditions caused by e.g., the heat development from the hydration, which often becomes a problem in the massive hydro power constructions in combination with externally and internally imposed restraints. Shrinkage of concrete is strongly linked to the concrete's temperature and moisture conditions. Early shrinkage (plastic or autogenous) or drying shrinkage in the slightly longer term can lead to cracking if measures are not taken to reduce the risk. The cracking caused by the loading are often linked to the temporary conditions during construction or repair. It is also not uncommon that the cracks initiated during the construction phase become activated to further propagate by the loads during the operational phase, which is an aspect usually not considered in the design. In addition to the above, deficiencies in the execution stage linked to e.g., substandard vibration, inappropriate placement and execution of the construction joints etc. cause cracks.

Calculation of crack spacing and crack width according to three different standards has been compared. The influence of the models' assumptions and parameters on crack spacing and crack width is discussed. In some cases, there is a big difference between the predictions made by the different standards, which can be attributed to the structure and assumptions of their models.

Some key factors to minimize the risk of cracking are e.g., to avoid unnecessary overperformance of the concrete (limit the amount of cement, set requirements for 56-day/91-day strength, etc.), limit heat development and restraints, plan casting phases carefully, use of post-vibration for larger casting heights and adequate curing after casting.

Innehåll

1	Inledning	9
1.1	Bakgrund	9
1.2	Syfte	10
1.3	Genomförande	10
1.4	Begränsningar	10
2	Sprickorsaker	11
2.1	Allmänt	11
2.1.1	Fysikaliska mekanismer	12
2.1.2	Lastrelaterade	14
2.1.3	Övriga	16
2.2	Grundläggande av fysikaliska mekanismer	16
2.2.1	Betongens sammansättning	16
2.2.2	Tillverkning, transport och gjutning	17
2.2.3	Färskt tillstånd efter gjutning	19
2.2.4	Under hårdnandet	20
2.2.5	Hårdnat tillstånd	21
3	Bakomliggande sprickmekanismer	23
3.1	Allmänt	23
3.2	Mekanisk beskrivning av sprickbildning	24
3.2.1	Generellt	26
3.2.2	Tvång	29
3.2.3	Långtidsbelastning och krypning	34
3.2.4	Spänningskoncentrationer	35
3.3	Separation av den färska betongen	38
3.3.1	Uppkommande heterogenitet	38
3.3.2	Sprickbildning främjad av separation	40
3.3.3	Sprickbildning på grund av plastisk sättning	41
3.3.4	Plastisk krympning	42
3.4	Mönsteruppsprickning vid tidig ålder	43
3.5	Termisk kontraktion vid tidig ålder	43
3.5.1	Beskrivning	43
3.5.2	Sprickbildning orsakad av termisk kontraktion	44
3.6	Säsongsberoende termisk kontraktion	47
3.7	Krympning	49
3.7.1	Beskrivning	49
3.7.2	Sprickbildning orsakad av krympning	51
4	Hantering av sprickrisk i regelverk	54
4.1	Metodik för bestämning av sprickbredd	54
4.1.1	Bestämning av påkänningar i betongkonstruktionen	55

4.1.2	Bestämning av påkänning i armering	56
4.1.3	Beräkning av sprickavstånd	59
4.1.4	Beräkning av sprickbredd	61
4.2	Begränsning av armeringsspänning	62
4.3	Inverkan av betongkvalitet	64
4.4	Jämförelse mellan beräkningsnormer	65
5	Förebyggande åtgärder	68
5.1	Projekteringsfas	68
5.1.1	Säkerställa goda grundläggningsförhållanden	68
5.1.2	Undvika överpresterande betong	68
5.1.3	Begränsa värmeutveckling och tvång	68
5.2	Entreprenadfas	69
5.2.1	Begränsa värmeutveckling och tvång	69
5.2.2	Hög kvalitet på betongtillverkning och gjutarbeten	69
5.2.3	Fullgod härdning efter gjutning	69
5.3	Uppföljning	70
6	Slutsatser	71
7	Forskningsbehov	72
8	Referenslista	73

1 Inledning

1.1 BAKGRUND

Betong spricker när dragspänningen i betong överstiger dess draghållfasthet. Dragspänningar kan härröra från yttre mekaniska belastningar; inre expansion orsakade av olika kemiska, elektrokemiska och fysikaliska nedbrytningsmekanismer samt olika fysikaliska mekanismer som orsakar inre och yttre tvång i ett konstruktionselement.

Sprickbildning kan påverka betongens och konstruktionselementets olika funktioner. Djupa och genomgående sprickor med tydlig orientering och sprickplan kan påverka konstruktionens stabilitet, bärförmåga, styvhet, täthet mm. Ytliga, tät och slumpmässigt fördelade sprickor påverkar betongens armeringsskyddande funktion, erosionsmotstånd och ytjämnhet.

Sprickbildning i betong kan initieras vid tidig ålder innan cementreaktionerna har satt i gång, under betongens hårdnande och efter betongens hårdnande. Sprickor som initieras vid tidig ålder är ofta ytliga och påverkar det täckande betongskiktet. Sprickor som initieras under betongens hårdnande kan däremot, till följd av bristfällig hårdning eller tidig avformning, vara ytliga och tätplacerade eller diskreta med tydlig orientering och sprickplan. Sprickor som initieras av mekanismer som verkar efter betongens hårdnande kan ha olika form, djup, orientering och fördelning som styrs bl.a. av den angripande mekanismens verkningssätt och konstruktionselementets geometri och randvillkor. Inre expansion orsakad av alkalisilikareaktioner kan orsaka jämnfördelad krackelering i ett konstruktionselement om det är glest armerat och dess expansion inte hämmas i någon riktning. Däremot, kan samma element uppvisa en helt annan typ av sprickbildning om dess expansion hämmas i någon riktning.

Vad är en skadlig sprickbildning? En sprickbildning som påverkar ett konstruktionselements funktion är skadlig. Sprickor som påverkar ett konstruktionselements bärförmåga och styvhet är skadlig. En spricka som orsakar vattenläckage genom en frontplatta är skadlig. En spricka som medför att en utskovspelare inte fungerar som en monolit är skadlig. Sprickor som underlättar inträngning av klorider eller koldioxid fram till armering är skadliga. Det finns tyvärr inte någon definition av skadliga sprickor som gäller för samtliga funktioner. Egenskaperna hos en skadlig spricka är olika för olika konstruktioner, olika funktioner och olika mekanismer. Man kan inte ange att en spricktyp definierad genom dess geometri och riktning är skadlig/farlig för konstruktioners bärförmåga. En lutande spricka i en balk vid balkens upplag är skadlig för balkens bärförmåga, men den är inte skadlig för en ledmurs bärförmåga. Därför bör den skadliga sprickans egenskaper definieras med hänsyn till konstruktionselementets funktion/funktionskrav och det angripande mekanismens egenskaper/angreppssätt.

När det gäller täthet mot vattenläckage ställer man krav på att sprickan inte är genomgående och att sprickvidden är mindre än 0,2 mm. Det finns inga specifika krav för sprickbildning i direkt anknytning till konstruktioners bärförmåga, utan kraven är relaterade till konstruktionens nedbrytning som i det långa loppet

påverkar konstruktionens bärförmåga. Enligt Fagerlund (2010) ställdes ända fram till 1979 inga myndighetskrav på maximal sprickvidd. Därefter, gällde de krav som ställdes på sprickvidd för armeringskorrosion. Enligt Fagerlund har kraven varierat under årens lopp vilket tyder på att kunskapen om sambandet mellan sprickvidd och korrosion har varit osäker.

Denna rapport definierar ingen skadlig spricka, utan utgår ifrån alla sprickor som grundläggs vid tidig ålder och under hårdnandet är potentiellt skadliga sprickor. Rapporten försöker beskriva de egenskaper hos materialet, utförandet och mekanismer som ger upphov till sprickbildningen. Rapporten försöker även beskriva olika sätt och åtgärder för att begränsa sprickbildningen och dess omfattning.

1.2 SYFTE

Syftet är att ta fram ett underlag för både beställare och projektör i projekteringskedet, och även entreprenör under byggskedet, som kan användas för att reducera risken för skadlig sprickbildning i dammkonstruktioner vid nybyggnad

1.3 GENOMFÖRANDE

Projektet har genomförts av en arbetsgrupp som har bestått av rapportens författare. Gruppen har mötts digitalt och diskuterat rapportens innehåll. Vid mötena har varje författare presenterat den senaste utvecklingen i sina respektive avsnitt och tagit emot kommentarer för vidare bearbetning.

Rapporten behandlar enbart de mekanismer som skapar förutsättning eller initierar sprickbildning när betongen är i färskt eller hårdnande tillstånd. De sprickbildningar som beaktas härrör från betongens sammansättning och utförande. Randeffekter och det yttreklimatets inverkan beaktas.

1.4 BEGRÄNSNINGAR

Rapporten beaktar inte de fysikaliska, kemiska och elektrokemiska nedbrytningsmekanismer som kan orsaka sprickbildning lång tid efter hårdnandet.

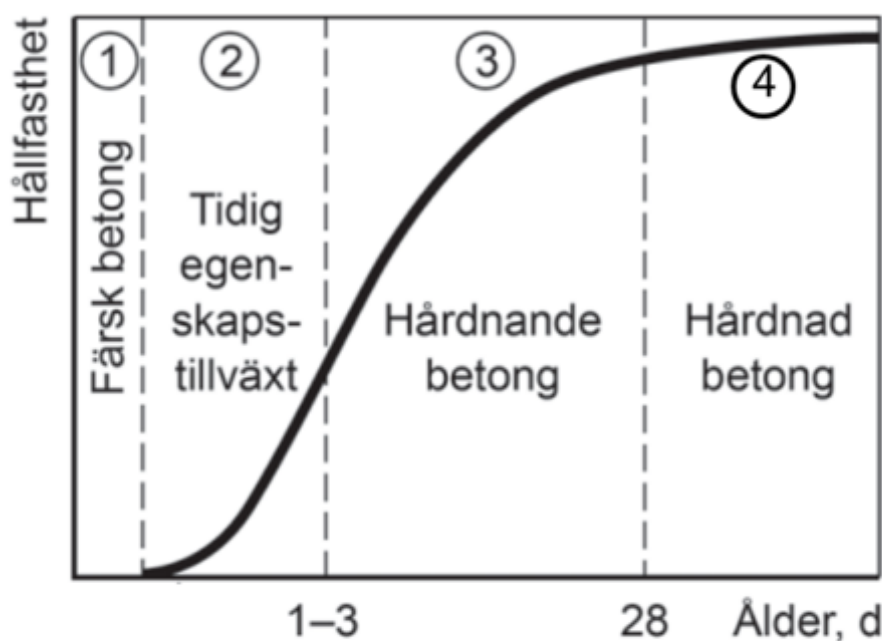
2 Sprickorsaker

2.1 ALLMÄNT

Det finns en stor mängd potentiella orsaker till att sprickbildning uppkommer vid uppförande av nya dammkonstruktioner i betong. I föreliggande avsnitt ges en genomgång av olika faktorer som kan påverka risken för att sprickbildning uppstår i betongen. Utöver själva sprickorsaken är även tidpunkten när själva sprickbildningen riskerar att uppstå en viktig parameter som också kan användas för indelning av olika spricktyper. Vanligen brukar de olika skedena indelas med ledning av var i hydrationsprocessen som betongen befinner sig. Spannet här avser från startpunkten när betongen blandas tills den färdiga konstruktionen med önskad geometri och bärförmåga finns på plats. En indelning kan t.ex. vara:

- färskt tillstånd (1)
- under hårdnandet (2-3)
- hårdnad betong (4)

Där siffrorna i parentes kopplar till beskrivningen i Figur 2-1 nedan.



Figur 2-1 Schematisk egenskapsutveckling för betong. Efter (Betonghandboken, 1994).

Som angavs i inledningen i avsnitt 1.4 avgränsas studien till sprickrisker fram till färdigställd konstruktion, det vill säga strax efter uppförandet och inte bruksperioden under många decennier. Sprickbildning orsakad av nedbrytningsfenomen efter lång tid exkluderas alltså.

Förutom i vilket stadium som sprickbildning riskerar uppstå kan även sprickorsakerna indelas i om de initieras av fysikaliska mekanismer relaterade till t.ex. fukt- och/eller temperaturlägen eller genom belastning av egenvikt och/eller andra externa faktorer (t.ex. yttre belastning, sättningar i grundläggning, undermåligt utförande).

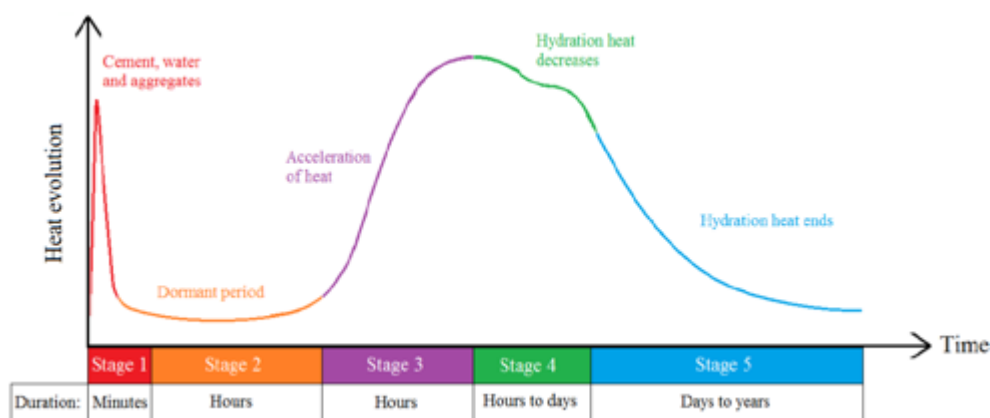
2.1.1 Fysikaliska mekanismer

Varierande fukt- och temperaturlägen i betong kan generera dragspänningar som orsakar oönskade sprickor i betongen. De kan uppkomma vid alla skeden under betongens användningstid från gjutning och framåt. I föreliggande avsnitt ges exempel på några av de vanligare fysikaliska mekanismerna som riskerar ge upphov till sprickbildning vid nybyggnation.

Värmeutveckling från hydratation av cement

När cement blandas med vatten startar hydratationen vilket är en exoterm reaktion som utvecklar värme. Värmeutvecklingens storlek och hastighet beror bl.a. på aktuella temperaturförhållanden när hydratationen startar, vilken kemisk sammansättning och vilken kornstorleksfördelning det aktuella cementet har. En grov generalisering för de vanligaste cementtyperna är att hälften av värmen utvecklas mellan det första och tredje dygnet, tre fjärdedelar av värmen inom en vecka och närmare 90% har utvecklats fram till sex månader efter gjutning (Neville & Brooks, 2010). I Figur 2-2 visas en schematisk beskrivning av i vilka stadier värmeutvecklingen sker under hydratationen.

Inom vattenbyggnad utgörs en stor andel av konstruktionerna av massiva betongkonstruktioner med stora tvärsnittsmått, vilket gör att temperaturökningen i betongen som följer av hydratationen kan bli betydande. Alla konstruktioner har begränsad rörlighet p.g.a. mothåll från grundläggning, anslutande konstruktioner och även de stora tvärsnittsmåtten kan ge olika grader av tvång. Detta kan därför leda till sprickbildning p.g.a. de termiskt inducerade, men förhindrade, rörelserna. En detaljerad beskrivning av fenomenet finns i avsnitt 3.5.



Figur 2-2 Schematisk värmeutveckling vid hydratation av cement (Lagundžija & Thiam, 2017).

Krympning: plastisk krympning, autogen krympning, uttorkningskrympning.

Krympning av betong i sin vanligaste betydelse är relaterad till fuktrelaterade rörelser. De vanligaste typerna av krympsprickor härrör från plastisk krympning, autogen krympning och uttorkningskrympning.

En övergripande beskrivning av de tre fenomenen är att de plastiska krympsprickorna riskerar uppstå när avdunstningen av fukt från nygjuten betong (fortfarande plastisk) inte förhindras och därigenom ger upphov till dragspänningar när betongen kontraherar vid ytan. Liknande fenomen kan också uppstå vid pågjutning av dålig betong om underlaget inte är förfuktat innan gjutning. Då kan underlagsbetongen vara kapillärsugande och suga ur vatten ur den färska, plastiska betongen.

Den autogena krympningen uppstår främst vid lägre vattencementtal ($<0,45$) och härrör från att ett vattenunderskott uppstår i betongen när vattnet i betongen går åt till hydratationen och därigenom skapar spänningar. Generellt är vattencementtalen i vattenbyggnadsbetong så höga ($v_{ct} > 0,45$) att autogen krympning vanligtvis inte är något problem.

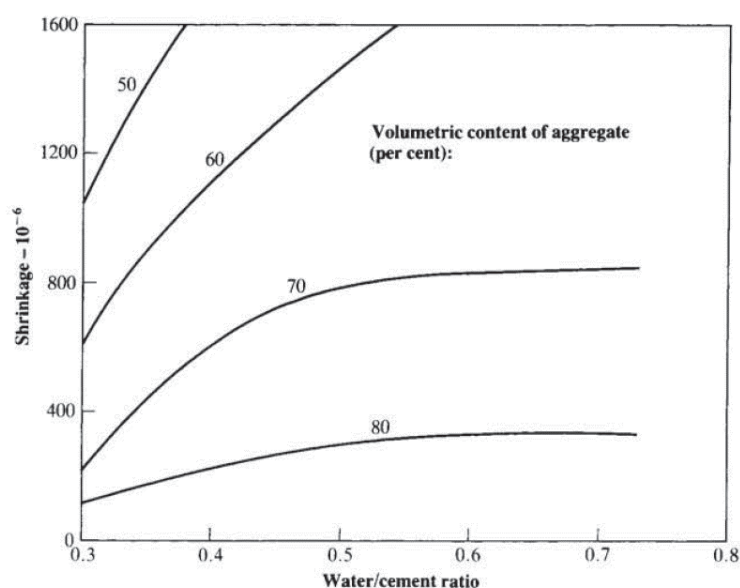
Med uttorkningskrympning avses den irreversibla delen av fuktrörelser hos betongen. När omgivningens fuktnivå är lägre än i betongen torkar ev. överskottsvatten i betongen ut. Uttorkningens storlek beror förutom på den omgivande luftens temperatur och fukttinhåll till stor del på hur välhydratiserad betongen är före uttorkningen. Om betongen är välhydratiserad före uttorkningen blir den irreversibla delen av fuktrörelsen mindre än vid tidig uttorkning av en mindre välhydratiserad betong.

Det är en mängd faktorer som påverkar risken för krympning av betongen men två av de mer betydelsefulla materialparametrarna är vilket vattencementtal och hur stor andel ballast betongen har. Anledningen är att betong med högre vattencementtal får en större mängd överskottsvatten som kan torka ut och dessutom får betong med högre v_{ct} en mer porös cementpasta än vid lägre vattencementtal vilket också underlättar uttorkningen. Vid större volymandelar ballast i betongen är det helt enkelt mindre cementpasta som kan torka ut och därigenom får betongen lägre krympning. I Figur 2-3 ges ett exempel på hur krympningen förändras vid ändrat vattencementtal och volymandel ballast i betongen. Volymsandelen är vanligtvis 70–80% av betongens totala volym.

Uttorkningskrympning i grova konstruktioner utomhus går mycket långsamt och är sannolikt inget accentuerat problem inom vattenbyggnad. Tunnare konstruktioner och pågjutningar utomhus kan däremot vara mer påverkade av uttorkningskrympning. Särskilt om uppförandet sker under det varmare sommarhalvåret då den tidiga plastiska krympningen kan vara betydande.

För konstruktionsdelar inomhus i t.ex. kraftstationsbyggnaderna där det dessutom genereras värme från t.ex. generatorer och transformatorer kan krympningen vara betydande även om de grova konstruktionerna kan medföra att det tar mycket lång tid (decennier!?) innan sprickbildning därav uppstår.

Mer detaljer kring sprickmekanismerna kopplade till krympning ges i avsnitt 3.



Figur 2-3 Inverkan av vattencementtal och ballastinnehåll på betongens krympning (Neville & Brooks, 2010).

Växlande omgivningstemperaturer

Årstidsväxlingar i omgivningsklimatet påverkar betongkonstruktioner utomhus i termer om deras fukttinnehåll och temperatur. Som alla material ger temperaturförändringar även för betongkontraktion eller expansion av konstruktionen när temperaturen sjunker eller ökar. Eftersom vattenbyggnadskonstruktioner vanligtvis har stora tvärsnittsdimensioner och betong är ett värmetrögt material sker förändringen relativt långsamt.

För t.ex. lamelldammar har det påvisats att växlingarna och denna tröghet gör att betydande krönrörelser kan uppstå (Malm och Ansell, 2011). Det är främst temperaturskillnaderna mellan de delar av dammen som vetter mot reservoaren (små temperaturvariationer) och de delar som är utsatta för luftens låga vinter- / höga sommartemperaturer som genererar krönrörelser och spänningar i konstruktionen. Expansionen och kontraktionen av lamellens nedströmsdelar är betydligt större än uppströmsdelen vilket orsakar rörelser och ett inre tvång som genererar spänningar. Även om detta är en långtidslast så riskerar den uppträda redan de första säsongerna efter dämningssupptagning. För mer detaljer om fenomenet hänvisas till avsnitt 3.6.

2.1.2 Lastrelaterade

På samma sätt som för alla betongkonstruktioner behöver designen av en dammkonstruktion beakta de laster som förväntas uppträda vid uppförande och efter idrifttagning. Förmågan att uppfylla ställda krav på bärförmåga, stabilitet, begränsad deformation och sprickbildning/sprickvidd måste kontrolleras. I RIDAS tillämpningsvägledning (RIDAS, 2019) pekas på behovet att beakta aktuella laster som uppstår vid olika dimensioneringssituationer, vilka uppdelas i följande:

- Varaktiga dimensioneringssituationer, som avser förhållanden vid normal användning.
- Tillfälliga dimensioneringssituationer som avser tillfälliga förhållanden till exempel under utförandeskedet eller reparation.
- Exceptionella dimensioneringssituationer som avser exceptionella förhållanden tillämpliga för bärverket.
- Dimensioneringssituationer vid olycksfall som är tillämpliga då bärverket utsätts för olyckslast eller seismisk påverkan.

