

MINIMIARMERING I VATTENKRAFTENS BETONGKONSTRUKTIONER

RAPPORT 2016:234



BETONGTEKNISKT PROGRAM
VATTENKRAFT



Minimiarmering i vattenkraftens betongkonstruktioner

Förstudie

JOHAN BLOMDAHL, RICHARD MALM, ERIK NORDSTRÖM &
MANOUCHEHR HASSANZADEH

ISBN 978-91-7673-234-2 | © 2015 ENERGIFORSK

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

Förord

För att fördela sprickor och därmed begränsa graden av sprickbildning hos betongkonstruktioner under avsvlningsfasen, introduceras armering. Projektet har kartlagt hur olika dimensioneringsmetoder påverkar graden av denna minimiarmering samt vilka möjligheter det finns att genomföra mer detaljerade numeriska beräkningar för att analysera ung betong.

Resultatet visar bl.a. att erforderlig mängd minimiarmering skiljer kraftigt beroende på vilka krav som ställs på betongkonstruktionen med avseende på sprickbredder samt vilken dimensioneringsmetod som används. Det visar också på ett behov av och möjligheter att genomföra mer detaljerade numeriska beräkningar för att analysera ung betong i komplexa och grova konstruktioner för jämförelser mot normberäkningar och mot mätningar av t.ex. temperaturutveckling.

Uppdraget har utförts av Sweco Energuide AB och har ingått i Energiforsks Betongtekniska program vattenkraft.

Stockholm november 2015



Cristian Andersson

Energiforsk

Sammanfattning

Under betongens härdning uppstår kemiska reaktioner där cement reagerar med vatten, vilket resulterar i värmeutveckling och hållfasthetstillväxt. För att fördela sprickor och därmed begränsa graden av sprickbildning hos betongkonstruktioner under avsvalningsfasen, introduceras armering. Denna armering benämns minimiarmering och syftar till att begränsa graden av uppsprickning orsakad av ojämn uttorkning, hög värmegradient och tvång i nygjuten betong.

Vattenkraftens betongkonstruktioner, så som dammar, utskov och kraftstationer, har vanligtvis grova dimensioner. Tvärsnittstjocklekar som är mellan en och flera meter tjocka är vanligt förekommande. För dessa grova betongkonstruktioner krävs därför åtgärder för att reducera temperaturgradienter orsakade under härdning och/eller armera konstruktionen så att sprickorna fördelas.

Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, RIDAS, baseras på en tidigare svensk norm, BBK, som idag är ersatt med Eurokoderna. Dessa dimensioneringsmetoder, avseende mängden minimiarmering, skiljer sig dock avsevärt. I denna förstudie presenteras en jämförelse mellan olika beräkningsmetoder för att dimensionera minimiarmering med eller utan krav på sprickbredder. Vid dimensionering enligt Eurokoderna av grova betongkonstruktioner fås signifikant högre andel armering jämfört mot tidigare dimensionering baserat på BBK för att förhindra ytuppsprickning i nygjuten betong.

Numeriska verktyg används i dag flitigt för att analysera sprickrisk och/eller sprickpropagering i ung betong. För detta ändamål finns det specialutvecklade programvaror men även möjligheten att tillämpa denna typ av beräkningar i generella kommersiella finita elementprogram. Det finns dock många olika metoder att beakta beteendet hos ung betong och graden av detaljeringsnivå skiljer i de studier som återfinns i litteraturen. I denna förstudie sammanfattas en litteraturstudie där det framgår att det finns många fall från litteraturen där kommersiella FE-program har använts för att analysera beteendet hos ung betong tillämpat på vattenkraftens betongkonstruktioner. Detta visar att detta är ett viktigt problem inom vattenkraftsområdet, där dammar och övriga av vattenkraftens betongkonstruktioner är komplicerade att utreda baserat på normer, främst eftersom dessa inte är anpassade för grova tvärsnitt.

Denna förstudie har haft till syfte att kartlägga hur olika dimensioneringsmetoder påverkar graden av minimiarmering som krävs samt vilka möjligheter det finns till att genomföra mer detaljerade numeriska beräkningar för att analysera ung betong. Som en fortsättning på denna studie krävs att jämförande studier där både avancerade numeriska beräkningar genomförs med olika val av detaljeringsgrad. Detta kan vara t.ex. olika sätt att simulera värmeutveckling, hållfasthetstillväxt, uttorkning etc. och där inverkan av dessa studeras och jämförs mot normberäkningar och framförallt mot resultat från uppmätta temperaturutveckling etc.

Summary

During hardening of concrete, chemical reactions between cement and water results in heat development and increased strength. In order to distribute cracks and thereby limit the extent of cracking, during the cooling phase of concrete structures, reinforcement is introduced. This reinforcement is normally called minimum reinforcement and is included with the purpose to limit the extent of cracking caused by uneven drying, high thermal gradients and restraint in newly cast concrete.

The hydropower concrete structures, such as dams, spillways and hydropower stations, normally have large cross-sectional thicknesses where it is common with a thickness in the interval of one to several meters. For these massive concrete structures, measures may be required to reduce thermal gradients caused by the hydration heat or to reinforce the structure to distribute these cracks.

The Guidelines of the Swedish power companies, RIDAS, is based on a previous code BBK which has been replaced with Eurocode. These design methods differ significantly regarding the design of minimum reinforcement. In this feasibility study, a comparison between different design methods (with or without requirements of maximum crack widths) is presented regarding the required amount of minimum reinforcement. In design according to Eurocode, significantly higher amount of reinforcement is obtained compared to the previous design method in BBK to prevent surface cracks in newly cast concrete.

Today, numerical tools are commonly used to analyse the risk of cracking or crack propagation in young concrete. For this purpose, specially developed software's are found, but there is also a possibility to use general commercial finite element programs. However, there are many different theories and methods to account for the behaviour of young concrete and the level of detail varies in the case studies found in the literature. In this feasibility study, a literature study is presented where it shows that commercial finite element programs have been used to a large extent to simulate the behaviour of young concrete used in hydropower structures. This shows that this is an important issue within the hydropower industry, where dams and other concrete hydropower structures are complicated to analyse based on codes and design standards, primarily since these codes are not adapted for these thick cross-sections.

This feasibility study was performed with the aim to map how the amount of minimum reinforcement is influenced by different design methods, but also to show the possibilities to performed detailed finite element analyses to evaluate the behaviour of young concrete. As a continuation of this feasibility study, comparative analyses are needed where advanced numerical analyses are studied for different level of detail, for instance regarding heat development, strength growth, drying etc. These results should be compared with the results from design methods and especially with results from in-situ measurements, such as temperature development, of real structures.

Innehåll

1	Inledning	9
1.1	Bakgrund	9
1.2	Syfte	10
1.3	Avgränsningar	11
2	Vattenkraftens grova betongkonstruktioner	12
3	Ung betong	15
3.1	Beteende för ung betong.....	15
3.2	Tvång	17
3.2.1	Inre tvång	17
3.2.2	Yttre tvång	17
3.3	Sprickrisk i grova resp. tunna betongkonstruktioner	18
3.4	Metoder för att reducera temperatursprickor i ung betong.....	18
4	Dimensionering av minimiarmering	21
4.1	Material och förutsättningar.....	21
4.1.1	Materialdata	21
4.1.2	Belastningsfall.....	21
4.2	Dimensionering enligt BBK04.....	22
4.3	Dimensionering av minimiarmering enligt Eurokod 2	23
4.3.1	Minimiarmering enligt Eurokod 2 kapitel 7.3.2.....	23
4.3.2	Minimiarmering vid beräkning av sprickbredder	26
4.4	Jämförelse mot andra dimensioneringsmetoder	27
4.4.1	Minimiarmering med SIS tolkning	27
4.4.2	Minimiarmering enligt Björnberg och Johansson (2013).....	28
4.4.3	Minimiarmering enligt DIN 1045-1:2008-08	30
4.4.4	Jämförelse mellan dimensioneringsmetod	30
5	Metoder för detaljerad analys av ung betong	33
5.1	Behov av materialdata	33
5.1.1	Värmeutveckling.....	35
5.1.2	Hållfasthetstillväxt	38
5.2	Tvång	42
5.2.1	Randvillkor och kontaktvillkor.....	42
5.2.2	Påtvingande laster och deformationer	43
5.3	Specialutvecklad programvara (2D värmeutveckling, sprickrisk)	44
5.4	Generella (kommersiella) FE program	44
5.5	Litteraturstudie / Tidigare utredningar	46
5.5.1	Inverkan av minimiarmering för sprickbredds begränsning	47
5.5.2	Construction of Portugues Arch Dam	48
5.5.3	SKB Concrete dome plug	50
6	Diskussion och slutsatser	54
6.1	Dimensionering av minimiarmering	54
6.2	Metoder för numerisk analys	55
6.3	Behov av framtida utveckling	55
7	Referenser	57

1 Inledning

Betongkonstruktioner ska sedan införandet av Eurokoderna dimensioneras för en minsta armeringsmängd kallad minimiarmering. Minimiarmeringens funktion är bland annat att reducera ytuppsprickning hos nygjuten betong orsakad av förhållanden som ger upphov till dragspänningar vid betongens yta, så som snabb uttorkning, hög värmegradient eller tvång. Därutöver syftar minimiarmeringen till att skapa många tunna sprickor istället för ett fåtal grova och genomgående sprickor i betongkonstruktionen.

Dimensioneringen av minimiarmeringen utgår från givna ekvationer i antingen BBK 04 (2004) eller i SS-EN 1992-1 även kallad Eurokod 2 (2008) och bygger på jämviktssambandet mellan betongens draghållfasthet inom en given area och spänningen i armeringen.

Tidigare utredningar har visat att mängden erforderlig minimiarmering ökat sedan övergången från tidigare gällande norm, BBK 04, till införandet av Eurokod 2. Anledningen till den ökade mängden minimiarmering beror till stor del på vilken betongarea som används vid beräkningarna för att ta upp dragspänningar.

Numeriska verktyg används i dag flitigt för att analysera sprickrisk och eller sprickpropagering i ung betong. Det finns dels specialutvecklade (2D) programvaror och möjligheten att tillämpa denna typ av beräkningar i de flesta generella kommersiella finita elementprogrammen. Graden av förenkling kan dock skilja avsevärt mellan de olika tillämpningarna för att beskriva ung betong.

Denna studie syftar till att jämföra olika beräkningsmetoder för att dimensionera minimiarmering med eller utan krav på sprickbredder. Dessutom, introduceras i denna rapport olika typer av numeriska metoder som kan tillämpas för analys av ung betong. I detta ingår även en beskrivning av viktiga fenomen som behöver beskrivas i de numeriska beräkningarna. Slutligen presenteras en sammanfattning från en litteraturstudie angående numeriska beräkningar på ung betong, där även några utvalda fallstudier presenteras.