I princip kan de flesta permanenta och variabla laster generera sprickor om designen inte är korrekt utförd, eller om sprickor från uppförandet finns. I (RIDAS, 2019) listas den permanenta lasterna som:

- Egentyngd
- Vattentryck
- Upptryck
- Jordtryck
- Spännkrafter
- Krympning och krypning

Och de listade variabla lasterna är:

- Vattentryck
- Dynamiska vattentryck
- Islaster
- Trafiklast
- Temperatur
- Snölaster
- Vindlaster
- Laster från mekanisk utrustning

En grov generalisering ger vid handen att många sprickor i dammkonstruktioner kan kopplas till kategorin "Tillfälliga dimensioneringssituationer" där de allra vanligaste är beskrivna i avsnitt 2.1.1. Ett inte helt ovanligt scenario är att de tidigt initierade sprickorna från byggskedet sedan under driftsskedet accentueras/propagerar i samband med de varaktiga dimensioneringssituationerna. Lasterna som påförs vid dämningssupptagning och vid t.ex. säsongsvariationer i temperatur kan således förstärka redan initierad sprickbildning. Designen förutsätter vanligtvis att konstruktionerna är sprickfria och homogena från början och tar inte hänsyn till det faktum att sprickor kan förekomma.

2.1.3 Övriga

I avsnitt 2.1.1 och 2.1.2 redovisas fysikaliska och lastrelaterade orsaker. Sprickor kan även uppstå av andra oväntade orsaker. Några andra potentiella orsaker listas nedan.

Sättningar/oväntade rörelser i grundläggningen

De allra flesta dammkonstruktioner grundläggs på berg, men det förekommer även jordgrundläggning. Ibland kan t.ex. delar av dammen eller en kraftstationsbyggnad vara grundlagd på jord. Vid berggrundläggning besiktas, rensas och förstärks berget så långt det är möjligt vid förekommande slag eller krosszoner.

Med tiden kan dock t.ex. sättningar i jordgrundlagda konstruktioner orsaka spänningar i den ovanliggande betongkonstruktionen, eller mellan konstruktionsdelar, vilket i sin tur kan generera ny, eller accentuera redan förekommande, sprickbildning. På samma sätt kan oväntade rörelser i slag eller krosszoner t.ex. p.g.a. urspolning/urlakning av tidigare förstärkningar ge upphov till samma fenomen.

Bristfälligt utförande

Under utförandeskedet bestäms mycket av förutsättningarna för betongkonstruktionernas kvalitet och livslängd. Ev. misstag eller brister i utförandet under byggskedet kan skapa problem under lång tid framöver. Några exempel ges nedan:

- Undermålig vibrering, särskilt vid ihopvibrering av gjutpallar vid gjutning (se 2.2.2)
- Olämpligt placerade arbetsfogar
- Bristfällig preparering av gjutfog
- Felaktigt utförande av kringgjutningar av ingjutningsgods

Exemplen ovan är potentiella orsaker till sprickbildning eller en försvagning som orsakar sprickbildning när vanliga laster (se 2.1.2) påförs.

2.2 GRUNDLÄGGANDE AV FYSIKALISKA MEKANISMER

2.2.1 Betongens sammansättning

De enskilda delmaterialens egenskaper tillsammans med i vilka proportioner de olika delmaterialen kombineras med varandra påverkar betongens egenskapsutveckling. Några centrala parametrar som lägger grunden för betongens egenskaper och dess sprickrisk är:

- Cementtyp
- Cementmängd
- Ev. användning av tillsatsmaterial och deras egenskaper/påverkan på egenskapsutvecklingen i kombination med cement
- Vattencementtalet
- Ballastmaterialens egenskaper (kornform, hållfasthet, porositet etc.)
- Fördelning mellan ballastfraktioner
- Största stenstorlek
- Mängd finmaterial

- Förhållandet mellan mängd cementpasta och ballastmaterial
- Inverkan av tillsatsmedel (superplasticerare, luftporbildare, retarder etc.)

För vattenbyggnadsbetong generellt är ofta valet av cement med låg värmeutveckling och begränsningar i mängden cement centrala för att minimera risken för temperaturrelaterad sprickbildning direkt efter och under närmaste tiden efter gjutning (dagar, veckor).

Vidare är valet av ballastmaterial med god kvalitet, begränsad vattenabsorption och harmonisk storleksfördelning att föredra för god sammanhållning och arbetbarhet i färskt tillstånd, tillräcklig hållfasthet med begränsad mängd cement och hög beständighet på lång sikt för det hårdnade materialet. Det är inte helt ovanligt att mix-designen hos en betongtillverkare kan förbättras för att få ner cementhalten i betongen och ändå uppfylla krav på hållfasthet. Ett ofta förekommande scenario är att ett finmaterialfattigt sandmaterial kompenseras med förhöjd cementhalt för att klara stabiliteten hos den färska betongen. Följden blir då utöver onödig överhållfasthet på den hårdnade betongen också att risken för temperaturrelaterad sprickbildning ökar.

Optimeringen av mix-designen kan t.ex. utgöras av att söka förbättra fördelningen mellan olika kornstorlekar genom att använda fler fraktioner och på så sätt skapa god arbetbarhet i det färska tillståndet och tillräckligt hög hållfasthet i det hårdnade tillståndet utan att använda onödigt mycket cement.

Vanligtvis används tillsatsmedel som superplasticerare för god arbetbarhet och luftporbildare för frostbeständighet. Mer detaljer om förebyggande åtgärder återfinns i avsnitt 5.

De vanligaste orsakerna till sprickbildning som kan kopplas till betongens sammansättning är:

- Temperaturrelaterad sprickbildning p.g.a. för höga cementhalter/undermålig efterkylning av betongen
- Mindre lämpligt sammansatt ballastmaterial följt av dålig sammanhållning på den färska betongen (ev. separation), sättsprickor, gjutskador/sprickor.

2.2.2 Tillverkning, transport och gjutning

Efter att betongen har fått en teoretisk, proportionerad sammansättning som har bästa förutsättningar för att undvika problem med sprickbildning ska betongen blandas, transporteras och gutas på plats. Även de här stegen kan påverka betongens egenskaper, fysikaliska mekanismer och risken för sprickbildning.

Tillverkning

Oavsett om betongen tillverkas på plats eller vid en betongfabrik är kvalitet och noggrannhet avgörande för att utnyttja den väl sammansatta betongen till fullo. Alla delmaterial måste vara kontrollerade i förväg så att de överensstämmer med de antaganden som gjordes vid proportioneringen. För att säkerställa rätt mängder av alla delmaterial i betongblandningen behövs kalibrerad utrustning, utbildad personal och kvalitetssäkrade styrsystem. En god lägsta nivå kan säkerställas genom att enbart använda tredjepartscertifierade betongtillverkare. Certifiering sker

av produktionskontrollen hos tillverkare av fabriksbetong mot standarderna SS-EN 206 och SS 13 70 03 och genomförs av ackrediterade certifieringsorgan.

Förprovningar för att utröna bästa blandningsordning och blandningstider är nödvändiga före skarp produktion av nya betongblandningar för att säkra kvaliteten och undvika problem som kan orsaka sprickbildning i färskt och hårdnat tillstånd. Det kan även krävas för att säkerställa långtidsegenskaper som t.ex. frostbeständighet genom accelererad provning.

Transport

Om betongen inte tillverkas på plats och det är långa transporter (>1-2 timmar) mellan betongfabrik och byggarbetsplatsen är det vanligt att betongmassan retarderas med tillsatsmedel för att bromsa hydratationen av betongen. Det kan ibland även användas vid höga omgivningstemperaturer (t.ex. sommartid) eftersom hastigheten på hydratationen också går fortare vid höga temperaturer och kan behöva förskjutas så att transport kan göras före reaktionen tar fart. Retarderande tillsatsmedel påverkar betongmassan så att den förblir längre tid i den s.k. "viloperioden" ("dormant" i Figur 2-2) och därefter sker reaktionen på samma sätt som utan tillsatsmedel. Om betongen retarderas onödigt länge ökar risken för plastiska krympsprickor eftersom betongen torkar ut/avvattnas och hållfasthetsutvecklingen kommer igång senare (Betonghandbok, 2017).

Gjutning

Idag sker i princip all gjutning av betong genom pumpning vilket ställer högre krav på betongens färska, reologiska egenskaper så att den kan ske utan stopp. Allt sedan inträdet av pumpning som standard har de största stenstorlekarna (stenmax.) i betongen succesivt minskat. Anledningen är att risken för pumpstopp minskar med mindre stenmax och betongen blir lättare att jobba med för yrkesarbetarna. Under de stora byggepokerna på 50- och 60-talet när betongen gjöts med bask kunde stenmax vara 75–100 mm eller ännu större. Det gjorde också att volymandelen ballast kunde vara högre vilket minskade risken för krympning samtidigt som hållfasthetsnivåerna uppnåddes (se avsnitt 2.1.1) med mindre mängd cement. I tillägg så ger större stenmax även högre brottenergi vilket leder till reducerad sprickpropagering

I ett par aktuella svenska vattenbyggnadsprojekt har stenmax valts till 45 eller 50 mm för att uppnå dessa positiva egenskaper (Malm, 2019) och (Nordström, Lundgren och Persson, 2021). Rätt val av pump och anpassning av armering och täckskikt kan behövas för att konceptet ska fungera fullt ut.

För krav på själva utförandet av betongarbeten refereras vanligtvis till standarden SS-EN 13670:2009. Standarden reglerar såväl ledningen av utförandet som tillsyn och kontroll av utförandet med avseende på material/produkter, utförandet och dokumentation av kontroll. Normalt utförs vattenbyggnadskonstruktioner i utförande klass 3 (högsta).

Den färska betongmassan måste ha god stabilitet (ej separera, se avsnitt 3.3) och ha goda flödesegenskaper (konsistens) för att kunna gutas och kompakteras så att god ingjutning av all armering och allt ingjutningsgods säkerställs. Det är också en

förutsättning för att erhålla avsedd hållfasthet och beständighet genom homogen betong utan komprimeringsporer och kaviteter runt t.ex. armering, ingjutningsgods och fogband.

Hastigheten på gjutningen, eller stighastigheten uttryckt i t.ex. m/timme bör anpassas till möjligheten att kompaktera betongen i enskilda gjutpallar, men även för att undvika skiktningar mellan gjutpallar. Undermålig ihopvibrering av gjutpallar är ofta en ingång till sprickbildning eller svaghetszoner i betongen. Ett vanligt krav är att begränsa pallhöjden till ca. 0,5 m och stighastigheten till $< 0,5$ m/timme. Gjuthastigheten får dock inte bli så låg att betongen vid föregående gjutpall hunnit binda före nästa pall läggs ut. Gjuthastigheten påverkar även risken för eftersättningar (plastiska sättningar) framförallt när effekten av tillsatta superplasticerare försvinner. Mer detaljer om plastiska sättningar och risken för sättsprickor återfinns i avsnitt 3.3.3. Risken för plastiska sättningar ökar med höjden på gjutningen. Åter-/eftervibrering innan betongen hunnit tillstyvna alltför mycket är ett effektivt sätt (utöver begränsad stighastighet) att minska risken för sättsprickor.

Planering och placering av gjutfogar för att minska risken för temperaturrelaterad sprickbildning och underlätta det praktiska arbetet måste göras med omsorg. Eftersom gjutfogar alltid utgör en viss risk för försvagning i konstruktionen följt av uppsprickning och/eller läckage bör placering på kritiska ställen undvikas. Exempel på kritiska ställen kan vara där höga påkänningar kan förväntas eller dämmande delar med höga vattentryck. För gjutfogar i dämmande konstruktioner bör alltid mekaniska fogband (plåt, PVC, gummi, ej svällande) installeras vinkelrätt mot fogen för att säkerställa en kontinuerlig tätlinje i händelse av att fogen inte får önskade egenskaper efter gjutningen.

2.2.3 Färskt tillstånd efter gjutning

Fram till dess att betongen nått sin tillstyvnadstid och inte längre kan bearbetas genom vibrering är definitionen på det färska tillståndet enl. Betonghandboken Material (Betonghandbok, 2017). I avsnitt 2.2.2 redovisades många av de moment där det färska tillståndets egenskaper kan påverkas i samband med tillverkning, transport och gjutning. Därigenom även risken för sprickbildning. Den kvarvarande tiden efter gjutning fram tills själva hårdnandet inleds är en känslig period då risken för tidig sprickbildning kan minskas. God kontroll på betongens tillstyvnadstid under aktuella förhållanden är också viktig för att ev. ytbehandling ska kunna göras vid rätt tidpunkt så att inte skador och sprickor i betongens yta initieras. T.ex. ger en sänkning av betongtemperaturen med 10°C dubbelt så lång tillstyvnadstid vilket t.ex. påverkar lämplig tidpunkt för glättning. Glättning vid olämplig tidpunkt kan orsaka ytlig sprickbildning som senare kan förstärkas av fysikaliska eller lastrelaterade orsaker.

Den färska nygjutna betongen behöver skyddas eftersom t.ex. låga temperaturer och/eller kraftig vind kan ge frysning av betongen vilket skadar den permanent om inte tillräcklig hållfasthetsnivå har uppnåtts (> 5 MPa i tryckhållfasthet). En avkylning av ytan kan också accentuera det inre tvånget genom gradienten i temperatur mellan yta och de inre delarna vilket riskerar orsaka ytliga temperatursprickor i uppvärmningsfasen. Den typen av sprickor går oftast ihop under avsvälningen, men kan även kvarstå som en försvagning i ytan.

Om den nygjutna betongytan inte skyddas och istället exponeras för solinstrålning, höga temperaturer och/eller kraftig vind kan det ge tidig uttorkning av betongen och orsaka plastiska krympsprickor. Se vidare beskrivning av mekanismen i avsnitt 3.3.4.

Intäckning och/eller isolering så snart det är möjligt efter gjutning minskar risken för ovanstående sprickorsaker kraftigt. För konstruktionsdelar med låga vattencementtal ($v_{ct} < 0.45$) kan även tidig vattendimming av ytan i slutet av gjutningen eller precis före intäckning göras för att minska sprickrisken.

2.2.4 Under hårdnandet

Hårdnandefasen är då betongens egenskaper utvecklas som mest genom den kraftiga värmeutvecklingen som bl.a. ger snabb hållfasthetstillväxt. För att minska sprickrisken behöver åtgärder vidtas för att kontrollera temperaturutvecklingen i grova konstruktioner och minimera temperaturgradienten mellan konstruktionens inre och yttre delar. Fördjupade beskrivningar av temperaturrelaterad sprickbildning och åtgärder ges i avsnitt 2.1.1 och 3.5 eller i kap. 19 i (Betonghandbok, 2021). Några exempel på områden där sprickriskreducerande åtgärder kan göras är:

- Optimering av betongmix (cementtyp/halt, gjuttemperatur etc.)
- Gjutetappsindelning
- Uppvärmning av angränsande konstruktioner
- Kylning av betong efter gjutning med kylrör / isolering av ytor/formar.
- Anpassning av formrivningstider

Utöver att begränsa temperaturutvecklingen i grova konstruktioner är den enskilt viktigaste parametern, för att undvika sprickbildning under hårdnandet, fullgod härdning för att minska risken för uttorkning eller snabba temperaturförändringar (kyla/värme). För vattenbyggnadsbetong bör vanligen härdningsklass 4 enligt (SS-EN 13670:2009, 2012), bilaga F, avsnitt 8.5, tillämpas. Det innebär att betongen måste hårdas till dess att ythållfastheten når 70% av betongens specificerade karakteristiska hållfasthet. Antalet dygn som härdning behövs beror både på hur snabb betongens hållfasthetsutveckling är och den rådande omgivningstemperaturen. Vid ca. 20°C krävs uppskattningsvis en veckas härdning för vattenbyggnadsbetong.

Standarden anger ett antal olika förslag (a-e nedan) på härdningsmetoder som även bör anpassas till aktuell betongtyp och rådande omgivningstemperaturer.

- a) låta formen sitta kvar
- b) täcka betongytan med ångtäta skikt som säkrats vid kanterna och vid skarvar för att förhindra drag
- c) utläggning av fuktigt täckmaterial på ytan och skydd av täckningen mot uttorkning
- d) hålla ytan våt så att det syns med lämplig bevattning
- e) lägga på membranhärdare med påvisad lämplighet

En förekommande skrivning i tekniska beskrivningar är att acceptera metod a) och b) om temperaturen är under +10°C eller metod c) och d) ifall den överstiger +10°C. Om t.ex. en betong med $v_{ct}=0,45$ används får enbart täckning betecknas som undermålig härdning om sprickfrihet eftersträvas då risken för tidig sprickbildning p.g.a. autogen krympning riskerar uppkomma.

Även vid temperaturer under 0°C kan fuktiga täckmaterial läggas på ytan med isolering ovanför så att fukt tillförs betongen utan att frysning sker. Betongen ska ändå skyddas mot tidig frysning och därför bör även fukt kunna tillföras den hårdnande betongen.

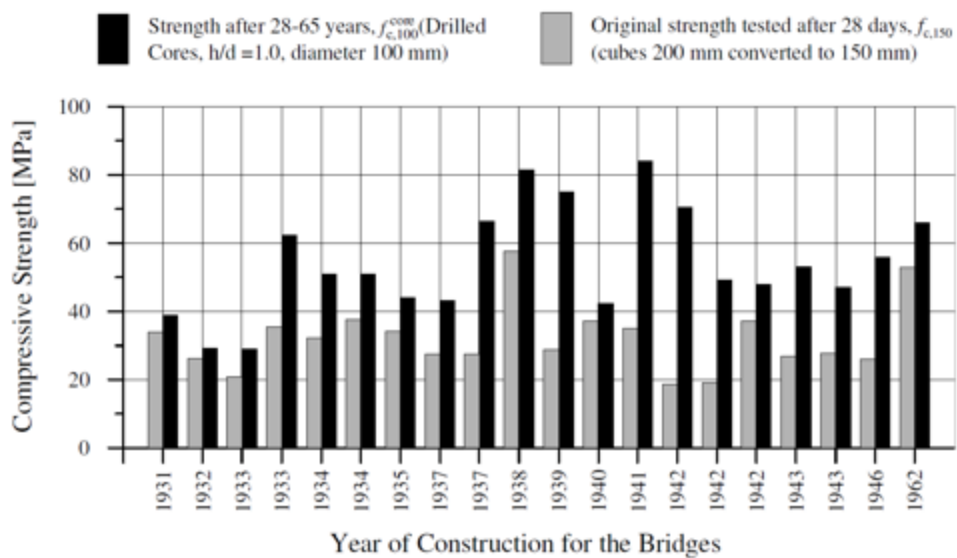
2.2.5 Hårdnat tillstånd

I det hårdnade tillståndet förändras betongens egenskaper långsamt. Inledningsvis kan avsvälningen av grova vattenbyggnadskonstruktioner pågå i många veckor/månader beroende på dimensioner. Det måste beaktas för att minska risken för temperaturrelaterad sprickbildning t.ex. genom efterkylning med kylrör. Dragspänningarna som annars uppstår p.g.a. inre och yttre tvång kan leda till att betongens draghållfasthet överskrids vilket resulterar i sprickor.

Om betongens slutgiltiga kvalitet efter uppförandet är den önskade och sammansättningen anpassats efter rådande exponeringsmiljö och belastning kommer egenskaperna att fortsätta utvecklas. T.ex. fortgår hållfasthetsutvecklingen under mycket lång tid framöver. I en sammanställning av (Thun, Ohlsson, & Elfgren, 2006), där en uppföljning av tryckhållfastheten efter många decennier gjordes, redovisades en medelökning om 70%. Det finns liknande exempel även från vattenbyggnadsområdet.

Vanligtvis är de egentliga kraven på hållfasthet för vattenbyggnadskonstruktioner relativt måttliga och praxis är att målhållfastheten kontrolleras efter 28 dygn. Valet av vattencementtal ur beständighetssynpunkt ger ofta en hållfasthet som är högre än nödvändigt. Som framgår av ovanstående text och i Figur 2-4 nedan så blir hållfastheten betydligt högre med tiden om allt görs rätt. Detta faktum gör att man i vissa fall kan överväga att sänka hållfasthetskraven och särskilt redan vid 28 dygn för att undvika överhållfasthet i byggskedet. Onödig överhållfasthet leder till för högt cementinnehåll, vilket leder till ökad risk för temperaturrelaterad sprickbildning som i sin tur kan bli ett beständighetsproblem.

Ytterligare en anledning till att undvika överhållfasthet är att det ger onödigt höga cementhalter vilket i sin tur ger en onödigt hög klimatbelastning. Varje kg cement (CEM I) ger en koldioxidbelastning i storleksordningen 820–930 kg CO₂/kg cement (Betonghandbok, 2017). Kan cementhalterna sänkas blir därför klimatavtrycket också lägre.



Figur 2-4 Tryckhållfasthet för betong från 20 vägbroar byggda under perioden 1931–1962 (Thun, Ohlsson, & Elfgrén, 2006).

3 Bakomliggande sprickmekanismer

3.1 ALLMÄNT

Materialet betong kan studeras i tre olika strukturella nivåer: mikro-, mellan- och makronivå.

I mikronivå studeras cementpastans beståndsdelar såsom cementgelen, porstrukturen, ballastens mineraler samt gränssnittet mellan cementpasta och ballast. En spricka i denna nivå uppstår exempelvis mellan två intilliggande cementkorns reaktionsprodukter som vuxit ihop eller i ballastkorns mineraler eller mineralgränser. Sprickbildning i mikronivå kan orsakas av externa och interna mekanismer som kan hänföras till mekaniska, fysikaliska och kemiska effekter.

I mellannivå studeras cementpastans och ballastens egenskaper samt deras samverkan. I denna nivå betraktas både cementpasta och ballast som homogena material. Betongen betraktas som ett kompositmaterial bestående av två (cementpasta och ballast) eller flera faser (cementpasta eller ballast indelas i flera faser). Cementpasta består av reagerade och icke reagerade cementkorn och porer. I mellannivå studeras sprickbildning i cementpasta, i ballast eller mellan dessa faser. Sprickbildning i mellannivå orsakas av externa respektive interna mekaniska, fysikaliska och kemiska effekter.

I makronivå betraktas betong som ett homogent material. I makronivå delar en spricka ett homogent material i två homogena delar. Även i makronivå orsakas sprickbildning av externa och interna mekaniska, fysikaliska och kemiska effekter. De mekaniska (hållfasthet och elasticitetsmodul) och fysikaliska egenskaper (exempelvis koefficienter för diffusion, permeabilitet, längdutvidgning, krypning mm) som används för dimensionering av konstruktioners bärförmåga och livslängd definieras i makronivå där betongen betraktas som ett homogent material.