1.1 Bakgrund

Vid tidigare tvärsnittsdimensionering, med avseende på minimiarmering, av grova betongkonstruktioner enligt BBK 04 antogs en effektiv betongarea som en parameter medan enligt Eurokod används betongytan inom tvärsnittets dragna zon. Skillnaden i tillvägagångssätt mellan de två normerna medför att stora tvärsnittsdimensioner, vilket är typiskt för vattenkraften (så som intagspelare, utskovspelare eller andra ofta grova konstruktioner), får större mängd erforderlig minimiarmering än tidigare.

I dag genomförs, i vissa fall, särskilda utredningar av spännings- och töjningsutveckling i nygjuten betong för att kontrollera att dragspänningarna som uppstår underskrider betongens draghållfasthet som funktion av dess härdning. Denna typ av analyser genomförs oftast av entreprenörer och konsulter med specialutvecklad programvara, t.ex. HACON (Dahlbom, 1992)

eller ConTest Pro (1999), i syfte att dimensionera åtgärder för att reducera sprickrisk (t.ex. kylrörens placering och dess effekt). Denna typ av beräkningar kan normalt kombineras med strukturmekaniska analyser för att analysera risk för uppsprickning (dvs indikerar områden där hållfastheten överskrids), men kan normalt inte beakta avancerade metoder för att simulera sprickbildning. Dessutom är en stor begränsning i de typer av programvaror som finns tillgängliga, att dessa endast kan beakta förenklade tvådimensionella problem.

I generella 3D FE programvaror så som t.ex. ABAQUS (ABAQUS Manual, 2013) och DIANA (DIANA Manual 2014), finns dock många olika materialmodeller utvecklade som kan tillämpas (och eventuellt vidareutvecklas) för att simulera ung hårdande betong. I doktorsavhandlingen av Bosnjak (2000) visades möjligheten att använda befintliga materialmodeller för t.ex. krypning och visco-elasticitet i konventionella 3D FE programvaror för att simulera spännings- och töjningsutveckling i ung hårdande betong med mycket goda resultat. I ett annat exempel på projekt, Malm (2014), presenteras ett fall där 3D FE programvaror tillämpas på liknande sätt för att simulera ung hårdande betong av en betongplugg. I detta fall används en icke-linjär materialmodell för att simulera uppsprickning i gränsskiktet mellan berg och betong, och resultatet jämförs mot mätningar av temperatur, töjning, deformationer etc.

1.2 Syfte

Denna rapport har till syfte att kartlägga hur olika dimensioneringsmetoder påverkar graden av minimiarmering som krävs samt vilka möjligheter det finns till att genomföra mer detaljerade numeriska beräkningar för att analysera ung betong. Detta arbete utgör därmed en förstudie till ett projekt som syftar till att analysera inverkan av mängden minimiarmering samt hur denna påverkar risken för uppsprickning i vattenkraftens betongkonstruktioner. Denna förstudie har bedrivits som en litteraturstudie i syfte att sammanställa information angående betongens utveckling i tidig ålder för att sedan bedöma hur skillnader i armeringsmängd mellan nu gällande norm Eurokod 1992-1-1:2005 och tidigare använd norm BBK 04 påverkar tidig uppsprickning i grova betongkonstruktioner. I detta ingår även att göra en sammanställning av möjligheterna för att analysera ung betong med avancerade numeriska beräkningar.

Vid en fortsättning av detta projekt avses att beskriva hur avancerade numeriska analyser kan användas för att analysera ung betong samt vilken detaljeringsgrad som kan krävas för att simulera risken för ytsprickor i vattenkraftens betongkonstruktioner. Syftet med projektet är inte att utveckla egna teoretiska materialmodeller för att beskriva utvecklingen av spänning och töjning i ung hårdande betong. Istället avses att utvärdera befintliga materialmodeller och utveckla en metodik för hur dessa kan implementeras i konventionella FE-analysprogram. För att metodiken ska bli lättillgänglig för aktörer inom vattenkraftsbranschen ämnas även att skriva en tillämpningsvägledning som beskriver tillvägagångssätt och tillämpning av den utvecklade metodiken. Vägledningen ska sedan kunna användas för att simulera och dimensionera grova betongkonstruktioner med avseende på minimiarmering.

Detta projekt utgör således en bakgrund/förstudie till framtida projekt som syftar till att ta fram lämpliga dimensioneringsregler avseende minimiarmering för vattenkraftens grova betongkonstruktioner. Dagens dimensioneringsregler är utvecklade för hus och anläggningskonstruktioner som är mycket slankare än vattenkraftens betongkonstruktioner. Därmed krävs att svenska vattenkraftsindustrin gemensamt satsar på forskning och utveckling för att utveckla uttryck för minimiarmering som är adekvata för grova tvärsnitt.

Hypotesen är att uppdaterade regler ska kunna leda till mer ekonomiska konstruktioner (pga mindre armeringsmängd) och bättre beständighet (pga dagens problem med gjutning och vibrering vid stora armeringsmängder).

1.3 Avgränsningar

Föreliggande förstudie har genomförts i syfte att ta sammanställa och sammanfatta viktigt underlag för fortsatt arbete inom detta forskningsområde. Detta innebär att arbetet har bedrivits primärt som en litteraturstudie och endast enstaka, enklare, beräkningar har genomförts i syfte att belysa vissa skillnader mellan beräknad minimiarmeringsmängd baserat på olika normer. Vid utvärdering av normer har fokus valts att lägga på metodik enligt RIDAS som baseras på BBK04 samt även nu gällande metodik enligt Eurokod. Som komplement, presenteras även vissa utvalda metoder från bl.a. tyska DIN normen samt föreslagna förändringar av Eurokod 2.

Vid redovisningen av numeriska metoder för analys av ung betong presenteras endast de mest väsentliga aspekterna som behöver beaktas vid analys av ung betong. I detta avsnitt ingår även en kort presentation av arbeten som finns tillgängliga i litteraturen samt vilken typ av programvara som används för dessa studier. I denna förstudie har ingen värdering lagts på de olika programvarornas möjligheter att analysera ung betong.

2 Vattenkraftens grova betongkonstruktioner

Alla vattenkrafts- och dammanläggningar innehåller betongkonstruktioner, vanligtvis i grova dimensioner (>1 m). Även fyllningsdammar har oftast delar av betong som t.ex. kan utgöras av ett utskovsparti. Se Figur 2-1, Figur 2-2, Figur 2-3 och Figur 2-4 för exempel på vattenkraftens betongkonstruktioner.



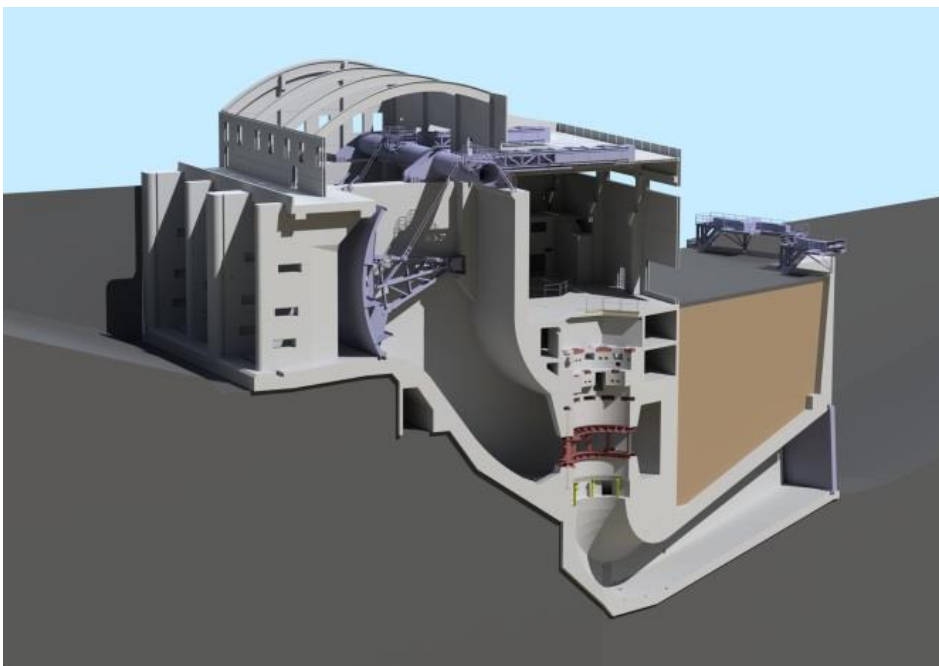
Figur 2-1 Exempel på en massivdamm Grand Coulee Dam, från https://sv.wikipedia.org/wiki/Grand_Coulee-dammen



Figur 2-2 Exempel på en betonglamelldamm, Rätan, från <https://vattenkraft.info/?id=425>.



Figur 2-3 Exempel på en utskovsdamm.



Figur 2-4 Exempel på kraftstation.

De krav som ställs på betongkonstruktioner inom vattenkraften är att de ska skapa god och högsta möjliga dammsäkerhet för dammar och förutsättningar för en avbrottsfri och effektiv elproduktion i kraftstationsanläggningar.

För betongdammars ställs krav på täthet, bärförmåga och stabilitet både vid dammens uppförande och under hela dess livslängd. Sprickor i betongen kan leda till läckage och fortskridande nedbrytning av betong genom t.ex. urlakning. Läckage kan också resultera i olägenheter med inre erosion om

betongkonstruktionen ingår som en del av eller angränsar till en fyllningsdammskonstruktion.

Kraftstationsbyggnader av betong utgör en dämmande del i någon eller några delar av konstruktionen, se Figur 2-4. I en underjordsstation är de delar som dämmer uppströmsytan vanligtvis tilloppstuben och spiralen. I en ovanjordsstation kan hela intagsbyggnaden/kraftstationens uppströmssida utgöra en del av dammen i kombination med de inre vattenvägarna uppströms om aggregatet.

Sprickor i kraftstationsdelarnas dämmande betongkonstruktioner kan ge nedbrytning genom urlakning och reducerad bärförmåga. Läckage kan också ge olägenheter med hantering av det inläckande vattnet i kombination med kalkutfällningar. Igensättning av dränagesystem, mögel och estetiskt mindre tilltalande betongytor är några aspekter. Sprickor i inre vattenvägar av betong där höga fallhöjder råder kan ge kraftiga läckage som också kan vara svåra att tätta utan att torrlägga vattenvägen.