De sprickor som grundläggs och utvecklas när betongen befinner sig i det färska tillståndet orsakas av att den färska betongen inte beter sig som ett homogent material, utan de ingående materialen separerar och håller inte samman. Cementpastans sammansättning (*vct* och lufthalt) och ballastens egenskaper (framför allt ballastens siktcurva, form och mängd) styr sammanhållningen. Sprickorna är i allmänhet ytliga och når inte djupare än några centimetrar. Betongens yttre skikt och det täckande betongskiktet kan få sämre motstånd mot erosion, frostangrepp samt inträngning av för betong och armering skadliga ämnen.

Sprickor initieras vanligen som mikrosprickor. De påverkar betongens egenskaper i mikronivå, men har inte någon större, eller inte alls, inverkan på betongens egenskaper i mellan- och makronivå. Först när mikrosprickorna börja växa i antal och storlek samt växa ihop inverkar de på betongens egenskaper i mellannivå. Bildandet av makrosprickor är fortsättningen av sprickbildningsprocessen i mellannivå, under vilken små och relativt isolerade sprickor växer ihop för att bilda makrosprickor. Sprickbildning under mellannivå påverkar betongens egenskaper i makronivå. Alkalisilikareaktioner som sker inuti lågsamreaktiva ballastkorn och ettringitbildning i cementgel eller inre frostangrepp i cementpasta påverkar inte betongens egenskaper i makronivå förrän de har förorsakat en kritisk expansion av

betongmassan som leder till att mikrosprickorna växer ihop och bildar en makrospricka.

Mikrosprickor orsakas även av mekaniska belastningar. Dragspänningar medför att mikrosprickor uppstår i cementpastan och mellan cementpastan och ballastkorn. Så länge dragspänningarna är låga, d.v.s. under proportionalitetsgränsen som är ca 70 % av betongens draghållfasthet, är mikrosprickorna isolerade och jämfördelade och påverkar inte betongens mekaniska och fysikaliska egenskaper. Spänningsnivån 70 % av draghållfastheten är inte någon exakt gräns utan nivån är beroende av betongens sammansättning. Proportionalitetsgränsen är den spänningsnivå under vilken spännings-töjningssambandet är linjärt. Pålastning med efterföljande avlastning där spänningen inte överstiger proportionalitetsgränsen leder inte till kvarstående (plastiska) deformationer. Utmattningsbelastningar med spänningar som understiger proportionalitetsgränsen kräver relativt stora lastväxlingar för att kunna leda till brott, högcykelutmattning (high cycle fatigue). Långtidsbelastningar med spänningar som understiger proportionalitetsgränsen leder vanligen inte till brott. Anledningen är att det bildas isolerade mikrosprickor med begränsade storlek och antal. När spänningsnivån ökar över proportionalitetsgränsen växer mikrosprickornas antal och storlek. Mikrosprickorna växer så småningom ihop och bildar en makrospricka.

Om cementpasta och ballast är termisk inkompatibla kan mikrosprickor uppstå i cementpasta och mellan cementpasta och ballastkorn när betongens temperatur varierar. Mikrosprickor uppstår även mellan cementpasta och ballastkorn vid autogen- och uttorkningskrympning. Mikrosprickorna har inte någon större inverkan på cementpastans eller betongens olika egenskaper.

Mikrosprickor är inte synliga för blotta ögat. Även makrosprickor är inte synliga för blotta ögat förrän deras bredd blivit större än 0,03–0,05 mm. I följande avsnitt behandlas enbart makrosprickor.

3.2 MEKANISK BESKRIVNING AV SPRICKBILDNING

Definition av en sprickas egenskaper.

För att kunna beskriva sprickbildning måste man först definiera en spricka och dess egenskaper. Figur 3-1 används för att tillräkna en spricka de egenskaper som gäller i detta avsnitt. En spricka som sårar del 1 och del 2 kan inte överföra någon kraft i x-riktning, d.v.s. att

$$F_x = 0 \quad (3-1)$$

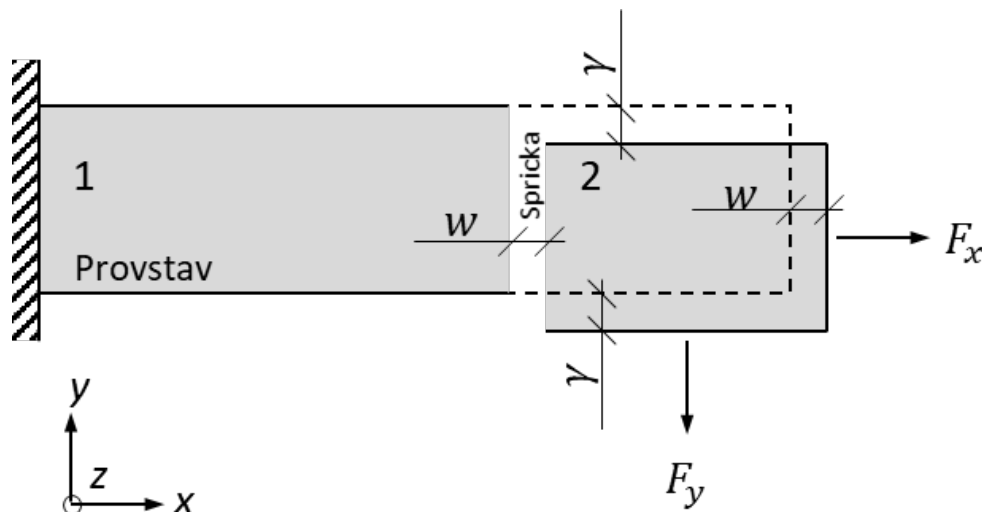
$$\varepsilon_{1,x} = \varepsilon_{2,x} = 0 \quad (3-2)$$

där

F_x = kraft i x-riktning (N)

ε = töjning (m/m), indexen hänvisar till materialdel på ömse sidor av sprickan samt på töjningens riktning.

Enligt ovanstående definition överförs inga dragspänningar tvärs över sprickan. Under förutsättningen av att sprickans ytor är plana, friktionslösa och saknar laddningar eller attraktionskrafter blir även $F_y = 0$ (kraft i y-riktning). En spricka definierad enligt ovan gör inte heller något motstånd mot inträngning av olika ämnen genom sprickan.



Figur 3-1 – Definition av en sprickas egenskaper.

De sprickor som normalt syns på betongkonstruktioner har inte de egenskaper som anges ovan förrän sprickbredden har överstigit ett kritiskt värde, w_c (mm). Det kritiska sprickbredden kan beroende på betongens egenskaper (cementtyp, ballasttyp och v_{ct}) variera från ca 0,1 mm till ca 0,3 mm. Cementets och ballastens maxkornstorlek och gradering påverkar w_c .

De krav eller egenskaper som tillskrivs en spricka kan variera från fall till fall och såsom angavs ovan inverkar även materialets sammansättning. I denna rapport har en spricka följande egenskaper:

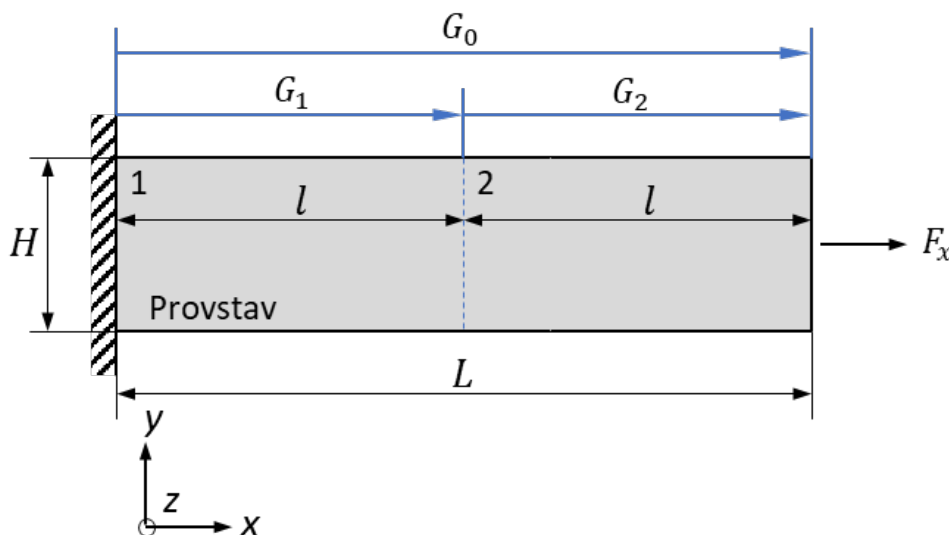
1. Sprickans bredd (w) är större än den kritiska sprickbredden (w_c).
2. Dragspänningar kan inte överföras tvärs över sprickan.
3. Tryckspänningar kan överföras tvärs över sprickan.
4. Skjuvspänningar kan överföras tvärs över sprickan.
5. Det bör, dock, noteras att det kan krävas tryckspänning för att sprickan ska kunna mobilisera något skjuvmotstånd.
6. En vätska kan rinna genom sprickan med ett kontinuerligt flöde.

I brottmekanik som tillämpas på betong benämns en spricka med $w < w_c$ "fiktiv spricka". En fiktiv spricka är alltså en icke fullständig spricka, d.v.s. att sprickan fortfarande kan överföra dragspänning, skjuvspänning utan att vara utsatt för tryckspänning samt gör motstånd mot vätsketransport. Begreppet är dock inte vedertaget i andra sammanhang än inom ämnesområdet betongens brottmekanik. För att inte skapa förvirring så används inte begreppet i denna rapport. I denna

rapport används, där det är nödvändigt, begreppet *verklig spricka* följd av någon förklaring och eventuellt komplettering med villkoret $w > w_c$.

3.2.1 Generellt

Sprickbildning är en process som initieras när materialets töjning överstiger materialets gränstöjning. Processen beskrivs med hjälp av Figur 3-2 och Figur 3-3, där en provstav av betong (längd = L , höjd = H och bredd = B) utsätts för en deformationsstyrd dragprovning. Probstaven dras genom successiv förflyttning av dess fria ändpunkt i x-riktning, Figur 3-2. Probstavens deformationer (förlängning) mäts med hjälp av 3 givare (G_1 , G_2 och G_0). Givare G_1 :s och G_2 :s mätlängd är l , medan dito för G_0 är $2l$. På grund av att provstaven är oarmerad kommer den att spricka och delas bara i ett ställe. Här antas att sprickan uppstår inom G_2 :s mätområde.



Figur 3-2 – Schematisk presentation av en uppställning för dragbelastning av en provstav.

Figur 3-3 visar betongens spännings-deformationskurva. Deformationerna mäts med hjälp av de 3 monterade givarna. Spänningen är $F/(B \cdot H)$, N/m². Arbetskurvan erhålls genom deformationsstyrd dragning av provstaven i x-riktningen. Dessutom, antas här att provningen är stabil och att brottet inte sker okontrollerat. Kurva G_2 är den arbetskurva som G_2 registrerar. Som framgår av figuren är kurvan inledningsvis linjär. Kurvan blir så småningom olinjär p.g.a. de plastiska deformationer som uppstår i provstaven. Kurvan uppnår ett maxvärde, vilket motsvarar materialets draghållfasthet:

$$f_{ct} = \sigma_{x,max} = \frac{F_{x,max}}{B \cdot H} \quad (3-3)$$

där

$F_{x,max}$ = maxkraft i x-riktning (N)

$\sigma_{x,max}$ = maxspänning i x-riktning (N/m²)

f_{ct} = betongens draghållfasthet (N/m²)

Provstavens deformation i x -riktning som mäts med givare G_0 är δ_{G_0} (m). Provstavens töjning i x -riktning beräknas:

$$\varepsilon_{G_0} = \frac{\delta_{G_0}}{L} \quad (3-4)$$

där

ε_{G_0} = töjning som bestäms med hjälp av givare G_0

Töjning som mäts med hjälp av givare G_1 (ε_{G_1}) och G_2 (ε_{G_2}) beräknas på samma sätt som ovan, men δ_{G_0} respektive L ersätts med δ_{G_1} (deformation som mäts med G_1) eller δ_{G_2} (deformation som mäts med G_2) respektive l .

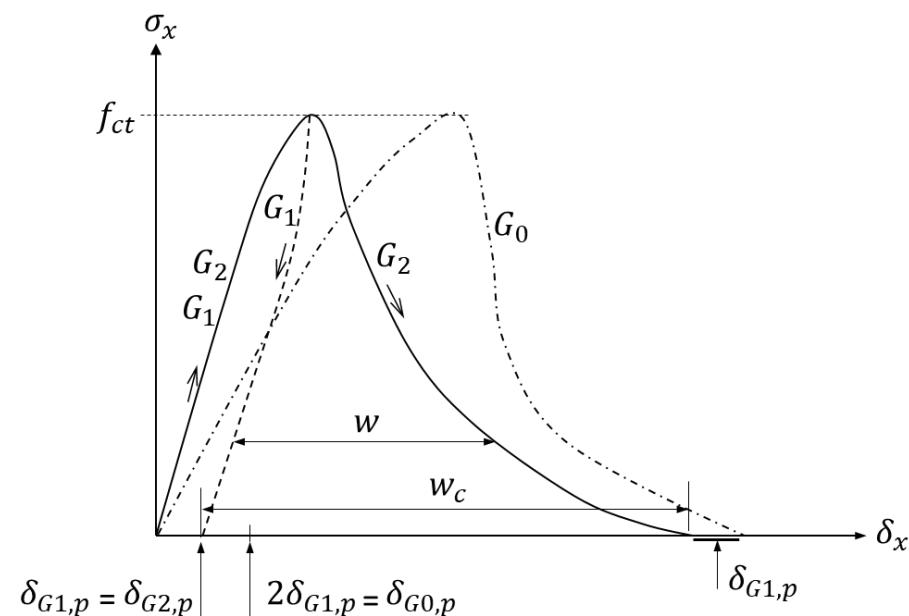
Om provstaven är homogen med konstanta mekaniska egenskaper längs med x -axeln gäller följande samband:

$$\varepsilon_{G_0} = \varepsilon_{G_1} = \varepsilon_{G_2} \quad \text{för } \varepsilon_x \leq \varepsilon_{ct1} \quad (3-5)$$

där

ε_{ct1} = provstavens (betongens) töjning vid maximispänning (gränstöjning)

Provstaven anses vara homogen om dess minsta kant är tre gånger betongens största partikel (stenmax). Samma regel gäller även för mätsträckan, d.v.s. att mätsträckorna l och L minst bör vara tre gånger betongens största partikel (stenmax). Ekvation (3-5) gäller inte om provstavens mekaniska egenskaper varierar längs med x -axeln. Vidare, gäller Ekvation (3-5) inte om en sprickbildning initieras i provstaven, vilken förklaras nedan.



Figur 3-3 – Schematisk presentation av spännings-deformationssamband som registreras av olika givare vid en deformationsstyrd dragbelastning av en provstav.

I samband med deformationsstyrd belastning ökar spänningen i provstaven. Som beskrivs ovan mäts provstavens deformationer med tre givare. Före maxspänningen är

$$\delta_{G1} = \delta_{G2} = 0,5 \cdot \delta_{G0} \quad (3-6)$$

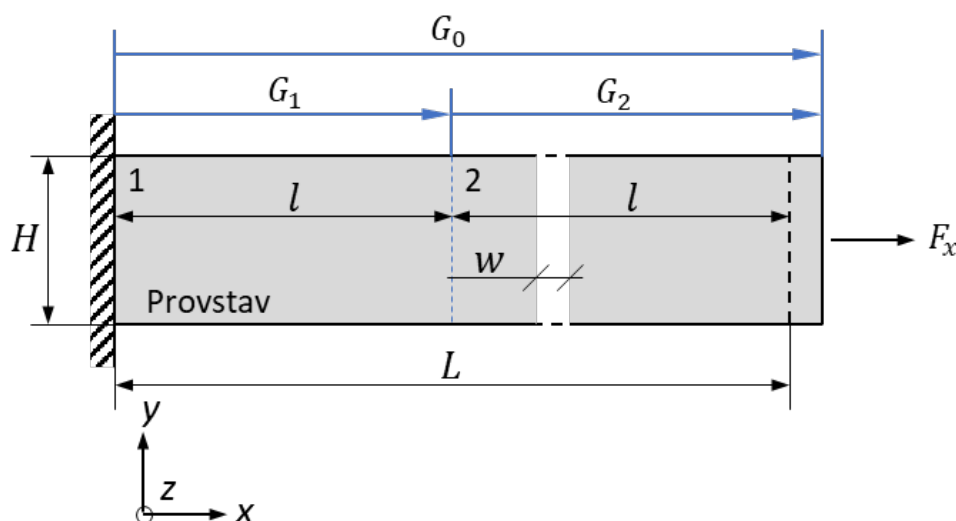
$$\varepsilon_{G1} = \varepsilon_{G2} = \varepsilon_{G3}$$

Vid

$$\sigma_x = f_{ct} \quad (3-7)$$

$$\varepsilon_{G1} = \varepsilon_{G2} = \varepsilon_{G3} = \varepsilon_{ct1}$$

initieras en brottzon, som här antas hamna inom mätområdet för G_2 . Provstaven försvagas i och med brottzonens initiering. Härefter leder ökad deformation till avlastning av provstaven. All tilläggsdeformation uppkommer inom den brottzon som bildas inom G_2 -området, Figur 3-4.



Figur 3-4 – Schematisk presentation av sprickzon och deformationer vid dragbelastning av en provstav. $\delta_{G1} \neq \delta_{G2} \neq \delta_{G0}$.

Brottzonen är utanför G_1 :s mätområde, varför G_1 registrerar avtagande deformation i samband med avlastningen. Brottzonen finns inom G_2 :s och G_0 :s mätområde, varför de uppvisar ökad deformation i samband med fortsatt dragning. Brottzonens deformation (tilläggsdeformation) är w , Figur 3-3. Vid en given spänning är w differensen mellan mätområdets deformation minus den deformation som har uppstått utanför brottzonen. Som framgår av figuren kan brottzonen överföra dragspänning så länge dess deformation är lägre än den kritiska sprickbredden (w_c). Efter initiering av brottzon beräknas provstavens töjning av följande ekvation:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{G1} + \frac{w}{l} \quad \text{för} \quad \varepsilon_{G1} = \varepsilon_{G2} = \varepsilon_{G0} > \varepsilon_{ct1} \quad (3-8)$$

3.2.2 Tvång

Tvång uppstår då en kropps deformationer förhindras av någon av följande anledningar:

- Töjningsgradienter (inre tvång)
- Fasthållning av kroppen vid dess ränder och upplag (yttre tvång)

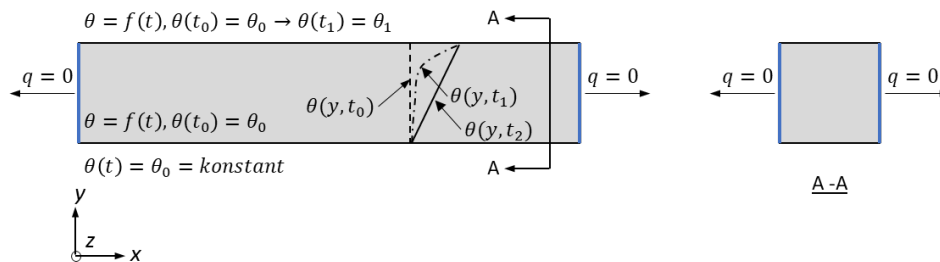
Det finns ett specialfall av tvång som orsakas av armering. Den kan klassas som inre tvång, eftersom den finns inuti betongen, såväl som yttre tvång eftersom den förhindrar betongens deformationer.

Båda typerna av tvång beskrivs nedan med hjälp av provstaven från föregående avsnitt. Provstaven utsätts för temperaturförändringar. Det bör noteras att beskrivningen begränsas till mekanismer som leder till kontraktion (sammandragning) av betongmaterialet. När materialet expanderar kan yttre tvång leda till tryckspänningar, tryckbrott eller krossning av materialet. Tryckbrott behandlas inte i denna rapport. Tvång i samband med materialexpansion kan också leda till töjningsgradienter som leder till dragspänningar och sprickbildning, vilken täcks i nedanstående framställning. Vidare, bör noteras att materialets mekaniska och fysikaliska egenskaper antas att inte förändras p.g.a. kontraktionen.

Tvång orsakat av töjningsgradient

På grund av att $L \gg B$ och $L \gg H$ är det töjningsgradienter i y -led och z -led som kan leda till spänningar och sprickbildning i provstaven. Töjningsgradienterna leder till böjning av provstaven i x - y respektive x - z plan. Om töjningsfördelningen är linjärfördelad i y -led respektive z -led och utböjningen inte förhindras uppstår inga spänningar på grund av töjningsgradienterna. Om töjningsfördelningen är olinjär uppstår spänningar i provstaven.

Figur 3-5 visar en provstav som initialt, d.v.s. vid tiden $t = t_0$, är i jämvikt med sin omgivnings temperatur: $\theta(t_0) = \theta_0$. Värmeväxling mellan provstaven och dess omgivning sker enbart i y -riktning, $q = 0$ i x - och z -riktning. Vid tiden t_0 är temperaturen θ_0 i provstaven och i omgivningen. Funktionen $\theta(y, t_0)$ beskriver temperaturfördelningen i provstaven vid den aktuella tiden. Vid tiden t_1 ändras temperaturen vid provstavens överkant till θ_1 . Temperaturen i provstavens underkant förblir konstant, lika med θ_0 . Den plötsliga temperaturändringen i provstavens överkant leder till att en olinjär temperaturfördelning, $\theta(y, t_1)$, uppstår i provstaven. Den olinjära temperaturfördelningen leder till en olinjär töjningsfördelning i provstavens höjddled. Den olinjära töjningsfördelningen orsakar tvång (inre spänningar) i x -riktning. Om den rådande temperaturen i provstavens övre respektive nedre ränder bibehålls konstant uppstår en linjär temperaturfördelning vid tiden t_2 . Det inre tvånget försvinner i och med den linjära temperaturfördelningens uppkomst.



θ	= temperatur (°C)
t	= tid (s)
$f(t)$	= funktion av tid
$\theta(y, t)$	= temperaturfördelning i y -riktning vid tiden t .
q	= värmeflöde (w/m ²)

Figur 3-5 – Provvstav utsatt för temperaturändring.