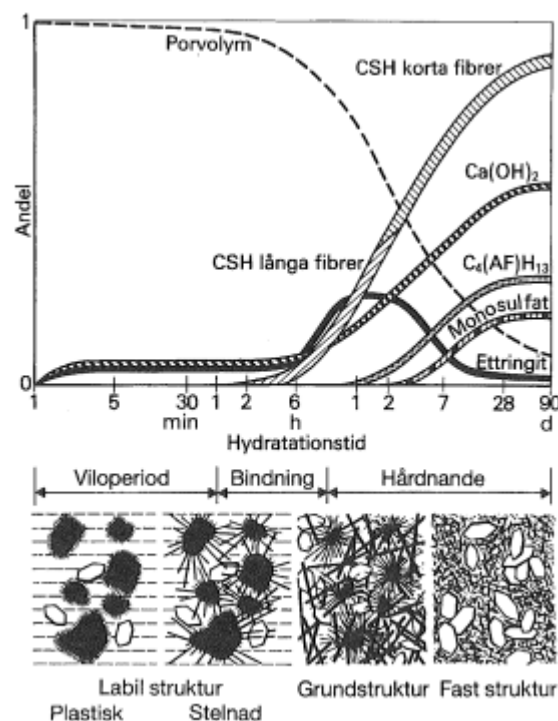
Om sprickbildning uppstår i anslutningspunkter för kraftöverförande konstruktioner som armkors från lager och statorupplag så förändras styvheten i konstruktionen. Eftergivligheten kan bli större än turbin- och generatorleverantör förväntat sig i upplagen vid anpassning av toleranser (lagerspel, luftgap etc.). Vibrationer och förhöjda generatortemperaturer kan bli följderna av detta. Sämre driftssäkerhet och förkortad livslängd på aggregatet är två möjliga effekter av detta.

Med ovanstående beskrivning av kraven på betongkonstruktioner inom vattenkraften är det därför viktigt att, så långt det är praktiskt möjligt, minimera mängden sprickor i konstruktionerna. De finns många källor till sprickbildning, men för att begränsa mängden sprickor måste spännings- och töjningsutvecklingen i betong kunna modelleras och beaktas för att anpassa mängden armering som behövs för att begränsa sprickbredderna.

3 Ung betong

3.1 Beteende för ung betong

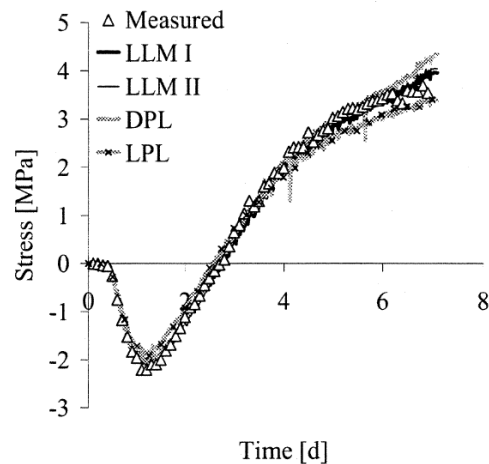
När de olika delmaterialen i betong har blandats, benämns betongen som "färsk betong". Den färska betongen bibehåller sina egenskaper i normalfallen i ungefär 2 till 4 timmar. Under den tiden skall betongen transporteras, gjutas och kompakteras. De krav som ställs på den färska betongen är knutet till behovet att skapa ett väl kompakterat och homogent material. I Figur 3-1 visas de tidigaste cementreaktionernas utveckling under hydrationsförloppet.



Figur 3-1 Hydrationsförlopp enligt Locher et al. (1976).

Efter gjutning och kompaktering, uppstår kemiska reaktioner då klinkerkomponenterna i cementet reagerar med vatten. Detta resulterar i en hårdnande mikrostruktur hos cementen som därigenom leder till hårdnande betong. De kemiska reaktionerna resulterar i hållfasthetstillväxt och värmeutveckling. Den avgörande tidsperioden av betongens hårdnande, speciellt vad gäller temperaturutvidgning och följderna därav, är ca 4 till 24 timmar efter blandning. Hållfasthetstillväxten fortsätter sedan under mycket lång tid men med avtagande hastighet. Hårdnandefasen är väsentlig för produktionsstyrning vad gäller härdning, glättning, formrivning, uppspänning etc. Betongen beter sig under de första timmarna efter gjutning plastiskt och inga spänningar kan uppmätas. Efter ca 4-6 timmar tilltar betongens hållfasthet och

i samband med att temperaturutvecklingen ökar så uppstår tryckspänningar i konstruktionen. När sedan betongen svalnar av så kommer dragspänningar att utvecklas (Emborg, 1989). Förloppet kan t.ex. ses i Figur 3-2 efter Larson (2003).



Figur 3-2 Spänningsutveckling i ung betong, från Larson (2003).

Det finns en mängd olika inre faktorer som påverkar risken för betongens risk för uppsprickning p.g.a. temperatur. Nedan beskrivs ett antal viktiga faktorer mer ingående.

Temperaturutvecklingen i betongen

Påverkas av t.ex. vilken typ av cement och vilken mängd som används. Olika cement ger olika snabb värmeutveckling och olika maximalt utvecklad värmemängd. Används tillsatsmaterial som t.ex. flygaska för att ersätta delar av cementet sänks värmeutvecklingen.

Betongens mekaniska egenskaper

Betongens hållfasthetsutveckling påverkas bl.a. av vilken typ av cement och vilken mängd som används. Även valet av vattencementtal (vct) och typ av ballast påverkar hållfastheten. Utöver betongens hållfasthet varierar även materialets E-modul och tvärkontraktion vid olika kombination av ovanstående parametrar.

Olika betongsammansättningar kryper (icke-elastisk deformation) olika mycket under last och i olika skeden av betongens egenskapsutveckling. Det påverkas av bl.a. vct och ballasttyp. Betonger med låga vct (<0,45) uppvisar en självuttorkande effekt p.g.a. vattenbrist vilket ibland benämns autogen krympning vilket ger upphov till spänningar.

Olika ballasttyper har olika temperaturexpansions- och kontraktions-egenskaper, vilket har betydelse för sprickrisken. Det i kombination med att

betongens egenskaper förändras gör att betongens expansions- och kontraktionsegenskaper är olika under uppvärmning och avsvälning.

Omgivande faktorer

Utöver betongens inre egenskaper har omgivande yttre klimatfaktorer stor betydelse vilka kan omfatta betongmassans gjuttemperatur, formmaterial, omgivningstemperatur, temperaturen på motgjutna konstruktioner, vindhastighet och effekten av solstrålning.

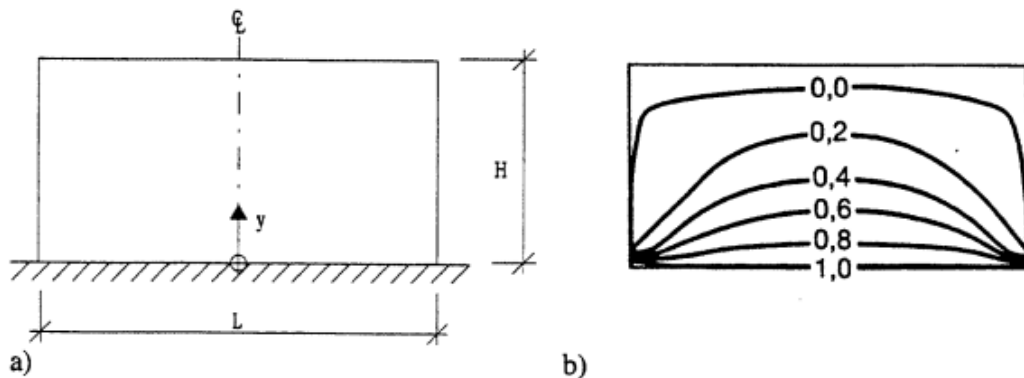
3.2 Tvång

3.2.1 Inre tvång

Över tvärsnittet på en konstruktion kommer temperaturskillnader att uppstå mellan de inre och yttre delarna under uppvärmnings- och avsvälningssfasen. Vanligtvis är temperaturen vid betongens yta lägre än inne i konstruktionen. När ytan erhåller en lägre temperatur så håller de inre delarna emot och förhindrar att kontraktion kan uppstå. Således finns ett inre tvång i konstruktionen. Därför ger inre tvång en risk för att ytsprickor utvecklas. Ytsprickor som uppstår under uppvärmningsfasen brukar vanligtvis sluta sig, medan ytsprickor som uppstår under avsvälningssfasen kan bli kvarstående. Ytsprickor från avsvälningen brukar dock vara just ytliga (inte genomgående).

3.2.2 Yttre tvång

Alla konstruktioner gjuts emot en angränsande konstruktion (t.ex. gamla eller tidigare gjutetapper eller ett underlag av berg eller grusmaterial). De angränsande konstruktionerna ger upphov till ett tvång som förhindrar den nygjutna betongen att röra sig fritt. Graden av tvång från den angränsande konstruktionen avtar med avståndet från fogkontakten. I Figur 3-3 visas hur tvånget varierar med avståndet till fria ränder och ett underlag av t.ex. berg. Ett yttre tvång på en konstruktion ger en risk för genomgående sprickor som uppstår vinkelrätt mot tvånget.



Figur 3-3 a) Vägg gjuten med full vidhäftning på ett underlag av berg, b) Grad av tvång för en vägg med förhållandet $L/H=2$. Från Emborg et al. (1997).

3.3 Sprickrisk i grova resp. tunna betongkonstruktioner

Betongkonstruktionerna inom vattenkraften har vanligen anseliga dimensioner och därigenom är också effekten av temperaturstegringen och avsvlningen större än i tunna konstruktioner. Risken för både genomgående sprickor p.g.a. yttre tvång och ytsprickor orsakat av inre tvång ar därför uppenbar.

En effekt av konstruktionens tjocklek ar enl. Emborg et al. (1997) att det för de grövre konstruktionerna främst är betongens egna materialegenskaper (hydratation, mognad och krypning) som påverkar risken för sprickbildning.

För tunnare konstruktioner ar den större ytan i förhållande till betongens volym mer avgörande med större inverkan av t.ex. formmaterial, isolering, vind och solstrlning. Hela betongen påverkas mer av yttre omständigheter än en grov konstruktion.

3.4 Metoder för att reducera temperatursprickor i ung betong

Om risken för att temperaturrelaterad sprickbildning bedöms vara högre än en acceptabel nivå så måste åtgärder vidtas för att minimera risken.

Nedan listas ett antal olika åtgärdsalternativ vilkas lämplighet bäst utprovas genom att utföra simuleringar av deras effekt med numeriska beräkningsverktyg anpassade för detta.