Tvång orsakat av fasthållning vid ränder och upplag

Yttre tvång uppstår när en provkropps deformationer/rörelser förhindras av yttre faktorer så som fasthållning vid upplag och ränder. Yttre tvång beskrivs här med hjälp av Figur 3-6, där en provstav är fasthållen i sina två ändpunkter. Stavens initiala temperatur är θ_0 som mycket långsamt sänks till θ_1 , $\theta_0 > \theta_1$. Den långsamma kylningen leder till att "ingen" temperatur- eller töjningsgradient uppstår. Temperatursänkningen leder till provstavens sammandragning. Sammandragningen bestäms genom följande samband:

$$\varepsilon_s = \alpha \cdot (t_0 - t_1) \quad (3-9)$$

där

ε_s = provstavens sammandragning (m/m) i x -riktning

α = provstavens längdutvidgningskoefficient (1/°C)

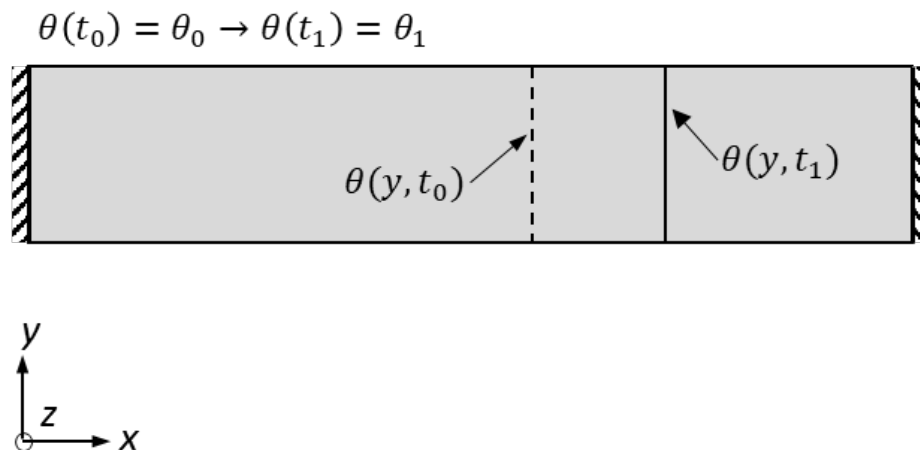
På grund av att stavens båda ändpunkter är fasthållna förhindras dess sammandragning. Provvstavens längd förblir oförändrad. Tillståndet kan likställas dragning av provstaven med töjningen $\varepsilon_x = \varepsilon_s$. Den dragspänning som uppkommer är:

$$\sigma_x = E_c \cdot \varepsilon_x = E_c \cdot \alpha \cdot (t_0 - t_1) \quad (3-10)$$

där

E_c = materialets elasticitetsmodul (N/m²)

I Ekvation (3-10) bortses från materialets krympning och plastiska deformationer.



Figur 3-6 Fastinspänd provstav som utsätts för långsam temperaturändring.

Ekvation (10) kan med avseende på tiden skrivas i en allmän form:

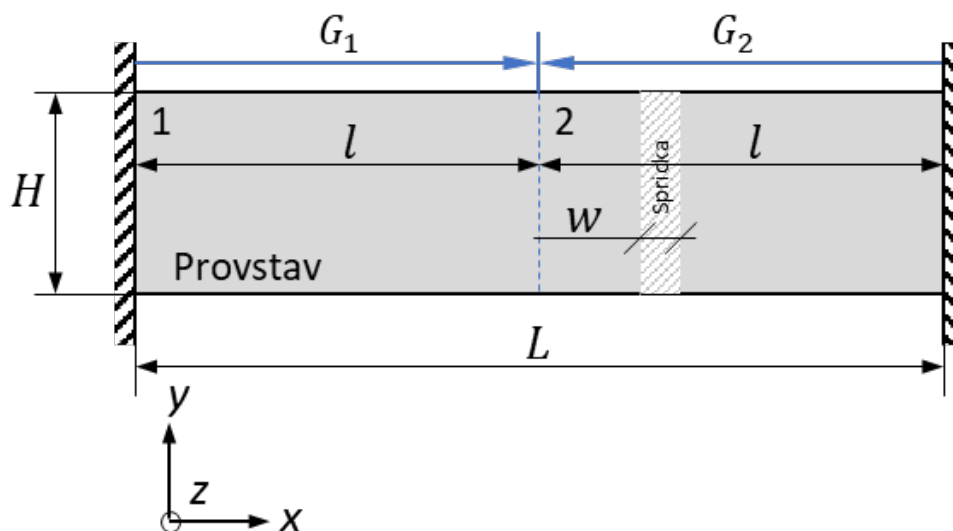
$$\varepsilon_x(t) = \alpha \cdot (t_0 - t) \quad (3-11)$$

$$\sigma_x(t) = E_c \cdot \varepsilon_x(t) = E_c \cdot \alpha \cdot (t_0 - t)$$

Ekvationen anger det tvång som uppstår som funktion av tiden. Som framgick ovan bortses från krypningens och den plastiska deformationens inverkan. Krypning och plastiska deformationer reducerar den spänning som uppstår p.g.a. tvång.

Sprickbildning på grund av tvång

Provstaven i det tidigare exemplet studeras. Långsam temperatursänkning leder till sammandragning av provstaven med försumbar temperaturgradient. På grund av att provstaven är fastinspänd i sina ändpunkter uppstår ingen längdförändring under processen, d.v.s. att provstavens längd förblir konstant lika med L , Figur 3-7. Två givare, G_1 och G_2 , har monterats för att mäta provstavens deformationer under processen. Givarnas mätlängd är l . Provstaven antas att spricka inom mätområdet för G_2 .



Figur 3-7 – Fastinspänd provstav utsatt för sammandragning.

När temperaturen sänks vill provstaven dra ihop sig och bli kortare, vilken förhindras av upplagen. Därför, kompenseras varje "sammandragning" omedelbart med en "förlängning":

$$-\frac{d\delta_s}{d\theta} = \frac{d\delta_f}{d\theta} \quad (3-12)$$

där

δ_s = sammandragning (m)

δ_f = förlängning (m)

θ = temperatur (°C)

d = deriveringsoperatoren

Förlängningen medför att dragspänningar uppstår i provkroppen som beräknas med hjälp av Ekvation (3-11).

Figur 3-8 visar utveckling av spänning i provstaven under nedkylningsprocessen. När temperaturen minskar så ökar sammandragningen. På grund av att provstavens längd är konstant så ökar spänningen i provstaven för att kompensera sammandragningen. Varken givare G_1 eller givare G_2 registrerar någon deformation medan spänningen ökar. Anledningen är, som redan har nämnts, provstavens konstanta längd p.g.a. fastinspänningen. Vid maximispänning initieras en spricka inom området för G_2 . Initiering av sprickan leder till försvagning av provstaven. Ökad sammandragning leder till minskad spänning, vilken leder till avlastning av provstaven. Den deformation som uppstår på grund av sammandragning tas upp i

sprickan (brottzonen), d.v.s. att sprickbredden (w) ökar. Provstavens övriga delar undergår avlastning. De dras ihop. Avlastningen registreras av båda givarna, men de registrerar olika mätvärden.

Givare G_1 registrerar den elastiska avlastningen $\delta_{G1,e}$ medan givare G_2 registrerar differensen mellan w och $\delta_{G2,e}$. Följande villkor ska ständigt vara uppfyllt:

$$l - |\delta_{G1,e}| + l + |w| - |\delta_{G2,e}| = 2l = L \quad (3-13)$$

Villkoret enligt Ekvation (3-13) leder till följande samband:

$$w = |\delta_{G1,e}| + |\delta_{G2,e}| \quad (3-14)$$

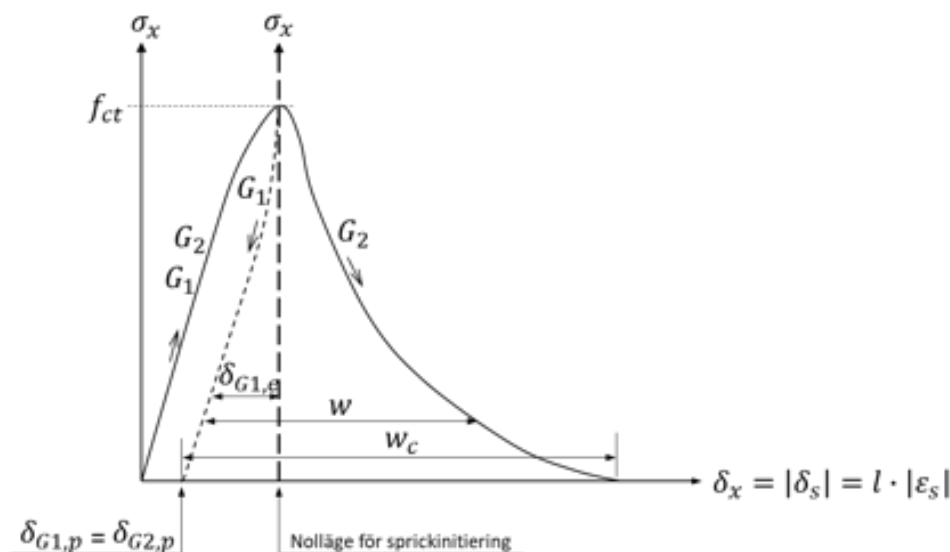
Sprickbredden (w) är lika med provstavens elastiska avlastning från maxspänning. Det bör noteras att all plastisk deformation uppkommer före maximispänning och påverkar inte sprickbredden. Vidare, bör noteras att krypningseffekterna inte inkluderas i ovanstående samband.

Med antagandet att materialet är linjärt elastiskt blir sprickbredden vid fullständig avlastning ($w_{e,fav}$) enligt nedan:

$$w_{e,fav} = \frac{f_{ct}}{E_c} \cdot L \quad (3-15)$$

Det bör noteras att $w_{e,fav} \geq w_c$. Av Ekvation (3-14) framgår att den provstav som är kortare än $L_{w < w_c} = \frac{E_c}{f_{ct}} \cdot w_c$ får en sprickbredd lika med w_c vid fullständig avlastning efter det att den har spruckit p.g.a. förhindrad sammandragning. Anledningen är att provstavens totala elastiska deformation blir mindre än w_c , när provstavens längd är kortare än $L_{w < w_c}$. $L_{w < w_c}$ bestäms genom Ekvation (3-15) och $w_{e,fav} = w_c$. För en provstav med $E_c = 30000$ MPa, $f_{ct} = 3$ MPa och $w_c = 0,2$ mm är $L_{w < w_c} = 2$ m.

Både plastiska och krypdeformationer utgör en buffert för sprickbildning. Plastiska och krypdeformationer medför att kurvans topp, Figur 3-8, förskjuts åt höger, vilket innebär att det krävs större sammandragning för sprickinitiering. Plastiska deformationer och krypning påverkar inte processen när sprickan väl har initierats.



Figur 3-8 Utveckling av spänning i en fastinspänd provstav utsatt för sammandragning.

3.2.3 Långtidsbelastning och krypning

Långtidsbelastning

Långtidsbelastning sänker materialets draghållfasthet. Följande samband anges i fib Model Code for Concrete Structures 2010:

$$f_{ctk,sus} = a \cdot f_{ctk} \quad (3-16)$$

där

$f_{ctk,sus}$ = draghållfasthet vid långtidsbelastning (N/m²)

f_{ctk} = karakteristisk draghållfasthet (N/m²)

$a = 0,6$ för normal betong och $0,75$ för höghållfast betong

Om en provstav, t.ex. den som presenterades i de tidigare avsnitten, belastas med en permanent dragspänning som är lägre än $a \cdot f_{ctk}$ spricker den inte. Däremot, spricker provstaven efter en tids belastning om dragspänningen överstiger $a \cdot f_{ctk}$. Den tid som det tar för provstaven att spricka styrs av spänningsnivån. Sprickbredden beror på belastningsförhållandena. För en given provstavslängd och oförändrade ändpunktslägen efter sprickbildning är sprickbredden lika med provstavens elastiska avlastning.

Krypning

Krypning är deformationer som orsakas av långtidsbelastning. Belastningen kan hela tiden, eller periodvis, vara konstant. Så länge spänningen är lägre än $a \cdot f_{ctk}$ spricker inte provstaven.

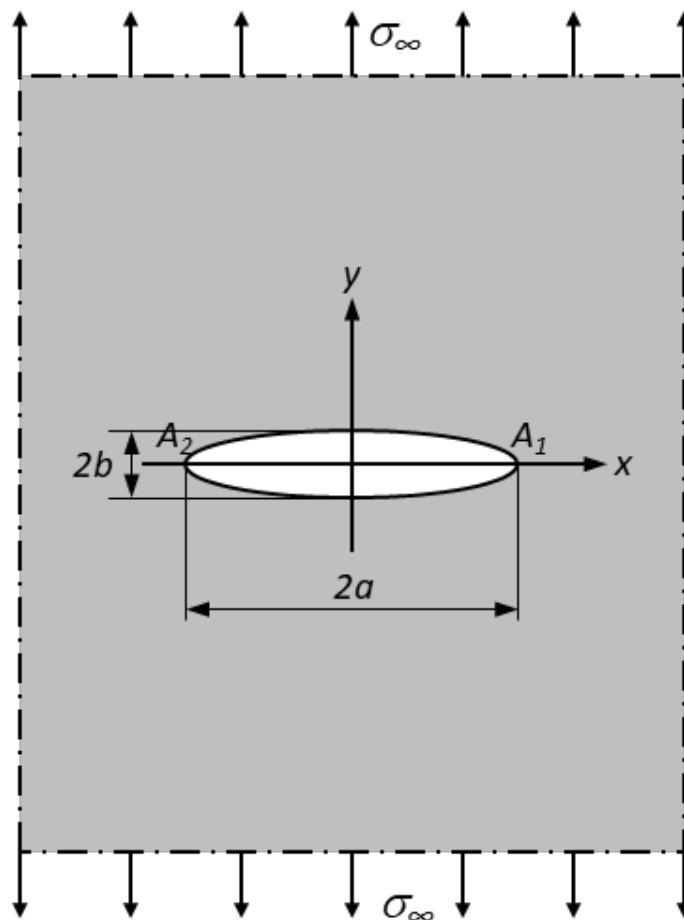
Ett specialfall av krypning är relaxation, som är spänningsminskning i en provkropp när dess deformation efter belastning bibehålls konstant. Betrakta

provstaven i Figur 3-6. Provstaven belastas först med en dragspänning ($\sigma_{ct,r}$) som motsvarar töjningen $\varepsilon_{ct,sus}$. Därefter fasthålls provstavens ändpunkter för att bibehålla töjningen konstant. Om $\sigma_{ct,r}$ är lägre än $a \cdot f_{ctk}$ spricker inte provstaven, utan spänningen avtar med tiden. Om $\sigma_{ct,r}$ är högre än $a \cdot f_{ctk}$ kan provstaven spricka, men det beror på spänningsnivån.

3.2.4 Spänningskoncentrationer

Uppkomst av spänningskoncentrationer

Hål och sektionsförändringar leder till spännings- och töjningskoncentrationer, d.v.s. att spänningar och töjningar intill hål och sektionsändringar blir större än dito om hålen och sektionsförändringarna inte hade funnits. Betrakta skivan i Figur 3-9. Skivan innehåller ett elliptiskt hål med halvaxlarna a och b . Skivans bredd och höjd är mycket större än hålets axlar. Skivan belastas med dragspänning (σ_∞) i y-riktning. σ_∞ är en "avlägsen spänning" vars storlek inte nämnvärt påverkas av det materialbortfall som hålet orsakar. Vid linjärelastiska spänningsförhållanden motsvarar σ_∞ den spänning som skulle råda över det område som nu upptas av hålet.



Figur 3-9 – Skiva med elliptiskt hål (Carlsson, 1985).

Den maximala spänningen σ_{max} uppstår i punkterna A_1 och A_2 . Den är enligt Carls-son (1985):

$$\sigma_{max} = \sigma_{\infty} \cdot \left(1 + \frac{2a}{b}\right) \quad (3-17)$$

Om $a = b$, d.v.s. om hålet är cirkulärt, blir $\sigma_{max} = 3\sigma_{\infty}$. Spänningen vid hålkanten (den lokala spänningen) är tre gånger större än den globala spänningen. Om materialet är sprött och inte har förmågan att omfördela spänningen initieras en spricktillväxt när σ_{max} överstiger materialets draghållfasthet. Elipsens krökningsradie (r_0) vid A_1 är

$$r_0 = \frac{b^2}{a} \quad (3-18)$$

Insättning av b från Ekvation (3-18) i Ekvation (3-17) leder till följande ekvation:

$$\sigma_{max} = \sigma_{\infty} \left(1 + 2\sqrt{\frac{a}{r_0}}\right) \quad (3-19)$$

För $a \gg r_0$ gäller

$$\sigma_{max} = \sigma_{\infty} \cdot 2\sqrt{\frac{a}{r_0}} \quad (3-20)$$

Ekvation (3-20) visar att maxspänning ökar med minskad krökningsradie. Ekvation (3-20) kan skrivas i den följande generella formen:

$$K_{\sigma} = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{\infty}} \quad (3-21)$$

K_{σ} är formfaktor (spänningskoncentrationsfaktor) och beror på konstruktionens (provkroppens) geometri och belastningsfall. $K_{\sigma} = 2\sqrt{\frac{a}{r_0}}$ för det fall som beskrivs ovan.

På motsvarande sätt kan man definiera töjningskoncentrationsfaktorn.

$$K_{\epsilon} = \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_{\infty}} \quad (3-22)$$

Det bör noteras att $K_{\sigma} \neq K_{\epsilon}$. K_{σ} och K_{ϵ} för olika lastfall finns i olika formelsamlingar för hållfasthetslära.

Enligt Ekvation (3-20) $\sigma_{max} \rightarrow \infty$ när $r_0 \rightarrow 0$. I sådana fall bör andra teorier, till exempel linjärelastisk brottmekanik, användas. Vidare, bör noteras att ovanstående ekvationer förutsätter att materialet inte har någon töjningshårdnande eller töjningsmjuknande egenskaper. Dock, besitter samtliga konstruktionsmaterial mer eller mindre båda egenskaperna vilket betyder att ovanstående ekvationer bör användas med försiktighet.

Spricktillväxt orsakad av spänningskoncentrationer

Spänningskoncentration kan orsaka spricktillväxt i samband med betongens termiska kontraktion och krympning. Nedan ges ett exempel för att belysa ett av mekanismens verkningssätt.

Figur 3-10 visar en betongvägg som är grundlagd på en elastisk bädd. Det råder inte fullständigt samverkan mellan betongväggen och grunden, d.v.s. att enbart tryck- och skjuvspänningar överförs genom kontaktzonen mellan betongvägg och berggrund. Anta att betongväggen utsätts för termisk kontraktion utan att några töjningsgradienter uppstår i betongväggen, samt att kontraktionen ökar i takt med betongväggens avsvälning. Figuren visar fördelningen hos den skjuvspänning som råder mellan betongväggen och grunden. Skjuvspänningens nivå och fördelning ändras som funktion av tiden eftersom den termiska kontraktionen är en funktion av tiden. På grund av att den största rörelsen är i väggens ändpunkt är skjuvspänningen störst i väggens ändpunkt, $x = L/2$.

För att underlätta beskrivningen antas här att balkteorin kan tillämpas för betongväggen och att betongväggen inte lyfts på grund av deformationerna. Dragspänning i x-riktning i betongväggens underkant vid $x = x_1$ och tiden $t = t_1$ beräknas enligt nedan:

$$\sigma_{1,t1} = \frac{M_{1,t1}}{W} + \frac{F_{1,t1}}{A} \quad (3-23)$$

där

$$F_{1,t1} = B \cdot \int_{x_1}^{\frac{L}{2}} \tau_{t1}(x) dx$$

$$M_{1,t1} = \frac{H}{2} \cdot F_{1,t1}$$

W = Betongväggens böjningsmotstånd kring y-axeln (m^3)

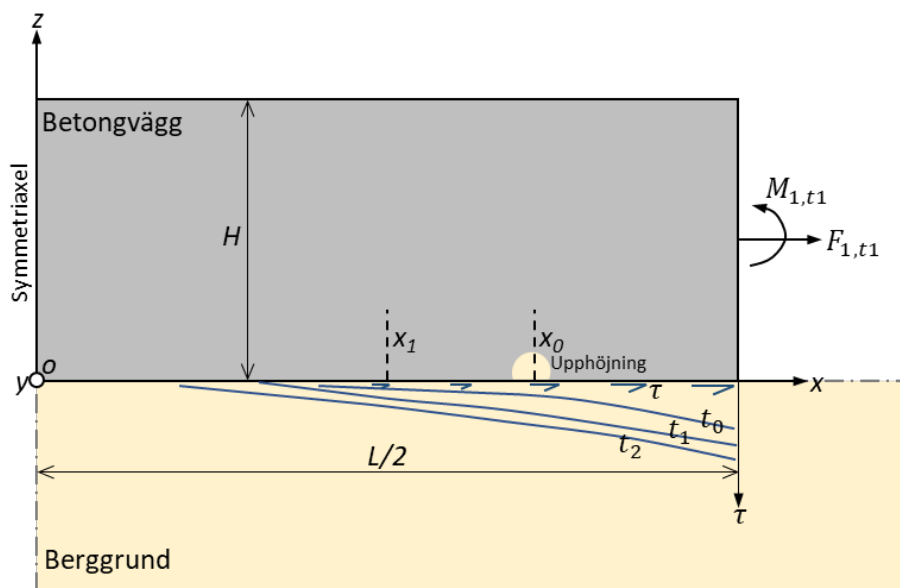
A = Betongväggens tvärsnittsytta (m^2)

H = Betongväggens höjd (m)

B = Betongväggens bredd (m)

L = Betongväggens längd (m)

Betongväggen spricker om $\sigma_{1,t1} \geq f_{cflx}$ (betongens böjdraghållfasthet). Efter sprickbildningen förändras skjuvspänningsfördelningen. Vid fortsatt kontraktion byggs spänningarna upp igen och en ny spricka kan uppstå på en sida eller på vardera sidor om sprickan. Det är den termiska kontraktionens storlek samt skjuvspänningarnas storlek och fördelning som styr var och när den nya sprickan bildas.



Figur 3-10 – Betongvägg grundlagd på berg.

Anta att berget är något ojämnt, upphöjt, vid $x = x_0$, Figur 3-10. Spänningen vid $x = x_0$, d.v.s. $\sigma_{0,t0}$, beräknas med Ekvation (3-23). Här antas att upphöjningens storlek är försumbar i förhållande till konstruktionens storlek samt att skjuvspänningsfördelningen enbart påverkas lokalt av upphöjningen och den globala fördelningen i stort sett är oförändrad. Detta antagande leder till $\sigma_{\infty} = \sigma_{0,t0}$. Maxspänning i betongväggen vid upphöjningen beräknas med hjälp av Ekvation (3-21):

$$\sigma_{0,t0,max} = K_{\sigma} \cdot \sigma_{0,t0} = K_{\sigma} \cdot \sigma_{\infty} \quad (3-24)$$

På grund av att $K_{\sigma} > 3$, enligt Ekvation (3-19), bildas sprickan först vid $x = x_0$ och vid lägre termisk kontraktion.