Modifiering av betongens egenskaper:

- sänkt cementshalt (optimering av hållfasthetsklass, ersättning av delar av det rena portlandcementet med tillsatsmaterial som t.ex. puzzolaner)
- byte av cementtyp/användning av blandcement (minskad värmeutveckling)
- sänkning av betongens gjuttemperatur (isinblandning, kylda delmaterial)

Minskning av effekt från omgivning

- täckning av betongytor (minska avkylning av ytor)
- värma upp motgjutna konstruktioner
- gjutetappsplanering
- minska friktion från underlag (plastfolie)

Temperaturreglering under härdningsförloppet:

- installation av kylrör för bortledning av värme (luft-/vattenfyllda)

Temperaturreglering under härdningsförloppet:

- installation av kylrör för bortledning av värme (luft-/vattenfyllda)

Utöver ovanstående metoder för att minska risken för temperaturrelaterad sprickbildning så kan även sprickbredden för de uppkomna sprickorna begränsas. Detta görs med armering, se kapitel 4.

4 Dimensionering av minimiarmering

Minimiarmering i betongkonstruktioner har till syfte att uppta de dragspänningar som uppstår vid härdningsförloppet i form av förhindrad deformation, samt att minska risken för ett eventuellt sprött brott i konstruktionen. Denna studie fokuserar på minimiarmeringen och dess förmåga att bära de dragspänningar som orsakas av hindrad deformation för att skapa en sprickfördelande funktion. Med sprickfördelande funktion avses här att utforma och dimensionera den armerade betongkonstruktionen så att många sprickor med liten sprickbredd erhålls istället för ett fåtal genomgående sprickor med större sprickbredd.

De nu gällande Eurokoderna och tidigare norm använder sig av ett generellt jämviktssamband mellan betongens draghållfasthet inom en given area och stålets draghållfasthet för att dimensionera minimiarmeringen.

I nedanstående avsnitt redovisas skillnader i minimiarmeringsmängd beroende av dimensioneringsförutsättning utifrån ett fiktivt dragbelastat tvärsnitt.

4.1 Material och förutsättningar

4.1.1 Materialdata

RIDAS (2011) anger för betongdammar en lägsta betonghållfasthet om C25/30 men för större typer av dämmande konstruktioner krävs ofta en högre hållfasthet för att klara påfrestningarna varför följande materialdata valts för jämförelse mellan beräkningsnormer.

Betong C30/37 med $f_{ctm} = 2,9$ MPa, $f_{ctk} = 1,90$ MPa.

Täckande betongskikt 70 mm, för ytor mot strömmande vatten.

Armering av dimension $\phi 25$.

Armeringens flytgräns 500 MPa.

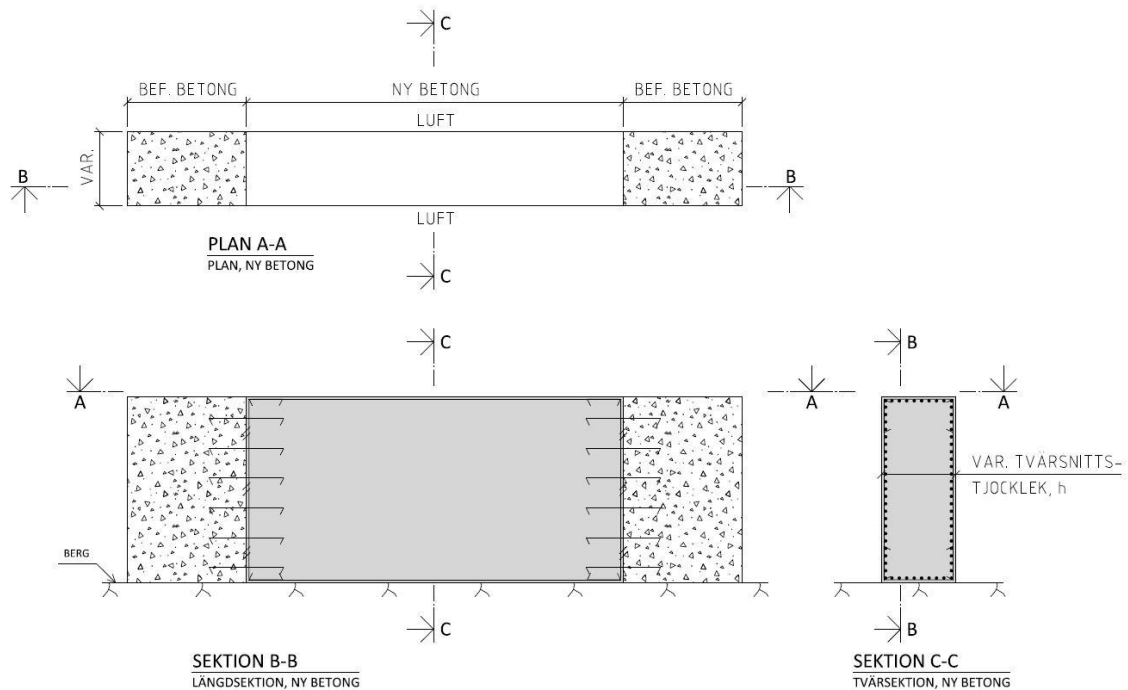
4.1.2 Belastningsfall

I undersökt belastningsfall antas ny betong platsgjuts mellan befintliga konstruktioner så att ett rent dragbelastat tvärsnitt uppstår enligt Figur 4-1. Det undersökta belastningsfallet motsvarar ett värsta tänkbara fall gällande den mängd minimiarmering som krävs då kontraktion av betongmassan ej tillåts. Vid andra randvillkor, tex vid tillåten krympning längs med de vertikala ränderna kommer dragspänningarna reduceras vilket därmed även leder till en reducerad mängd minimiarmering.

I beräkningarna har betongtvärsnittets tjocklek, h , varierats mellan 300 mm och 5000 mm, dock redovisas andra intervall i grafer under respektive

dimensioneringsmetod för att påvisa intressanta fenomen som annars ej skulle framträda lika tydligt.