Det bör noteras att även upphöjningen kan göra motstånd mot betongväggens termiska kontraktion och därmed öka spänningen vid $x = x_0$. Här har, dock, bortsetts från den effekten och upphöjningen behandlas så som det skulle vara ett hålrum.

Den ovanstående framställningen visar att grundens ojämnheter kan ha stor inverkan på sprickbildning i en betongvägg. De beräkningar som utgår från jämnfördelade egenskaper hos kontaktzonen mellan betongvägg och berggrund kan leda till missvisande resultat när det gäller bedömning av sprickrisker.

3.3 SEPARATION AV DEN FÄRSKA BETONGEN

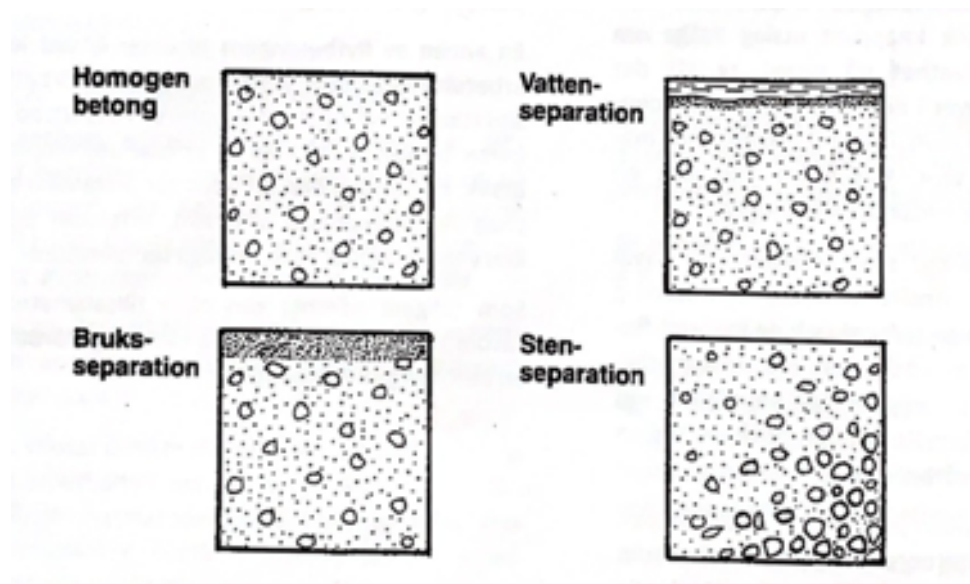
3.3.1 Uppkommande heterogenitet

Den färska betongens beståndsdelar kan separera om den inte är stabil, Figur 3-11. Separation rubbar betongblandningens homogenitet. Det leder till att delmaterial med olika sammansättningar bildas i den färska betongblandningen som får olika

egenskaper i det hårdnade tillståndet. Instabilitet eller dålig sammanhållning i den färska betongen kan leda till tre typer av separation (Billberg m.fl., 2017):

1. Stenseparation uppstår när stenens densitet skiljer sig från cementpastans eller brukets (cement, vatten, inblandad luft och mindre ballastkorn) densitet. Stenen sjunker och koncentreras vid formens lägre belägna kanter och hörn. Stenseparation kan även leda till att större hålrum bildas mellan stenarna.
2. Bruksseparation uppstår när betongblandningens stenar sjunker. Den gjutna betongens ytskikt består då av ett bruk som innehåller cementpasta och finare ballastpartiklar.
3. Vattenseparation uppstår när betongblandningen inte har tillräcklig mängd finmaterial för att hålla kvar vattnet. Cement- och ballastpartiklar som är tyngre än vatten sjunker. En del av vattenseparationen beror på sättning av betongmassan, d.v.s. att betongens massa genom sin vikt trycker ut vatten från de vattenfyllda utrymmena mellan partiklarna.

Separationsmekanismerna, separationernas inverkan på betongens egenskaper samt åtgärder för att motverka separation beskrivs i avsnitt 2. Detta avsnitt behandlar enbart sprickbildning som orsakas av separation. Som framgick ovan rubbar separation betongens homogenitet vilket leder till att i den hårdnande och hårdnade betongen bildas olika zoner/skikt med olika materialsammansättningar och olika materialegenskaper. Separation leder i sig inte till sprickbildning men kan skapa de förutsättningar som leder till sprickbildning. Nedan beskrivs hur separation skapar de förutsättningar som leder till sprickbildning.



Figur 3-11 – Stabil, homogen betong samt olika typer av separation (Almgren m.fl., 2012).

3.3.2 Sprickbildning främjad av separation

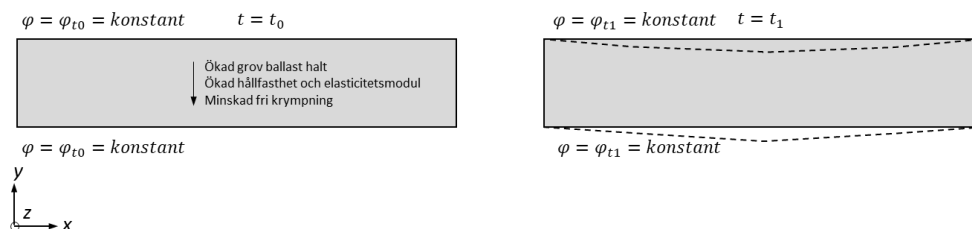
Ändring i betongens fuktighet

Hårdnad homogen betong spricker inte om den inte utsätts för yttre respektive inre tvång, avsnitt 3.2.2, när dess fuktighet ändras. Däremot, kan den heterogenitet som p.g.a. separation uppstår i betong leda till att den spricker på grund av fuktighetsändringar.

Stenseparation kan uppstå under transport och under vibrering i gjutformen på grund av att grov ballast, som är tyngre än bruket (cementpasta inklusive fin ballast), sjunker vilken leder till en ojämn omfördelning av partiklar i betongmassan. Halten av grovballast kan variera från toppen till botten av formen, med högre koncentration i nedre delar av formen. För en given brukssammansättning leder ökad koncentration av grov ballast till ökad hållfasthet, elasticitetsmodul och densitet samt minskad krympning. Stenseparation leder till att gradienter av materialegenskaper bildas i betongmassan, som vid fuktighetsförändringar leder till töjningsgradienter i betongmassan även när fuktigheten är konstant i betongmassan. Med fuktighet menas här den relativa fuktighet (RF) som materialet är i jämvikt med.

Figur 3-12 visar en provstav av betong vid två olika tillfällen $t = t_0$ och $t = t_1$, $t = \text{tid}$. I samband med placering i form och vibrering sjunker betongmassans grovballast, d.v.s. att provstaven har fått stenseparation. Andelen stenar är högre i den nedre delen av provstaven. I detta exempel antas att grov ballast har sjunkit ner och tryckt överskottsbruket uppåt. Vidare, antas att inga hålrum har bildats under processen och brukets egenskaper och struktur är oförändrade. Med bruk menas i detta exempel, betongmassans samtliga beståndsdelar exklusive grov ballast som sjunker. Luft, både komprimeringsluft och tillsatt luft, ingår i bruket.

Vid tiden $t = t_0$ är provstaven i jämvikt med omgivningens relativa fuktighet (φ_{t_0}). Provistaven antas vid den angivna tiden vara spänningsfri och utan töjningsgradienter i samtliga riktningar. Omgivningens relativa fuktighet sänks och behålls konstant vid nivån $\varphi = \varphi_{t_1}$. Vid $t = t_1$ har hela provstaven ställts sig i jämvikt med φ_{t_1} .



Figur 3-12 – Deformation av en provstav efter uttorkning från ett RF-jämviktsläge till ett annat jämviktsläge med lägre RF.

Uttorkningen leder till krympning av bruket. Den fria krympningen i provstavens övre delar, som har större andel bruk, är större än den fria krympningen i

provstavens nedre delar, som har större andel grovballast. Olikheten mellan de övre och de nedre delarnas krympning leder till att en töjningsgradient bildas i provstavens höjddled. Töjningsgradienten deformerar provstaven och skapar inre spänningar. Spänningarna ökar när provstavens deformationer förhindras av provstavens randvillkor och upplag. Deformationernas och spänningarnas storlek beror på graden av stenseparation.

Stenseparation kan även leda till gjutsår. Gjutsår är de områden i betongmassan som har överskott på grova partiklar och underskott på bruk. Mängden bruk räcker inte för att fylla tomrummen mellan de grova partiklarna. Området med gjutsår har låg hållfasthet, och är p.g.a. avsaknaden av bruk mindre påverkad av fuktvariationerna. Som nämndes ovan leder ojämn fördelning av bruk i betongmassan till töjningsgradienter i betongelementet. På grund av att området med gjutsår har låg hållfasthet kan det lätt spricka och utgöra en sprickanvisning i betongelementet.

Bruksseparation leder till att ett skikt av bruk med finare partiklar och högre *vct* bildas på betongens yta. Det separerade bruket har lägre hållfasthet och elasticitetsmodul samt krymper mer jämfört med betongelementets övriga delar. Fukttransport sker snabbare i det separerade bruket jämfört med betongelementets övriga delar. Det samlade effekten av de uppräknade skillnaderna mellan det separerade bruket och den resterande delen av betongelementet leder till att det separerade bruket spricker. En del av de rutiga krackeleringar som ibland kan ses på betongens yta beror på bruksseparation. Sprickorna är inte djupare än det separerade brukets tjocklek.

Vattenseparation leder till sprickbildning genom att orsaka och styra både plastisk sättning och plastisk krympning (Concrete Society Report, 2010). Vattenseparation är resultatet av betongens sättning efter formsättning och vibrering. När betong får vila efter vibrering sätter den sig på grund av gravitationen. Tyngre partiklar sjunker och pressar vattnet uppåt. En vattenfilm bildas på betongens yta förutsatt att uttorkningshastigheten ($\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{s})$) är lägre än vattenseparationen ($\text{kg}/(\text{m}^2\cdot\text{s})$). Sättningen beror på den mängd vatten som kan trängas undan och den mängd luft som kan tryckas ihop. Vattenseparation avstannar när cementreaktionerna, efter bindetidens slut, börjar konsumera vatten eller när sättningen avstannar på grund att partiklarna i betongmassan kommer i kontakt.

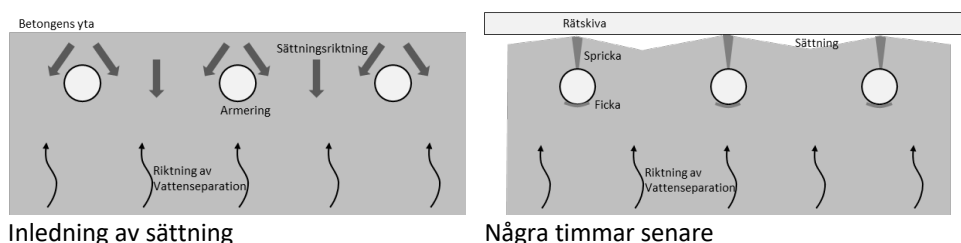
3.3.3 Sprickbildning på grund av plastisk sättning

Sprickbildning i samband med plastisk sättning orsakas av att betongmassans rörelse neråt i formen (sättning) inte är jämnfördelad, d.v.s. att vissa delar sätter sig mer än andra delar vilket leder till sprickbildning i (delning av) den färska betongen. Sättningskillnad kan förekomma i följande fall (Concrete Society Report, 2010):

1. Betongmassans rörelser förhindras av armering och formstag, som är placerade överst i formen. Armering och formstag bromsar massans rörelse neråt, Figur 3-13.
2. I djupa och smala formar som formar för pelare och väggar. Formens kanter bromsar massans rörelse neråt.

3. När formens djup förändras, t.ex. vid sektionsövergångar.

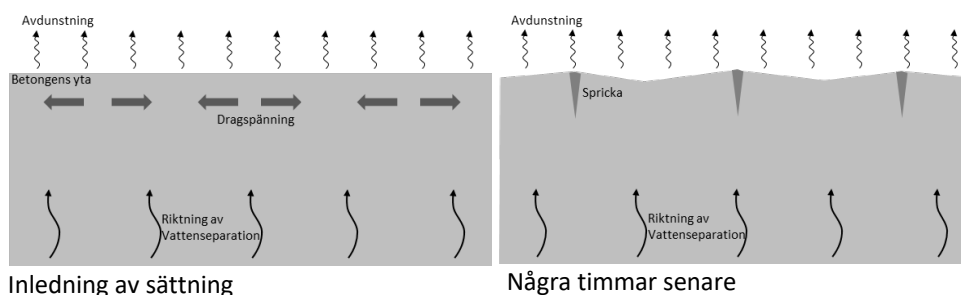
Efter betongens hårdnande kan betongens sättningsfördelning över en balks eller en plattas yta upptäckas genom att placera en rätskiva på ytan, Figur 3-13. Sättningsprickor som orsakas av att armeringen bromsar sättningen löper ofta över armeringen. Sprickorna når ofta inte djupare än till armeringens överkant. Sättning kan även medföra att fickor bildas under grövre armeringsstänger. Sprickbildningen nedsätter betongens förmåga att skydda armeringen mot korrosion. Den kan även försämra armeringens förankring mot betong. Sprickornas bredd och djup kan öka ytterligare efter betongens hårdnande p.g.a. belastning och tvång, 3.2.2.



Figur 3-13 – Mekanismen bakom utformning av plastisk sättningspricka. Omritad figur från (Concrete Society Report, 2010).

3.3.4 Plastisk krympning

När vattenavdunstningen från betongens yta sker snabbare än vattenseparationen torkar den färska betongens ytskikt. Uttorkningen medför att det bildas vattenmenisker i den färska betongen som drar ihop betongmassan genom ytspänning, vilken leder till att det yttre skiktet krymper. Det yttre skiktets krympning motsätts, dock, av den underliggande betongmassan som inte krymper, vilket leder till att dragspänningar uppstår i det yttre skiktet. Dragspänningarna leder till sprickbildning om de överstiger den färska betongens draghållfasthet, Figur 3-14. Sprickbildningen initieras några timmar efter betongens formsättning.



Figur 3-14 – Mekanismen bakom utformning av plastisk krympningsspricka. Omritad figur från (Concrete Society Report, 2010).

Plastiska krympsprickor uppträder vanligtvis i en av följande tre former (Concrete Society Report, 2010):

1. Diagonala sprickor riktade i ca 45° mot plattans kanter, sprickorna bildas 0,2–2 m från varandra.
2. En stor slumpmässig rutnätssprickbildning.
3. Sprickor som följer armeringens mönster eller andra fysiska/geometriska egenskaper hos konstruktionen såsom sektionsändringar.

3.4 MÖNSTERUPPSPRICKNING VID TIDIG ÅLDER

Mönsteruppsprickning (crazing eller map-cracking på engelska) är ett sammankopplat mönster av fina sprickor, som vanligtvis bildar oregelbundna polygoner med några centimeters avstånd mellan knutpunkterna (Concrete Society Report, 2010). Mönsteruppsprickning orsakas av att ett tunt skikt bildas på betongens yta. Det tunna skiktets mekaniska och fysikaliska egenskaper skiljer sig från resten av betongmassan. När det yttre skiktet torkar ut utsätts det för dragspänningar som leder till sprickbildning.

Mönsteruppsprickning kan uppstå på en betongyta gjuten mot en formyta och på glättade eller oglättade betongytor. De olika motgjutnings- och efterbehandlingsförhållandena påverkar egenskaperna hos det tunna skikt som bildas på betongens yta.

Gjutning mot täta och släta formytor såsom stål och plast påverkar det tunna skiktets permeabilitet och ökar sprickornas omfattning och frekvens.

Stålglättning, speciellt när det upprepas eller utförs med glättningsmaskiner, leder till att det tunna skikt som bildas på betongens yta blir tätare och starkare än den underliggande betongen. Det tunna skiktets fysikaliska och mekaniska egenskaper skiljer sig då från den underliggande betongen. Det tunna skiktet spricker när det torkar ut och den underliggande betongen förmår inte förhindra sprickbildningen.

Mönsteruppsprickning uppstår även på en betongyta som inte är gjuten mot en formyta och inte är glättad. Uppsprickningen i detta fall beror på vatten- eller bruksseparation samt bildandet av en cementhud på ytan. Det tunna skikt som bildas på betongens yta är svagt och sprött.

3.5 TERMISK KONTRAKTION VID TIDIG ÅLDER

3.5.1 Beskrivning

När cement reagerar med vatten frigörs värme, avsnitt 2.1.1. Värmeutvecklingen sätter fart i slutet av fas 2 och accelererar under fas 3, Figur 2-2. Om det värme som under reaktionen produceras överstiger det värme som leds bort från reaktionsstället stiger betongens temperatur där reaktionen har ägt rum. Om betongelementet är tjockt och/eller isoleras av gjutform eller en angränsande konstruktion skapas förutsättningar för att värmeproduktionen vid de olika reaktionsställena överstiger den värmemängd som kan ledas bort. Härmed, stiger konstruktionselementets

temperatur. Temperaturstegringen kan pågå från några timmar till flera dagar. Det är betongens sammansättning, konstruktionselementets geometri och randvillkor – som styrs av formmaterial, angränsande konstruktioner, lufttemperatur, m.m. – som styr temperaturens stegringstakt och dess maxvärde. Höga temperaturnivåer kan lätt uppnås i praktiken. Enligt SS-EN 13670 ska betongens maxtemperatur inte överstiga 70 °C.

3.5.2 Sprickbildning orsakad av termisk kontraktion

Temperaturstegringen avstannar och konstruktionselementet kyls ner när den värmemängd som leds bort från elementet överstiger den värmemängd som alstras i det. Konstruktionselementet kontraherar till följd av avkylningen. På grund av att betongen hunnit hårdna och att kontraktionen motsätts av inre respektive yttre tvång, se avsnitt 3.2.2, kan dragspänningar uppstå i elementet. Dragspänningarna kan leda till sprickbildning om de överstiger materialets draghållfasthet. Den mekaniska beskrivningen av sprickbildningen presenteras i avsnitt 3.2.

Sprickor som orsakas av termisk kontraktion vid tidig ålder uppträder relativt snabbt. Om man inspekterar konstruktionen vid tidig ålder kan man relativt enkelt skilja mellan de sprickor som har orsakats av termiska kontraktion vid tidig ålder och de sprickor som har orsakats av andra mekanismer. När konstruktionen åldras inträder andra mekanismer såsom säsongsberoende temperaturvariationer, uttorkningskrympning och mekanisk belastning som kan förvärra effekterna av termisk kontraktion vid tidig ålder, se avsnitt 2.1.1 och 3.7. Nedan presenteras några exempel på sprickbildning som kan ha orsakats av termisk kontraktion vid tidig ålder.

Figur 3-15 visar sprickbildning i en betongvägg i en damms inspektionsutrymme. Sprickorsaken är sannolikt termisk kontraktion vid tidig ålder. Som framgår av figuren är väggen grundlagd på berg, som utsatte konstruktionen för yttre tvång medan den kontraherade. Betongväggen har under brukstiden varit utsatt för måttliga temperatur- och luftfuktighetsvariationer.



Figur 3-15 – Sprickbildning i en betongvägg i ett inspektionsutrymme i en damm.

Sprickbildningen beror på tvång vid tidig ålder. Den beror på att betongen kontraherar medan den är grundlagd på berg. Detta leder till att betongen utsätts för yttre tvång medan den kontraherar. Detta leder till att betongen utsätts för dragspänningar som kan leda till sprickbildning.

Figur 3-17 visar ett skibord i en dammkonstruktion. Även här kan termisk kontraktion vid tidig ålder vara huvudorsaken till sprickbildningen, men det inte är



helt säkert.

Figur 3-16 – Sprickor i en vägg höger om ett skibord till vilka termisk kontraktion kan hänföras som huvudorsak.



Figur 3-17 – Sprickor i ett skibord.

Figur 3-18 visar en del av en betongvägg vid en dammkonstruktion. Det finns olika typer av sprickor i väggen, nämligen grova sneda sprickor samt tunnare sprickor som påminner om krackeleringssprickor och mönsteruppsprickning. När det gäller de grova sneda sprickorna kan termisk kontraktion vid tidig ålder anges som huvudorsak. De tunnare sprickorna kan bero på tidig formrivning, d.v.s. formen rivs när konstruktionen är varmare än den omgivande luften. De kan även bero på någon eller några av mekanismer som orsakar ytsprickor vid tidig ålder, bl.a. mönsteruppsprickning, se avsnitt 3.4.



Figur 3-18 – Sprickor i en vägg vid en dammkonstruktion. Väggen är exponerad för utomhusklimat.

3.6 SÄSONGSBEROENDE TERMISK KONTRAKTION

Säsongsb beroende termisk kontraktion förekommer hos konstruktionselement som är helt eller delvis utsatta för utomhus luften. När lufttemperaturen varierar så varierar även konstruktionens temperatur. Hur snabbt en konstruktion reagerar på temperaturförändringen och kommer i termiskt jämviktsläge beror bl.a. på temperaturförändringen samt konstruktionens geometri och randvillkor. Jämfört med slanka konstruktioner reagerar grova konstruktioner långsammare och behöver längre tid för att uppnå ett termiskt jämviktsläge. Slanka konstruktioner reagerar på temperaturens dygnsvariation medan en grov konstruktion kan vara helt opåverkad av den.

När temperaturen sjunker så kyla konstruktionselementet vilket leder till att elementet kontraherar. Om kontraktionen sker utan motstånd uppstår inga spänningar. I praktiken förekommer, dock, motstånd mot konstruktionens kontraktion. I massiva konstruktioner uppstår temperaturgradienter som leder till inre tvång, avsnitt 3.2.2. Temperaturgradient uppstår även

- där konstruktionselementet är i kontakt med vatten på vintern, eftersom vattnet är varmare än utomhusluften,
- där konstruktionen är i kontakt med grunden på vintern, eftersom grunden är varmare än utomhusluften och
- när delar av konstruktionselementet är skyddade mot utomhusluften.

Yttre tvång uppstår när konstruktionens kontraktion motverkas av upplag eller dylikt, avsnitt 3.2.2. I kontaktzonen mellan berg och konstruktion uppstår tvång när konstruktionen expanderar eller kontraherar. Nedan ges några exempel på sprickbildning orsakad av säsongsb beroende termisk kontraktion.

Figur 3-19 visar sprickbildning i en utskovspelare. Den del av konstruktionen som är placerad längst bort från vattnet kyla vintertid snabbare och blir kallare jämfört med de delar som är placerade närmast vattnet. Temperaturgradienten leder till att dragspänningar uppstår i de kallare delarna som kan leda till sprickbildning. Figur 3-20 visar sprickbildning i ett utskovs stödvägg. Skibordets kontraktion vintertid har eventuellt orsakat sprickbildningen.



Figur 3-19 – Sprickbildning i en utskovspelare orsakad av säsongsb beroende termisk kontraktion.



Figur 3-20 – Sprickbildning i ett skibordsstöd orsakad av säsongsb beroende termisk kontraktion.

3.7 KRYMPNING

3.7.1 Beskrivning

Betongens krympning orsakas av cementpastans volymminskning till följd av cementets reaktion med vatten samt uttorkning. Med hänsyn till fuktutbyte med omgivning indelas cementpastans krympning i två fall (Emborg m.fl., 2017):

1. Cementpastan krymper utan fuktutbyte med sin omgivning, fuktförseglat tillstånd. Härav, bibehåller cementpastan/betongen sin vikt.
2. Cementpastan/betongen avger fukt till sin torrare omgivning. Cementpastans vikt avtar i samband med uttorkningen.

Fuktförseglat tillstånd

I det förseglade tillståndet konsumeras vattnet vid de kemiska reaktioner som äger rum. Processen leder till kemisk krympning d.v.s. att den sammanlagda volymen hos det vatten och det cement som har reagerat minskar. Före cementpastans tillstyvnande är den kemiska krympningen lika stor som den yttre krympning som kan mätas på en provkropp. När cementpastan tillstyvnar så uppstår ett motstånd mot provkroppens krympning. Cementpastan kan på grund av motståndet inte dra ihop sig (kontrahera) så mycket som motsvarar den kemiska krympningen vilket leder till att luftporer (kontraktionsporer) bildas (Fagerlund, 2017). Härfter, är den yttre krympningen mindre än den kemiska krympningen (Emborg m.fl., 2017). Den yttre krympning som mäts på en provkropp kallas för autogen krympning.

Vid fortsatta reaktioner konsumeras mer vatten, andelen kontraktionsporer ökar och porernas porfyllnadsgrad minskar (Fagerlund, 2017). Cementpastan torkar ut, självuttorkar. För mycket låga vattencementtal kan självuttorkningen nå ner till 70 % RF, men inte under 70 % (Nilsson, 2021).

Betongens egenskaper relateras ofta till dess hydratationsgrad (α) definierad enligt nedan:

$$\alpha = \frac{\text{Mängden fullständigt hydratiserat cement } (\frac{\text{kg}}{\text{m}^3})}{\text{Totala mängden cement } (\frac{\text{kg}}{\text{m}^3})} \quad (3-25)$$

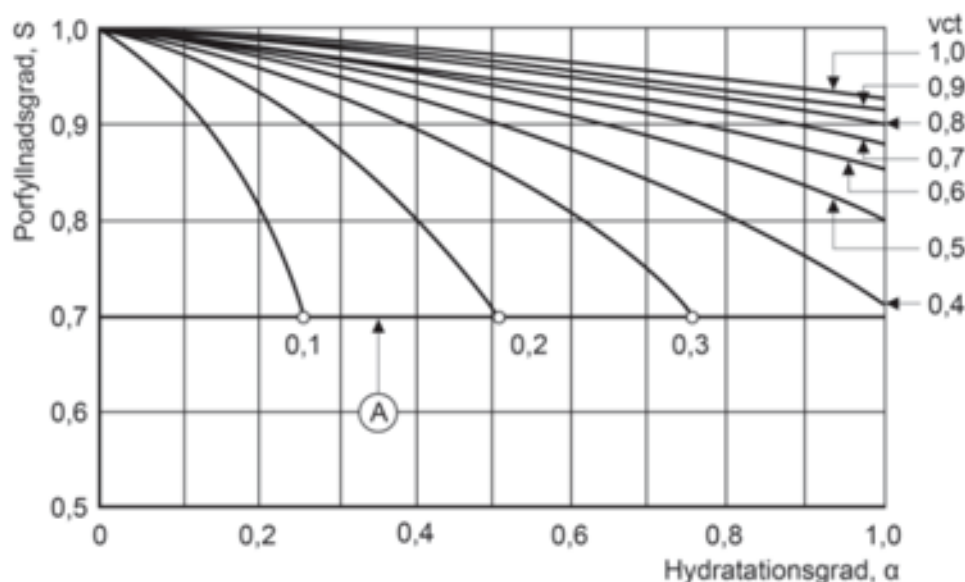
$\alpha = 0$ för en färsk cementpasta eller betongblandning och $\alpha = 1$ för en fullständigt hydratiserad cementpasta eller betong. För cementpasta och betongblandningar med $vct \geq 0,39$ kan det ta lång tid innan allt cement hydratiserar. Tiden styrs av vct , och det är kortare för blandningar med högre vct . Cementpasta- och betongblandningar med $vct < 0,39$ hydratiserar inte fullständigt. Den högsta hydratationsgrad som de efter lång tid kan uppnå är (Fagerlund, 2017):

$$\alpha_{max} = \frac{vct}{0,39} \quad \text{för } vct < 0,39 \quad (3-26)$$

I förseglat härdningstillstånd kan cementpastans eller betongens porfyllnadsgrad, S , beräknas enligt nedan (Fagerlund, 2017):

$$S = \frac{\text{Vattenfylld porvolym}}{\text{total porvolym}} = \frac{vct - 0,25\alpha}{vct - 0,19\alpha} \quad (3-27)$$

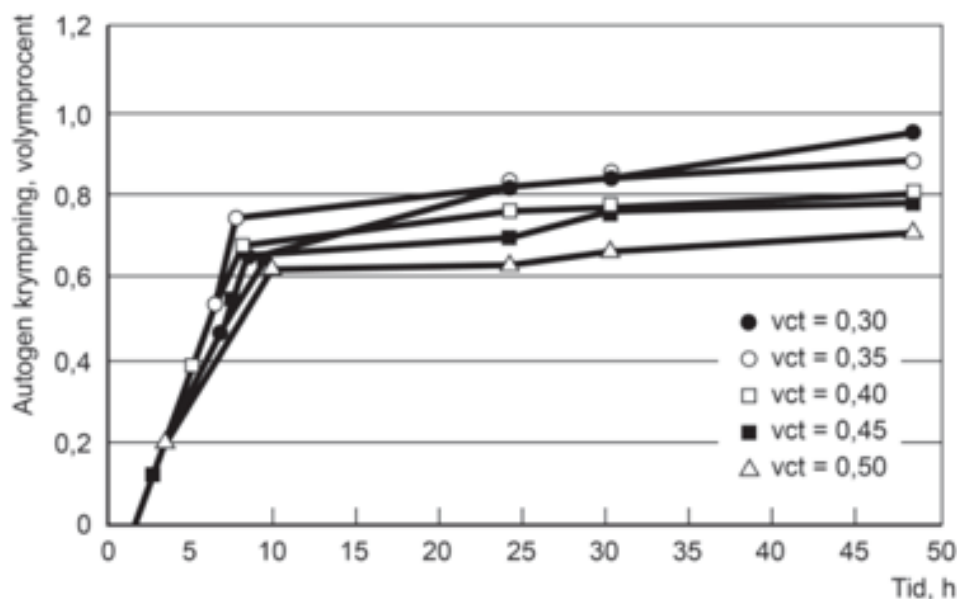
Sambandet framgår av Figur 3-21. Som framgår av figuren kan porfyllnadsgraden bli så låg som 0,7 när cementpasta med $v_{ct} < 0,39$ uppnår sin högsta möjliga hydratationsgrad. På grund av att desorptionsisotermen för betong med $v_{ct} < 0,39$ är "flack" leder en sänkning av porfyllnadsgraden till en märkbar sänkning av betongens RF. RF kan bli lägre än 90 %, vilken är en märkbar uttorkning som kan leda till krympning.



Figur 3-21 – Porfyllnadsgraden hos självuttorkad betong (Fagerlund, 2017). Linje A motsvarar högsta möjliga hydratationsgrad enligt Ekvation (3-18) för $v_{ct} < 0,39$; dito för $v_{ct} \geq 0,39$ är 1.

Den autogena krympningens utveckling med tiden är viktig eftersom den kan kombineras med den termiska kontraktion som sker vid tidig ålder. Figur 3-22 visar effekt av v_{ct} på autogen krympning hos cementpasta. Krympningen avser volumkrympning av cementpasta. Motsvarande krympning för betong blir lägre eftersom ballast motverkar cementpastans krympning. Som framgår av figuren är den autogena krympningen inledningsvis lika för de olika cementpastor som visas i figuren. Före den "knick" som uppstår efter ca 7 timmar är den autogena krympningen lika stor som den kemiska. Efter knicken är den autogena krympningen lägre än den kemiska krympningen och dess utveckling med tiden är långsammare. Som framgår av figuren uppvisar även cementpasta med $v_{ct} = 0,5$ autogen krympning.

I betonghandboken material anges samband för bestämning av den autogena krympningens tidsförlopp och referensvärde (slutvärde).



Figur 3-22 – Effekt av v_{ct} på autogen krympning hos cementpasta (Justnes et. al., 1996).

Uttorkningskrympning

Uttorkningskrympning sker när cementpasta/betong avger fukt till sin omgivning. Uttorkningskrympning styrs av betongens sammansättning, konstruktionens geometri och randvillkoren. När det gäller grova konstruktioner som vattenkraftens konstruktioner är uttorkningskrympning en långdragen process på grund av dels konstruktionens storlek, dels den fuktiga miljön där konstruktionen befinner sig. I en sådan miljö kan det ta flera decennier eller sekel innan konstruktionen uppnår ett fuktjämviktsläge. I betonghandboken material (Emborg m.fl., 2021) anges samband för bestämning av uttorkningskrympningens tidsförlopp och referensvärde (slutvärde).

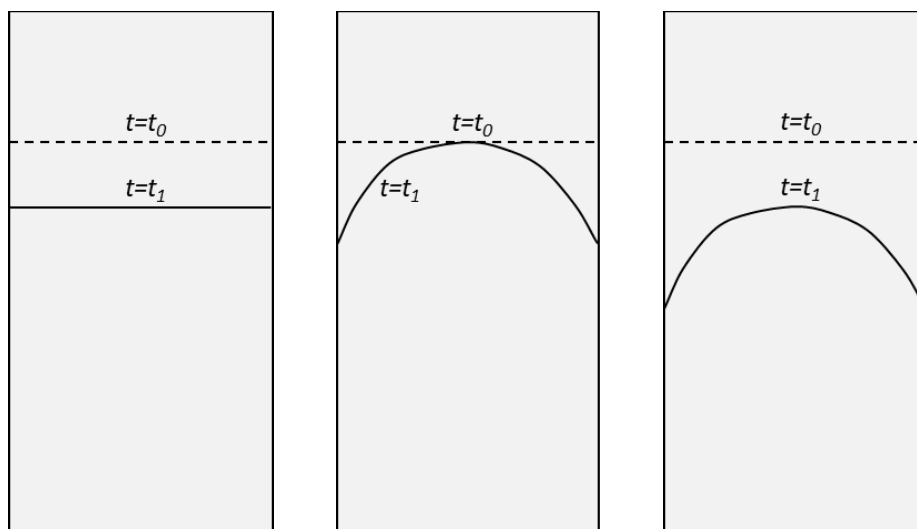
3.7.2 Sprickbildning orsakad av krympning

Betongens uttorkning är summan av den autogena uttorkningen och den uttorkning som sker genom att fukt avges till omgivningen. Figur 3-23 visar fuktighetsfördelningen i ett långt betongelements tvärsnitt. Uttorkningen sker enbart från tvärsnittets högra och vänstra långsidor. Inga fuktutbyte sker genom tvärsnittets över- respektive underkant. Betongens hårdnande inleds vid $t = t_0$. Fuktigheten är jämnfördelad vid tiden $t = t_0$. Vid tiden $t = t_1$ har betongen hunnit torka ut till en viss nivå.

Figur 3-23a visar den fuktfördelning som uppstår p.g.a. autogen uttorkning. Som framgår av figuren är fuktfördelningen jämn över tvärsnittet. I detta fall uppstår inga spänningar om konstruktionens krympning inte förhindras p.g.a. yttre tvång, avsnitt 3.2.2. Yttre tvång kan förorsaka genomgående sprickor i konstruktionen.

Figur 3-23b visar den fuktfördelning som uppstår p.g.a. uttorkning genom fuktutbyte med konstruktionens omgivning. I detta fall är fördelningen inte jämn. Krympningen är inte jämnfördelad över tvärsnittet vilken kan leda till

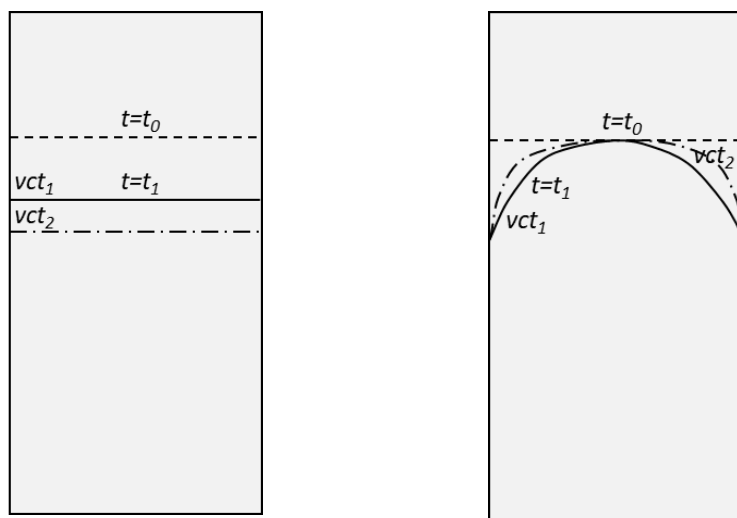
sprickbildning. Sprickorna är inte genomgående, men de kan bli det förutsatt att medelkrympningen är tillräcklig stor och att konstruktionen är utsatt för yttre tvång. Figur 3-23c visar summan av autogen uttorkning och uttorkning genom fuktutbyte.



- a) Autogen uttorkning. b) Uttorkning genom fuktutbyte med omgivning. c) Total uttorkning.

Figur 3-23 – Uttorkning av ett betongelement. Figuren visar tvärsnittet av ett långt betongelement. Uttorkningen börjar vid $t = t_0$. Fuktighetsprofilerna visas vid $t = t_0$ och $t = t_1$. Uttorkningen sker enbart från tvärsnittets högra och vänstra långsidor. Inga fuktutbyte sker genom tvärsnittets över- respektive underkant.

Figur 3-24 visar fuktighetsfördelningen i samma tvärsnitt som ovan men för två olika betonger. Skillnaden mellan betongerna är deras vct . Eftersom $vct_2 < vct_1$ är betong med vct_2 tätare än den andra med högre vct . Den autogena uttorkningen är större hos betong med lägre vct . På grund av att betong med lägre vct torkar långsammare är uttorkningen långsammare och fuktgradienten brantare jämfört med betong med större vct . För samma randvillkor är risken för ytsprickor större för betong med lägre vct .



a) Autogen uttorkning.

b) Uttorkning genom fuktutbyte med omgivning.

Figur 3-24 – In verkan av vct på uttorkning av ett betongelement. Figuren visar tvärsnittet av ett långt betongelement. Uttorkningen börjar vid $t = t_0$. Fuktighetsprofilerna visas vid $t = t_0$ och $t = t_1$ för två betong med olika vct , $vct_1 > vct_2$.

4 Hantering av sprickrisk i regelverk

Hantering av sprickrisker i en konstruktion genomförs inom ramen för bruksgränstillståndsdimensionering. I brottgränstillstånd förväntas armerade betongkonstruktioner redan vara kraftigt spruckna.

Även inom bruksgränstillstånd så anses armerade betongkonstruktioner normalt sett vara spruckna. Vid bruksgränstillstånd är det viktigt att begränsa maximal sprickbredd för att nedbrytningsprocesser i den armerade betongkonstruktion ska ske långsamt. Sprickbreddskrav definieras även i de fall konstruktionerna utsätts för t.ex. ensidigt vattentryck och förväntas förhindra läckage.

Hantering av sprickrisk kan ske på olika sätt,

- 1) Minimering av tillåtna spänningar (alt. sprickrisk)
- 2) Bestämning av erforderlig minimiarmering
- 3) Beräkning av maximala sprickbredder

Svenska betongdammar har genom åren dimensionerats med utgångspunkt från många olika normer och riktlinjer och därav har dammar dimensionerats med ursprung i olika metoder beroende på under vilken epok de är byggda.

I olika normer så har sprickbegränsning i konstruktioner hanterats med någon eller några av ovanstående metoder. Som exempel kan nämnas att tidigare svenska betongnormer avsedda för broar, Bro 2004 och tidigare versioner (utgivna av Vägverket) så tillämpades att maximal spänning i armeringen fick uppgå till 250 MPa i bruksgränstillstånd. I betongnormer avsedda för byggnader, så som BBK 04, tillämpades både bestämning av maximala sprickbredder och bestämning av minimiarmering.

Vid dimensionering av dammar idag så tillämpas RIDAS (Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet). Den nu gällande versionen av RIDAS (2021), hänvisar i sin tur till Eurokoderna för detaljerad information om dimensionering av betongkonstruktioner. Eurokoderna är gällande normer för dimensionering av betongkonstruktioner som tillämpas inom EU. I den del som avser betongdimensionering, Eurokod SS-EN 1992-1-1:2005 (EK 2), så finns det olika sätt att beakta sprickbreddskrav.

Syftet med detta kapitel är att beskriva hur olika metoder kan tillämpas för att bestämma sprickbredder i bruksgränstillstånd alternativt vilka metoder som kan tillämpas för att säkerställa att sprickbreddskravet uppfylls.

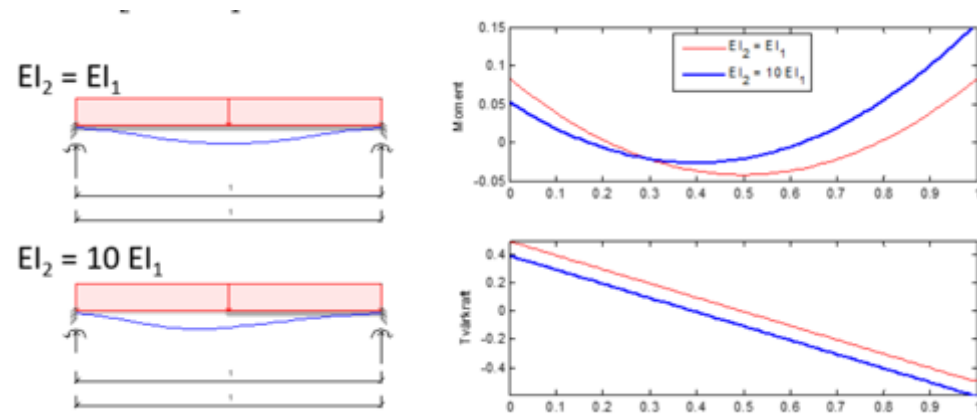
4.1 METODIK FÖR BESTÄMNING AV SPRICKBREDD

I detta avsnitt ges en generell beskrivning av hur metodik för bestämning av sprickbredd tillämpas. De metoder som finns för att beräkna sprickbredd baseras generellt på samma beräkningsmetodik. Dock finns det skillnader i vilka antaganden som görs och vilka faktorer som beaktas.

I samtliga fall krävs dock att påkänningen i konstruktionen analyseras utifrån de yttre lasterna som verkar. Därefter krävs att spänningen i armeringen beräknas så att motsvarande töjning kan beräknas. Nästa steg är att beräkna avståndet mellan de sprickor som uppstår. När både töjning i armeringen och förväntat sprickavstånd är bestämt så går det att beräkna vilken sprickbredd som kommer att uppstå. Samtliga av dessa steg beskrivs i efterföljande avsnitt.

4.1.1 Bestämning av påkänningar i betongkonstruktionen

Vid beräkning av de påkänningar (vanligtvis beräknas snittkrafter – moment, normalkraft och tvärkraft) som råder i en betongkonstruktion så tillämpas normalt sett linjärelastiska modeller. Detta kan vara handberäkningsmodeller för förenklade elementarfall eller om t.ex. numeriska modeller så som finita elementmodellen används. Dessa typer av beräkningar baseras på flera antaganden och innebär att påkänningarna beräknas utan att beaktande om omfördelning av spänningar på grund av sprickbildning etc beaktas. För statiskt bestämda konstruktioner (antalet obekanta är lika eller färre än antalet jämviktsekvationer som kan definieras) så spelar inte styvheten roll för fördelningen av krafter i konstruktionen, men vid statiskt obestämda konstruktioner så spelar styvheten stor roll för hur fördelningen av krafter sker inom en konstruktion. Detta fenomen illustreras i Figur 4-1 för ett enkelt fall med en dubbelsidigt fast inspänd balk. Denna balk är statiskt obestämd eftersom det finns fler obekanta (2 vertikala reaktionskrafter samt 2 stödmoment) men vi kan endast definiera 2 jämviktsekvationer. I figuren visas två fall; ett där hela balken har samma böjstyvhet och det andra fallet där högra halvan har 10 gånger högre böjstyvhet än den vänstra. I de vänstra figurerna visas beräknad förskjutning och i graferna till höger illustreras beräknad moment och tvärkraftsfördelning i balken. Som det framgår av detta exempel så kommer den delen av balken med högre styvhet att bära en större andel av lasten (får högre moment och tvärkraft) än den vänstra (vekare) delen av balken.



Figur 4-1 Exempel på hur styvheten påverkar fördelningen av krafter i en balk.

Därmed, i och med att beräkningar genomförs med antaganden om linjära materialegenskaper så finns en risk att påkänningarna blir felaktiga. Dock så innebär ett antagande på säker sida (konservativt) där sprickbredder kommer att överskattas.

Detta eftersom spruckna delar av tvärsnittet i statiskt obestämda konstruktioner kommer avlastas så att ospruckna (styvare) delar får ökad last.

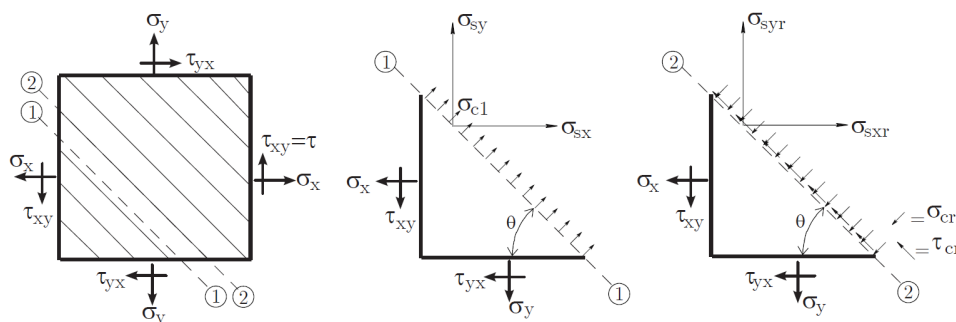
4.1.2 Bestämning av påkänning i armering

När påkänningarna i en konstruktion har bestämts, så antas vid dimensionering att dessa krafter ska vara i balans med de laster som kan bäras av armeringen i ett sprucket tvärsnitt. För att göra detta kan ett litet betongelement beaktas som utsätts för påkänningarna; normalspänningar σ_x respektive σ_y samt skjuvspänningarna τ_{xy} .

Dessa påkänningar ska därefter balanseras av de krafter som finns i sprickplanet. I Figur 4-2 illustreras ett exempel på ett betongelement och hur krafterna balanseras i ett osprucken del respektive i en sprucken del. I den ospruckna delen så bärs påkänningarna av både betongen och av armeringen. Detta illustreras i mittenfiguren med betongspänningen σ_{c1} och armeringsspänningarna σ_{sx} respektive σ_{sy} .

I den mest enkla betraktelsen så antas endast armeringen att bära krafter över sprickan och i ett fall med armering i två vinkelräta riktningar så motsvaras dessa av σ_{sxx} respektive σ_{syy} . Detta antagande tillämpas i väldigt många beräkningsnormer, så som t.ex. EK 2 eller BBK 04.

I de mer avancerade metoderna så antas även skjuvspänning τ_{cr} och tryckspänning σ_{cr} kunna uppstå i sprickplanet på grund av att sprickan är oregelbunden och att låsningseffekter uppstår från ballastinteraktion.



Figur 4-2 Illustration av påkänningar i ett betongelement och hur krafterna bärs i osprucket respektive sprucket snitt.

Baserat på ovanstående figur så kan följande jämviktsekvationer definieras för krafterna som verkar i sprickan.

Skjuvspänningar och tryckspänning i sprickplanet försummas:

I metodiken som finns beskriven i t.ex. BBK 04 och i EK 2 så antas påkänningarna i betongen endast bäras av armeringen som korsar sprickorna. Detta innebär att följande uttryck tecknas för armeringsspänningen i sprickan:

$$\sigma_{sxr} = \frac{\sigma_x + \tau_{xy} \cot(\theta)}{\rho_x} \quad (4-1)$$

$$\sigma_{syr} = \frac{\sigma_y + \tau_{xy} \tan(\theta)}{\rho_y} \quad (4-2)$$

där

σ_x = Normalspänningen i betongen längs x-axeln (MPa)

σ_y = Normalspänningen i betongen längs y-axeln (MPa)

τ_{xy} = Skjuvspänningen i betongen (MPa)

σ_{sxr} = Spänningen i armering längs x-axeln i en spricka (MPa)

σ_{syr} = Spänningen i armering längs y-axeln i en spricka (MPa)

ρ_x = Armeringsinnehållet i x-led (MPa)

ρ_y = Armeringsinnehållet i y-led (MPa)

θ = Spricklutningen

Spricklutningen motsvarar huvudtryckspänningsriktningen i förhållande till betongkonstruktionens längsriktning (x-led). Det innebär att spricklutningen kan beräknas direkt utifrån de påkänningar som finns i konstruktionen. Flera normer tillåter dock att spricklutningen får väljas inom ett intervall. I BBK 04 infördes möjligheten att välja denna vinkel inom ett intervall som motsvarar huvudtryckspänningsriktningen och den lutning som ger att $\sigma_{sxr} = \sigma_{syr}$ vid bruksgränstillståndsanalyser. Orsaken till detta är att om huvudspänningsriktningen väljs så fås sprickbredder som signifikant överskrider de sprickbredder som kan observeras vid beräkning av verkliga fall. Med andra ord, så blir beräkningen väldigt konservativ om huvudspänningsriktningen väljs som spricklutning.

Skjuvspänningar och tryckspänning i sprickplanet beaktas:

Om även termerna som beaktar skjuvspänning och tryckspänning i sprickans plan beaktas, så kan följande uttryck härledas:

$$\sigma_{sxr} = \frac{\sigma_x + \tau_{xy} \cot(\theta) + \sigma_{cr} + \tau_{cr} \cot(\theta)}{\rho_x} \quad (4-3)$$

$$\sigma_{syr} = \frac{\sigma_x + \tau_{xy} \cot(\theta) + \sigma_{cr} + \tau_{cr} \cot(\theta)}{\rho_x} \quad (4-4)$$

där

σ_{cr} = Tryckspänningen i sprickan (MPa)

τ_{cr} = Skjuvspänningen i sprickan (MPa)

Denna metodik finns härledd inom t.ex. den modifierade tryckfältsteorin (Vecchio & Collins 1986) och finns implementerad i t.ex. den norska normen NS3473.

Termerna som utgör skjuv- och tryckspänningen i sprickan bestäms utifrån empiriska samband härledda från experiment av Walraven, se Figur 4-3. För att lösa dessa krävs dock en iterativ procedur eftersom dessa termer är beroende av sprickbredden.

$$\tau_{cr} = 0.18\tau_{r,max} + 1.64\sigma_{cr} - 0.82 \frac{\sigma_{cr}^2}{\tau_{r,max}} \quad (4-5)$$

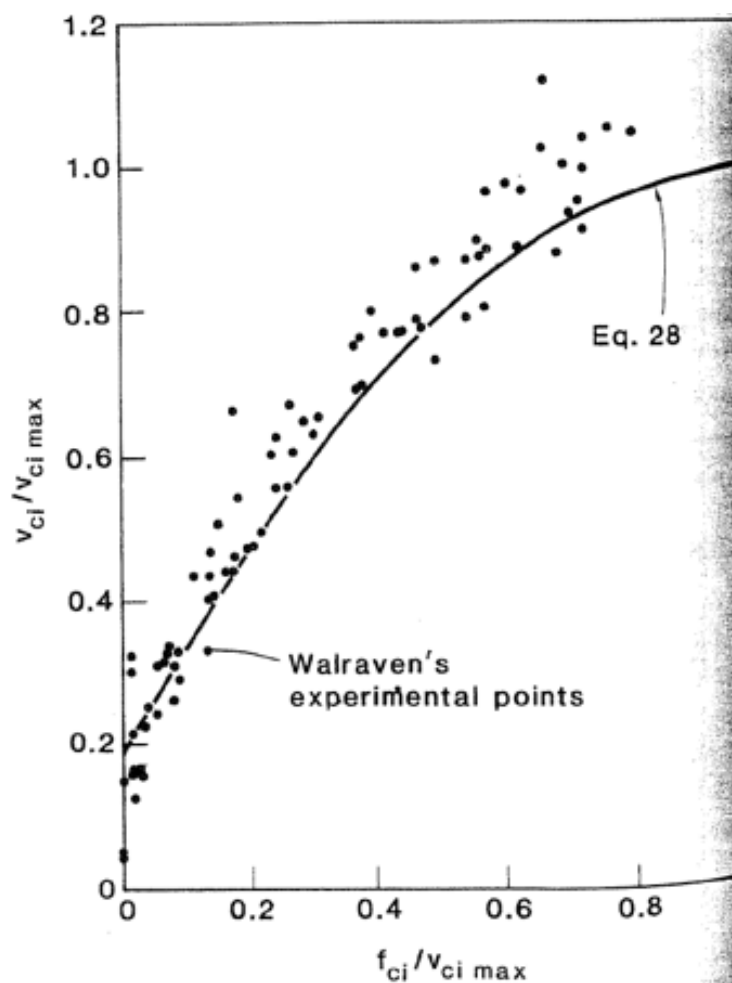
$$\tau_{r,max} = \frac{2f_{ct}}{0.31 + \frac{24w_m}{D_{max} + 16}} \quad (4-6)$$

där

f_{ct} = Betongens draghållfasthet (MPa)

w_m = Medelsprickbredden (mm)

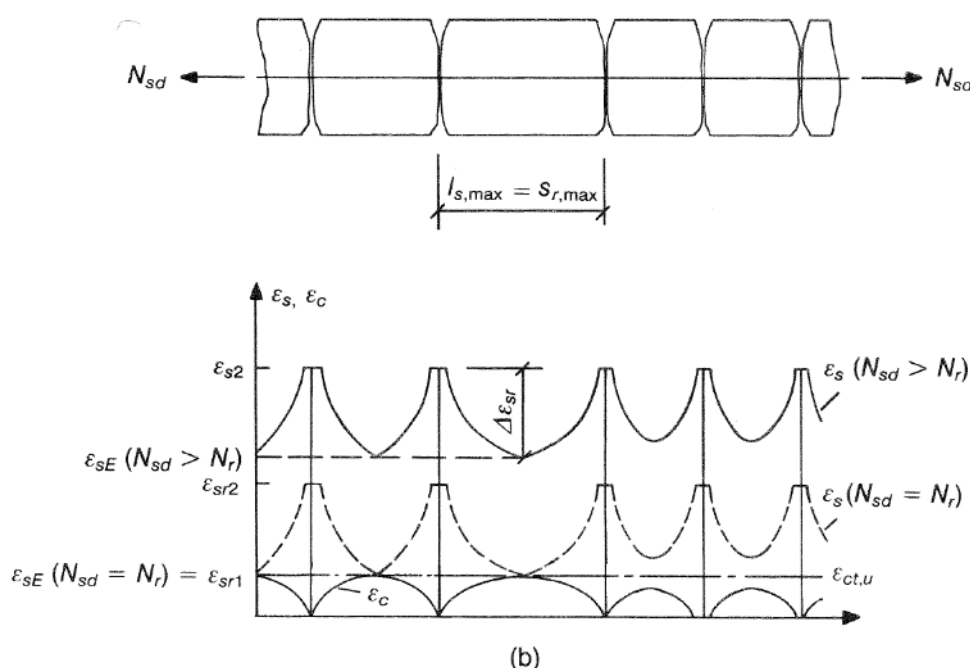
D_{max} = Maximal ballaststorlek (mm)



Figur 4-3 Illustration av förhållande mellan relativ skjuvspänning (y-axeln) och relativ tryckspänning (x-axeln) i en spricka. Från Vecchio & Collins (1986).

4.1.3 Beräkning av sprickavstånd

I samtliga normer där sprickbredden ska beräknas så krävs att ett sprickavstånd beräknas. Sprickavståndets storlek beror typiskt på armeringsmängden, vidhäftningsförhållandet mellan armering och betong (typ av armeringsjärn), effektiv betongarea intill armeringen (och därigenom det täckande betongskiktet) samt belastning (töjningsfördelning i effektiva tvärsnittet). Sprickavståndet motsvarar överföringslängden längs armeringsjärn vid ett stabiliserat sprickmönster, dvs den sträcka som krävs för att armeringsjärnet ska kunna mobilisera hela sin bärförmåga genom vidhäftning (jämförbart med begreppet förankringslängd), se Figur 4-4. Ett stabiliserat sprickmönster förutsätts gälla i bruksgränstillstånd och karakteriseras av att en ökning i last inte leder till någon signifikant skillnad i antalet sprickor, utan resulterar i ökad sprickbredd.



Figur 4-4 Illustration av stabiliserat sprickmönster i en betongkonstruktion med tillhörande sprickavstånd. Grafen illustrerar töjningsfördelning längsmed armering respektive betongen.

I alla normer så beräknas sprickavståndet separat för de två armeringsriktningarna och därefter så bestäms motsvarande sprickavstånd vid lutande sprickor. Det lutande sprickavståndet beräknas på samma sätt i ett flertal olika normer, EK 2, BBK 04, NS3473 m.fl.

$$s_{rm} = \left(\frac{\sin \theta}{s_{rm,x}} + \frac{\cos \theta}{s_{rm,y}} \right)^{-1} \quad (4-7)$$

där

s_{rm} = Medelsprickavståndet vid lutande sprickor (mm)

$s_{rm,x}$ = Medelsprickavståndet i x-led (mm)

$s_{rm,y}$ = Medelsprickavståndet i y-led (mm)

Detta medelsprickavstånd kan därefter användas för att beräkna tillhörande medelsprickbredd. Vid beräkning av sprickbredder för kontroll av bruksgränstillstånd, så ska dock inte medelsprickbredden beräknas utan den karakteristiska (dvs 5 % fraktilen). I både EK 2 och BBK 04 så erhålls det karakteristiska sprickavståndet (s_{rk}) enligt följande

$$s_{rk} = 1,7s_{rm} \quad (4-8)$$

s_{rk} = Karakteristisk sprickavståndet (mm)

Det som huvudsakligen skiljer de olika normerna åt vid beräkning av sprickavstånd är hur beräkningen av sprickavstånd i armeringsriktningarna utförs. En sammanställning av uttrycken för beräkning av sprickavstånd i olika normer visas nedan. I ekvationerna används de beteckningar som finns i ursprungskällorna men ekvationerna är formulerade så att det tydligt ska framgå likheter mellan dessa normer.

Första termen avser inverkan från det täckande betongskiktets tjocklek (c). Här är det en stor skillnad mellan normerna där BBK 04 har ett fixt värde på 50 mm medan NS3473 använder tjockleken på det täckande betongskiktet och EK 2 använder dubbla tjockleken hos det täckande betongskiktet. Termen som står framför bråket $(\kappa_1, \frac{f_{tk}}{\tau_{bk}}, k_1)$ beaktar inverkan från armeringens vidhäftning. I norska normen finns även en term k_b som dessutom beaktar vidhäftning vid buntad armering. Samtliga metoder har termer som beskriver inverkan av töjningsfördelning över tvärsnittet ($4\kappa_2, k_c, k_2$) och definitionen av dessa är identisk i de olika normerna.

Tabell 4-1 - Sammanställning av uttrycken för beräkning av sprickavstånd i olika normer.

BBK 04:	$s_{rm} = 50 + \kappa_1 \frac{(4\kappa_2) \cdot d_{ef} \cdot s}{\pi n \varphi}$	(4-9)
NS3473:	$s_{rm} = c + \frac{f_{tk}}{\tau_{bk}} \frac{k_b \cdot k_c \cdot h_{cef} \cdot s_b}{\pi n \varphi}$	(4-10)
EK 2:	$s_{rm} = 2c + k_1 \frac{k_2 \cdot h_{cef} \cdot s_b}{\pi n \varphi}$	(4-11)

Överlag är det mycket liten skillnad i de olika beräkningsnormerna vid beräkningen av sprickavstånd förutom en parameter, den medverkande arean kring armeringen (d_{ef}, h_{cef}, h_{cef}).

4.1.4 Beräkning av sprickbredd

Sprickbredden (mm) i de fall där huvudtöjningsriktningen sammanfaller med armeringsriktningen är lika med integralen av skillnaden mellan armeringens och betongens töjningar över en sträcka, mellan två punkter på vardera sidor om sprickan, inom vilken glidning sker mellan armering och betong. Sträckans längd samt betongens och armeringens töjningar styrs av många olika faktorer såsom

- vidhäftningshållfasthet,
- det täckande betongskiktets tjocklek,
- armeringsstängernas och armeringsradernas c/c avstånd
- armeringsdiameter,
- vidhäftning mellan betong och armering,
- betongens krypning och krympning,
- mm.

Sprickbredd bestäms på olika sätt i olika normer och standarder, men syftet för samtliga modeller är att bestämma summan av skillnaden mellan betongens och armeringens töjningar över en viss längd. Nedan beskrivs översiktligt uppbyggnaden av de modeller som anges i EK 2 och BBK 04. För en detaljerad beskrivning av modellerna hänvisas läsaren till EK 2 och BBK 04.

I EK 2 beräknas karakteristisk sprickbredd (w_k , mm) enligt nedan:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (4-12)$$

där

$s_{r,max}$ = största sprickavståndet (mm)

ε_{sm} = är armeringens medeltöjning (mm) 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 (mm)

I Ekvation (4-12) har den sträcka över vilken skillnaden mellan betongens och armeringens töjningar integreras antagits vara lika med den största sprickavståndet. Följaktligen blir betongens och armeringens töjningar lika med deras medelvärde över sträckan $s_{r,max}$. EK 2 anger olika samband och koefficienter, som bl.a. beaktar de faktorer som anges i ovanstående punktlistan, för beräkning av de parametrar som ingår i Ekvation (4-12). Ekvation (4-12) kan även tillämpas för bärverksdel armerad i två vinkelräta riktningar, se vidare EK 2.

I BBK 04 beräknas karakteristisk sprickbredd (w_k , mm) enligt nedan:

$$w_k = 1,7v \frac{\sigma_s}{E_s} s_{rm} \quad (4-13)$$

$$\nu = 1 - \frac{\beta}{2,5\kappa_1} \cdot \frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \quad \text{dock } \nu \geq 0,4 \quad (4-14)$$

där

E_s = armeringens elasticitetsmodul $E_s = E_{sk} = 200$ GPa

s_{rm} = sprickavståndets medelvärde (mm)

β = en koefficient som beaktar inverkan av långtidslast eller lastupprepning

κ_1 = en koefficient som beaktar inverkan av armeringens vidhäftning

ν = en koefficient som beaktar medverkan av dragen betong mellan sprickor

σ_s = för ospänd armering spänningen i sprickan beräknad med hänsyn till samtliga verkande laster inklusive långtidseffekter

σ_{sr} = värdet på σ_s vid beräknad spricklast, dvs. omedelbart efter det spricka antas ha bildats

Ekvation (4-13) är till skillnad från Ekvation (4-12) baserad på medelsprickavståndet. Ekvation (4-13) inkluderar armeringens spänning, som inkluderar både kort- och långtidseffekter. Betongens inverkan beaktas genom koefficienten ν . Ekvation (4-13) gäller för beräkning av sprickbredd i närheten av armering vars riktning avviker högst 15° från huvuddragspänningsriktningen i betongen. Liksom Ekvation (4-12) kan Ekvation (4-13) även tillämpas för bärverksdel armerad i två vinkelräta riktningar, se vidare BBK 04.

4.2 BEGRÄNSNING AV ARMERINGSSPÄNNING

Minimiarmering krävs för att förhindra sprött brott och begränsa sprickbredden. Mängden minimiarmering uppskattas genom att anta att den dragkraft som före sprickbildning bärs av betongen överförs till armeringen när sprickan har bildats. Det är ett jämviktssamband mellan dragkraften i betong och den dragkraft som kan upptas av armeringen. EK 2 anger följande jämviktssamband:

$$A_{s,min}\sigma_s = k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} \quad (4-15)$$

där

$A_{s,min}$ = 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
- 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 härmens ändring, se vidare EK 2 avsnitt 7.3.2

Ekvation (4–15) anger minimiarmering för begränsning av sprickbredder. Ekvationen anger, dock, ingen sprickbredd. I avsnitt 7.3.3 "Sprickbredds begränsning utan direkt beräkning" i EK 2 finns Tabell 7.2N och 7.3N, se tabellerna nedan. Tabellerna anger övre gräns för stångdiameter respektive stångavstånd för begränsning av sprickbredd. Tabellerna är framtagna med den modell som beskrivs i avsnitt 7.3.4 i EK 2, som översiktligt beskrivs i avsnitt 4.1.4.

Tabell 4-2 - Övre gräns för stångdiameter, för begränsning av sprickbredd, Tabell 7.2N EK 2.

Stålspänning ^b [MPa]	Stångdimension, ϕ_s [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-
^a Tabellvärden baseras på följande förutsättningar: $c = 25$ mm; $f_{ct,eff} = 2,9$ MPa; $h_{cr} = 0,5h$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$; $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_3 = 0,4$ och $k_4 = 1,0$			
^b För aktuella lastkombinationer			

Tabell 4-3 - Övre gräns för stångavstånd för begränsning av sprickbredd, Tabell 7.3 EK 2.

Stålspänning ^b [MPa]	Stångavstånd [mm]		
	$w_k=0,4$ mm	$w_k=0,3$ mm	$w_k=0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-
Noter, se tabell 7.2N			

4.3 INVERKAN AV BETONGKVALITET

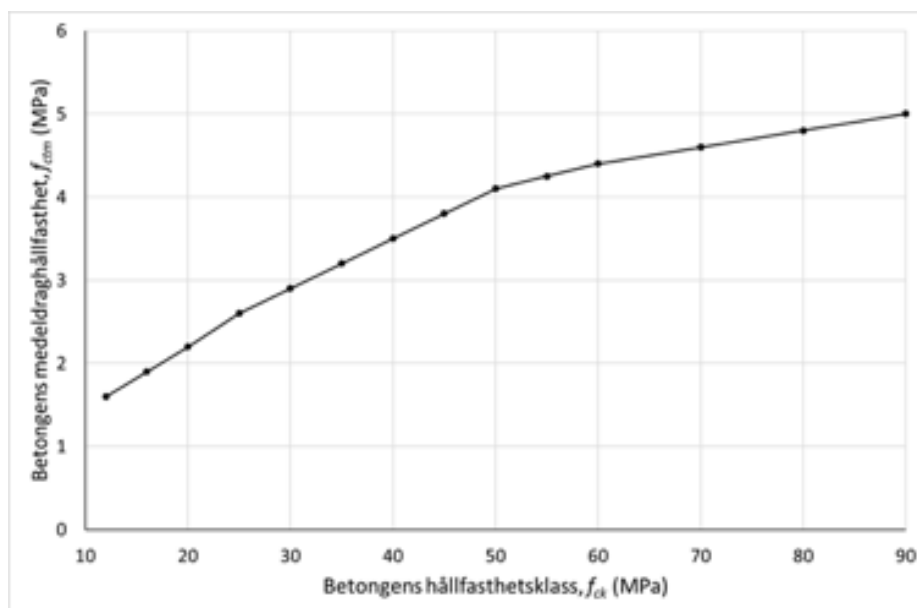
Betongkvaliteten har stor inverkan på mängden minimiarmering som krävs. För att illustrera detta så presenteras här ett enkelt exempel som visar hur mängden minimiarmering ökar vid ökad hållfasthetsklass.

Vid beräkning av minimiarmering enligt avsnitt 7.3.2 i EK 2 så är uttrycket för minimiarmering direkt proportionell mot betongens draghållfasthet. Detta innebär att ökning av betongkvaliteten en hållfasthetsklass leder till ökad mängd minimiarmering. Figur 4-5 visar betongens medeldraghållfasthet som funktion av betongens hållfasthetsklass enligt EK 2. Ökning av betongens hållfasthetsklass från t.ex. C20/25 till nästföljande C25/30 resulterar i 18 % ökning av armeringsmängden. Stor ökning av armeringsmängd erhålls om "mindre beständiga" betong, t.ex. betong med $v_{ct} > 0,5$, jämförs med "beständiga" betong, t.ex. betong med $v_{ct} \leq 0,45$. Till exempel om C25/30 jämförs med C50/60 blir den relativa ökningen hos minimiarmeringen 58 %.

Mer höghållfasta betongkvaliteter har en betydligt högre andel autogen krympning samt snabbare och högre värmeutveckling under härdningen. Dessa två effekter innebär att mängden minimiarmering kommer att behöva ökas.

Vid normal dimensionering så är det vanligt att konservativa antaganden görs i flera steg. Detta kan således resultera i att konstruktionen får en eller flera nivåer högre hållfasthetsklass än som är nödvändigt. Som exemplet visar så innebär detta kraftigt ökad mängd minimiarmering.

Ett annat problem i sammanhanget är även att den betongkvalitet som levereras normalt sett är en standardavvikelse högre än vad som krävs för att kompensera för variation i tillverkningen. Detta kan därmed leda till att konstruktionen utsätts för större tvångslaster jämfört med vad som kan ha antagits vid dimensioneringen och därmed spricker.



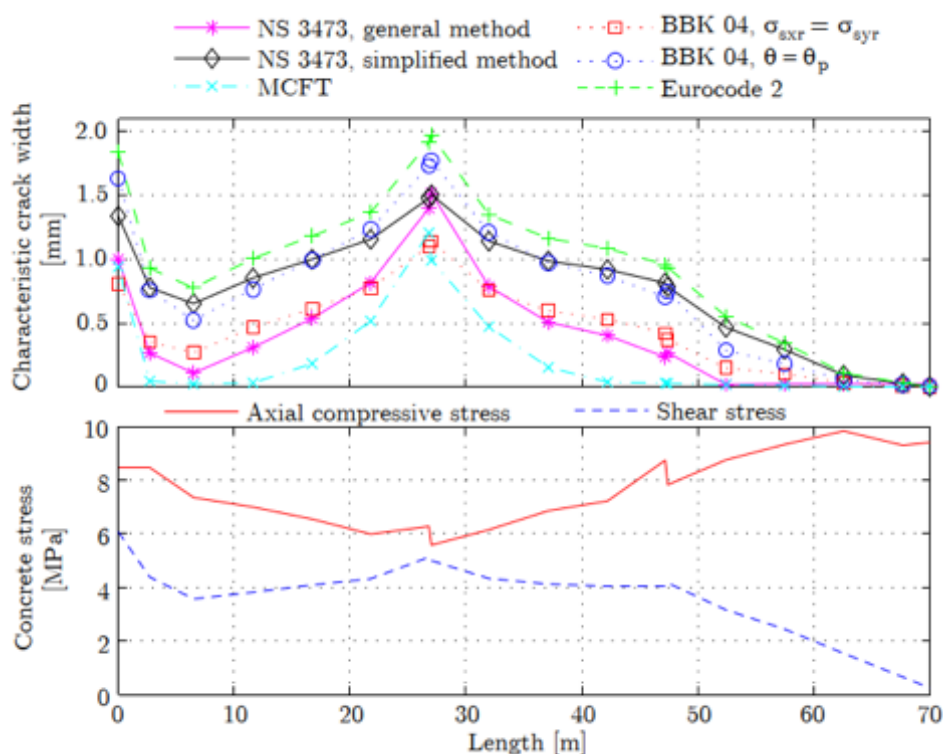
Figur 4-5 – Betongens medeldraghållfasthet som funktion av betongens hållfasthetsklass enligt EK 2.

4.4 JÄMFÖRELSE MELLAN BERÄKNINGSNORMER

Det har genomförts ett flertal studier där olika dimensioneringsnormer jämförs avseende mängd minimiarmering. En viktig anledning till att detta fått ett så pass stort fokus de senaste ca 15 åren är att en omfattande förändring infördes inom detta område i samband med att Sverige övergick till att tillämpa Eurokoderna istället för tidigare nationella koder (BBK, m.fl.).

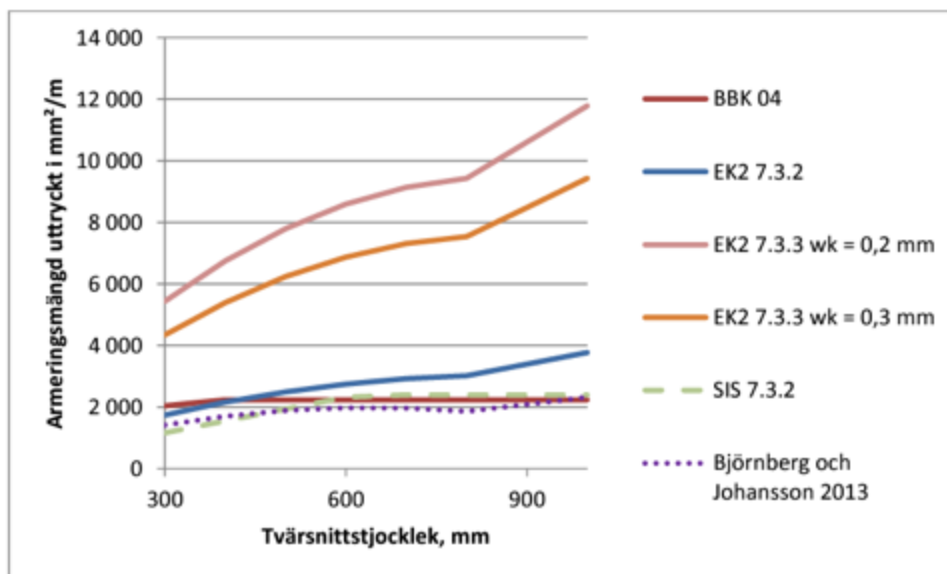
En annan tydlig effekt är att beroende på vilken metod som tillämpas i Eurokoderna så kommer det leda till väldigt stor skillnad i mängd minimiarmering.

I Malm (2006), visas att mycket stor skillnad fås beroende på vilka metoder som tillämpas, men även att vissa underliggande antaganden kan få stora konsekvenser i mängd armering som krävs. I Malm (2006), studerades olika metoder för att beräkna sprickbredd i betongkonstruktioner och studera resulterande påkänning i armeringen. I denna jämförelse framgår tydligt att metodiken i EK 2 leder till störst påkänningar och sprickbredd (dvs ökat armeringsbehov) jämfört mot övriga normer Figur 4-6. Enligt BBK fanns möjligheten att välja spricklutningen inom ett visst intervall. Skillnaden mellan de två beräkningarna för BBK visar att detta val av spricklutning har en mycket stor inverkan på resulterande sprickbredd. Malm (2006) konstaterar att den spricklutning som motsvarar att armeringsspänningen utjämnas i de två armeringsriktningarna gav bäst överensstämmelse med observationerna i fält.



Figur 4-6 Beräknade sprickbredder i halva mittspannet på Älviksbron (0 m är vid stöd och 70 m är i fältmitt) från Malm (2006).

I rapporten av Blomdahl m.fl. (2016) studerades skillnaden i beräkning av minimiarmering beroende på vilken av metoderna i EK 2 som tillämpades. I denna rapport visades även att valet av tillåten sprickbredd har en stor inverkan på mängden minimiarmering som krävs. I Figur 4-7 illustreras en jämförelse i beräkning av erforderlig minimiarmering för ett typiskt fall för vattenkraftkonstruktioner. I detta fall antogs att betongen motsvarar C30/37 där konstruktionen antas vara i kontakt med strömmande vatten. Som det framgår från denna jämförelse så ger metoderna enligt avsnitt 7.3.3 i EK 2 som baseras på beräkning av sprickbredd mycket högre armeringsmängd jämfört mot den enklare metoden enligt avsnitt 7.3.2. Figuren visar även att EK 2 ger signifikant mycket högre mängd minimiarmering än BBK 04. Björnberg och Johansson (2013), visade dock att minimiarmeringsmängden enligt BBK 04 i många fall blir väldigt låg och riskerade att resultera i grova sprickor.



Figur 4-7 Beräknad erforderlig armering för olika tvärsnittstjocklekar, från Blomdahl m.fl. (2016).

5 Förebyggande åtgärder

I avsnitt 2, 3 och 4 beskrivs de olika sprickorsakerna och de bakomliggande mekanismerna samt hur man i regelverk ser på begränsning av sprickrisk och sprickvidder. I föreliggande avsnitt ges en sammanfattning av åtgärder som kan vidtas för att minska risken med besvärande sprickbildning. Sammanfattningsvis är åtgärder för att minska risken för temperaturrelaterad sprickbildning under hårdnandet, och fullgod hårdning efter gjutning, de viktigaste faktorerna för att undvika omfattande sprickbildning i nya grova vattenbyggnadskonstruktioner. En generell rekommendation är trots detta att även väga in de potentiella konsekvenserna av ev. uppträdande sprickbildning i varje enskild konstruktionsdel. För hårt exponerade konstruktioner, som t.ex. permanent dämmande delar eller konstruktioner i vattenvägar (inre eller yttre) bör rimligen större möda på att nå sprickfrihet läggas. För andra typer av mindre utsatta delar (t.ex. inomhus i torrhet) kan ett övervägande mellan kostnaden för sprickreducerande åtgärder ställas mot ev. injekteringsbehov i händelse av uppträdande sprickbildning. En injekterad betongkonstruktion når vanligtvis inte samma höga prestanda och kvalitet som en, från start, homogen konstruktion.

5.1 PROJEKTERINGSFAS

5.1.1 Säkerställa goda grundläggningsförhållanden

För att minimera risken för att ojämna sättningar under enskilda monoliter, eller en hel dammdel, vilket skulle kunna orsaka spänningar och sprickbildning, är tillräckligt omfattande grundundersökningar och vid behov förstärkning av grundläggningen en bra plattform. Överraskningar i entreprenadfasen orsakar för övrigt ofta omfattande kostnadsfördyringar och förseningar i projekt.

5.1.2 Undvika överpresterande betong

Undvika överpresterande betong genom att föreskriva rimliga vattencementtal (ej onödigt låga), tillräckligt hög hållfasthet och en maximalt accepterad cementmängd. Det innebär t.ex. att betongleverantörer inte kan använda cement för att optimera reologin hos den färskas betongen/kompensera för dåligt proportionerande ballastmaterial.

När tillsatsmaterial som flygaska och slagg används är hållfasthetsutvecklingen ofta långsammare och då kan kravet på hållfasthet istället relateras till 56 eller 91 dygn (istället för 28 dygn).

5.1.3 Begränsa värmeutveckling och tvång

I linje med att undvika överpresterande betong kan även en genomlysning av möjligheterna att reducera värmeutvecklingen från den hårdnande betongen vara gynnsam med hänsyn till sprickrisken. Vanligtvis görs det först genom att reducera cementmängden så långt det är möjligt i relation till krav på hållfasthet och vattencementtal m.a.p. beständighet. Därefter kan ett utbyte av portlandcement

mot blandcement med lägre värmeutveckling eller att minska mängden cement och istället använda tillsatsmaterial som flygaska och slagg vara en annan väg för positiv inverkan på värmeutvecklingen.

Eftersom den högsta temperaturen under hårdnandet är direkt kopplad till gjuttemperaturen på den färska betongen för grova konstruktioner, bör gjuttemperaturen begränsas till så låg som möjligt med hänsyn till rådande utomhustemperatur.

I sista hand kan efterkylning med cirkulerande vatten i ingjutna rör blir en åtgärd för att minska risken för temperaturrelaterade sprickor.

5.2 ENTREPRENADFAS

5.2.1 Begränsa värmeutveckling och tvång

Krav på låga temperaturer på den färska betongen kan behöva kompenseras/hanteras genom tidig täckning av nygjutna ytor för att förhindra tidig frysning vintertid, vilket är att föredra jämfört med att använda varmbetong i onödan som istället riskerar ge temperatursprickor.

Om gjutetapper planeras väl för så fria rörelser som möjligt eller om angränsande konstruktioner, som ska motgjas, värms upp före gjutning så minskar temperaturgradienten mellan dessa och således även tvånget.

5.2.2 Hög kvalitet på betongtillverkning och gjutarbeten

Undvik om möjligt kraftigt retarderade betonger vilket riskerar öka risken för plastiska krympsprickor p.g.a den uttorkning som sker före hydratationen tar fart. För stora projekt bör platstillverkad betong övervägas om alternativet är långa transporter från betongfabrik.

Anpassa stighastighet, pallhöjd och vibreringsinsats efter gjutningens geometri och armeringsmängd. Vid höga gjutningar planera för eftervibrering. Allt i syfte att minska risken för sättsprickor.

5.2.3 Fullgod härdning efter gjutning

Ta hand om betongen efter gjutning genom fullgod härdning (skydd mot frysning/vind/värme och fuktavgång samt tillförsel av fukt) så snart som möjligt efter gjutning och fortsättning tills betongen når minst ca. 70% av 28-dygns hållfastheten. Vid låga vct (< 0,45) kan vattendimning av ytan ske direkt efter gjutning. Risken för krympsprickor minskar kraftigt med dessa åtgärder.

Anpassa formrivningstider för att undvika hastig nedkylning av ytor, men samtidigt möjliggöra fullgod härdning (t.ex. genom att "lätta" på formarna för att få ner vatten utan att exponera ytor fritt) efter rådande utomhusförhållanden.

5.3 UPPFÖLJNING

En central del inför ett nytt projekt är att ha tillgång till erfarenheter från redan genomförda projekt. Vikten av att följa upp för att se om man nått framgång med de sprickreducerande åtgärderna i tidigare projekt kan inte nog understrykas.

Eftersom vissa typer av sprickbildning (orsakade av t.ex. sättningar, krympning) kan uppträda långt efter projektavslut bör riktade insatser för att göra uppföljningar vara en naturlig del av företagets kvalitetssäkring inför nya och kommande projekt. Även löpande uppföljning i pågående projekt är viktiga eftersom det ofta förekommer faser eller projektetapper där nyvunna erfarenheter kan användas för att minska risken för sprickor i nästa skede.

6 Slutsatser

Möjligheterna att minska sprickrisken vid nybyggnad av grova vattenbyggnadskonstruktioner är många och både kan och bör göras i alla steg av byggprocessen. Redan vid projekteringen kan såväl konstruktiv utformning som föreskrivande av rimliga/relevanta material- och utförandekrav för betong lägga en bra grund för sprickfria konstruktioner. Undvikande av överprestanda på betong är en nyckelfaktor men ska ändå göras med föresatsen att nå önskade funktionskrav i termer om vattentäthet, stabilitet och bärförmåga samt beständighet på den färdiga konstruktionen. Valen som görs vid projekteringen ska också göras så att förutsättningarna för ett högkvalitativt utförande i byggfasen finns. Bedömningen av risken för temperaturrelaterad sprickbildning och eventuella åtgärder däremot bör hantleras redan i projekteringsskedet men även i samverkan med entreprenören när väl byggfasen inleds.

Entreprenörens ansvar blir, oavsett entreprenadform, att genomföra byggandet med generellt högt kvalitetsmedvetande och kunskap om betydelsen av alla sprickreducerande åtgärder med primärt fokus på de åtgärder som kopplar till temperaturrelaterad sprickbildning och härdning. Rimlighetsbedömningar i ambitionen att nå fullständig sprickfrihet bör göras för mer sekundära konstruktioner som inte är hårt exponerade för t.ex. ensidigt vattentryck eller höga vattenhastigheter o.d.

7 Forskningsbehov

Vid framställning av denna rapport har följande områden identifierats som behöver forskningsinsatser:

- Skarpa övergångar i en konstruktionsdel mellan olika konstruktioner samt mellan överbyggnad och grundläggning leder till spännings- och töjningskoncentrationer, vilka kan verka som sprickanvisningar. Inom dessa områden krävs extra armering för att begränsa sprickans längd och bredd, vilket kan medföra svårigheter när det gäller fördelning av armering i konstruktionen. Problemet kan leda till ökade material- och utförandekostnader. Forskningsinsatserna kan bestå av datorbaserade modelleringar i kombination med fält- och laboratoriestudier.
- Hur pass avgörande är de sprickor som noteras för konstruktionens beständighet och stabilitet? Kan deras negativa inverkan avhjälpas genom enkla reparationsåtgärder?
- Inverkan av tvång från underliggande berg beroende på råhet och tjocklek på den betong som gjuts på bör studeras m.a.p. behovet av sprickarmering. Tvärsnittsvariationer kan ge spänningskoncentrationer vilket ökar sprickrisken, men tunnare pågjutningar kan också dra nytta av tvångets sprickfördelande effekt.
- Rekommendationer behöver tas fram för vilka provningar som behöver göras på nya bindemedelskombinationer för att få underlag till bedömningen av t.ex. temperaturrelaterade sprickrisker under hårdnandet.

8 Referenslista

- [1] Almgren, T., Sköld, M., Rapp, T., och Norlén, B., (2012). *Betong- och armeringsteknik*. Sveriges Byggindustrier.
- [2] BBK 04. *Boverkets handbok om betongkonstruktioner*.
- [3] Betonghandbok. (2017). *Betonghandbok Material - Delmaterial samt färsk och hårdnande betong - Del I*. Halmstad: Svensk Byggtjänst.
- [4] Betonghandbok. (2021). *Betonghandbok Material - Hårdnad betong, fysikaliska egenskaper och beständighet - Del II*. Stockholm: Svensk Byggtjänst.
- [5] Betonghandboken. (1994). *Betonghandboken Material*. Stockholm: Svensk Byggtjänst.
- [6] Billberg, P., Peterson, M., Westerholm, M., (2017). *Färsk betong*. I Betonghandbok – Material – Del I Delmaterial samt färsk och hårdnande betong, Kap. 8, 227–325. AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, www.byggtjanst.se, 2017.
- [7] Blomdahl, J., Malm, R., Nordström, E., Hassanzadeh, M., (2016). *Minimiarmering i vattenkraftens betongkonstruktioner – Förstudie*. Rapport 2016:234, Energiforsk.
- [8] Carlsson, J., (1985). *Brottmekanik*. Hållfasthetslära KTH, Stockholm, 1985.
- [9] Concrete Society Report, (2010). *Non-structural cracks in concrete*. Surrey: The Concrete Society, 2010. www.concrete.org.uk.
- [10] Emborg, M., Carlsson, C. A., Jonasson, J.-E., (2017). *Tidig egenskapstillväxt och hårdnande betong*. I Betong-handbok Material – Delmaterial samt Färsk och Hårdnande Betong Del I, kap. 9. Svensk Byggtjänst.
- [11] Emborg, M., Nilsson, L.-O., Nilimaa, J., Cyron, W., (2021). *Krympning hos hårdnande och hårdnad betong*. Betonghandbok Material – Hårdnad Betong, Fysikaliska Egenskaper och Beständighet Del II, kap. 18. Svensk Byggtjänst.
- [12] Fagerlund, G., (2017). *Struktur och strukturutveckling*. I Betonghandbok Material – Del-material samt Färsk och Hårdnande Betong Del I, kap. 10. Svensk Byggtjänst.
- [13] fib Model Code for Concrete Structures (2010). Berlin, Germany.: Ernst & Sohn, A Wiley Brand.
- [14] Justnes et. al. (1996). I Emborg, M., Carlsson, C. A., Jonasson, J.-E., (2017). *Tidig egenskapstillväxt och hårdnande betong*. I Betonghandbok Material – Delmaterial samt Färsk och Hårdnande Betong Del I, kap. 9. Svensk Byggtjänst 2017.
- [15] Lagundžija, S., & Thiam, M. (2017). *Temperature reduction during concrete hydration in massive structures*. Stockholm: KTH Betongbyggnad, TRITA-BKN. Master Thesis 514.

- [16] Malm R. (2006). *Shear cracks in concrete structures subjected to in-plane stresses*. Lic. Thesis. TRITA-BKN Bulletin 88. KTH Royal Institute of Technology.
- [17] Malm, R. (2019). *Erfarenheter från gjutning av grova betongkonstruktioner*. Stockholm: Energiforsk, rapport nr. 2019:558.
- [18] Malm, R., & Ansell, A. (2011). *Cracking of Concrete Buttress Dam Due to Seasonal Temperature Variation*. ACI Structural Journal, vol. 108, no. 1, , s.13-22.
- [19] Neville, A., & Brooks, J. (2010). *Concrete technology*. London, UK: Prentice Hall, 2nd edition.
- [20] Nilsson, L.-O., (2021). *Fukt och betong*. I Betonghandbok Material – Hårdnad Betong, Fysikaliska Egenskaper och Beständighet Del II, kap. 17. Svensk Byggtjänst.
- [21] Nordström, E., Lundgren, T., & Persson, M. (2021). *Klimatförbättrad betong till ny dammdel i Lilla Edet*. SwedCOLD Nyhetsbrev, ss. 13–15.
- [22] RIDAS. (2019). *Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet*. Energiföretagen Sverige. Stockholm: Energiföretagen Sverige.
- [23] RIDAS. (2021). *Energiföretagens riktlinjer för dammsäkerhet*. Energiföretagen Sverige. Stockholm: Energiföretagen Sverige.
- [24] SS-EN 13670:2009. (2012). *Betongkonstruktioner - Utförande*. Stockholm: SIS.
- [25] SS-EN 1992-1-1:2005. *Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1–1: Allmänna regler och regler för byggnader*.
- [26] Thun, H., Ohlsson, U., & Elfgren, L. (2006). *Concrete strength in old Swedish concrete bridges*. Nordic Concrete Research, nr. 35 .
- [27] Vecchio F. J. and Collins M. P., (1986). *The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, ACI, Vol. 83, No. 22, 1986, pp. 219–231.

SKADLIG SPRICKBILDNING I BETONG VID NYBYGGNAD

Det finns en stor mängd potentiella orsaker till att sprickbildning kan uppkomma med huvudorsak kopplad till t.ex. proportioneringen, tillverkningen, transporten, gjutningen eller härdningen av betongen. Några nyckelfaktorer för att minimera sprickrisken är t.ex. att undvika onödig överprestanda på betongen, begränsa värmeutveckling och tvång, god gjutetappsplanering samt fullgod härdning efter gjutning. Denna rapport presenterar ett underlag för beställare, projektörer och entreprenörer för att reducera risken för skadlig sprickbildning i dammkonstruktioner vid nybyggnad.

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.