I samtliga redovisade armeringsdiagram presenteras tvärsnittets totala armeringsbehov, $A_{s,min}$, per höjdmeter, dvs den mängd armering som placeras på konstruktionens båda sidor som angränsar mot luft.



Figur 4-1 Skiss på aktuellt lastfall

4.2 Dimensionering enligt BBK04

Enligt BBK 04 (2004) kapitel 4.5.6 kan minimiarmering för begränsning av sprickor orsakade av tvång dimensioneras utifrån antagandet att armeringen ska klara att uppta den kraft som uppstår i en effektiv betongarea precis innan uppsprickning sker. Minimiarmering enligt BBK 04 tar inte hänsyn till sprickbredder eller sprickavstånd utan kontrollerar endast om tillräcklig mängd armering används för att omfördela spänningen från betongen till armeringen.

$$A_s \geq \frac{A_{ef} * f_{cth}}{\sigma_s}$$

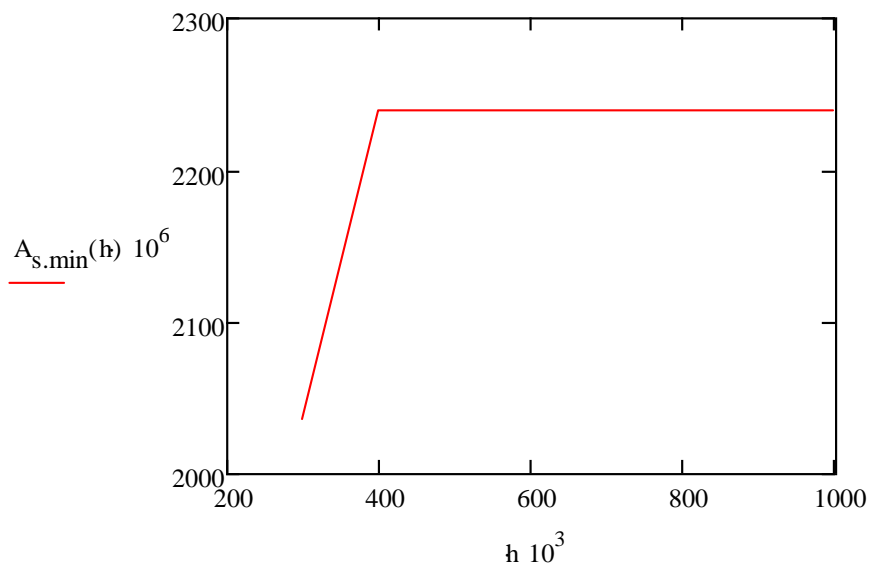
där

A_s är minimiarmeringsarean

A_{ef} är effektiv betongarea

- σ_s är dragspänningen i armeringen, begränsad till 420 MPa eller f_{yk} , om detta är lägre.
- f_{cth} är ett högt värde för den aktuella betongens draghållfasthet enligt avsnitt 2.3.2c där $f_{cth} = 1,5 \cdot f_{ctk}$.

Den effektiva betongarean, A_{ef} , beräknas utifrån aktuellt tvärsnitt och belastningsfall enligt Figur 3.5.5c i BBK 04. Den effektiva betongarean för det aktuella dubbelarmerade tvärsnittet utsatt för drag begränsas till maximalt $2 \cdot (2c + \phi) = 0,33 \text{ m}^2$ dock högst $h/2$, där c är basmått för täckande betongskikt och ϕ är armeringsdimension. Detta innebär att den effektiva betongarean med aktuella förutsättningar blir konstant för tvärsnittstjocklekar bredare än 330 mm vilket resulterar i att även mängden minimiarmering för aktuellt lastfall blir konstant för tvärsnittstjocklekar bredare än 330 mm. I Figur 4-2 nedan, redovisas beräknad minimiarmeringsmängd för det aktuella tvärsnittet vid dimensionering enligt BBK 04 som funktion av tvärsnittets tjocklek (höjd). I figuren presenteras resultat för en varierad tvärsnittstjocklek mellan 300 mm till 1000 mm.



Figur 4-2 Minimiarmeringsmängd dimensionerat enligt BBK04 4.5.6.

4.3 Dimensionering av minimiarmering enligt Eurokod 2

4.3.1 Minimiarmering enligt Eurokod 2 kapitel 7.3.2

Eurokod 2 (2008) ger möjlighet för att använda andra, mer avancerade, numeriska metoder för att beräkna mängden minimiarmering. Om denna typ av beräkningar ej utförs, ska minimiarmering dimensioneras utifrån jämvikts-sambandet mellan dragkraften i betongen precis före uppsprickning och kraften i armeringen vid flytgränsen enligt nedan.

$$A_{s,min} = \frac{k_c * k * f_{ct,eff} * A_{ct}}{\sigma_s}$$

där

$A_{s,min}$ är minimiarmeringsarean

A_{ct} är betongarean inom den dragna zonen

k_c är en koefficient som beaktar spänningsfördelningen inom tvärsnittet

k är en koefficient som kompenserar för inverkan av ojämna egenspanningar som medför en minskning av tvångkrafter.

$f_{ct,eff}$ är medelvärdet på betongens draghållfasthet vid den tidpunkt då första sprickan förväntas uppkomma

- är lika med draghållfastheten f_{ctm} eller lägre ($f_{ctm}(t)$), om sprickbildning förväntas inom 28 dygn efter gjutningen

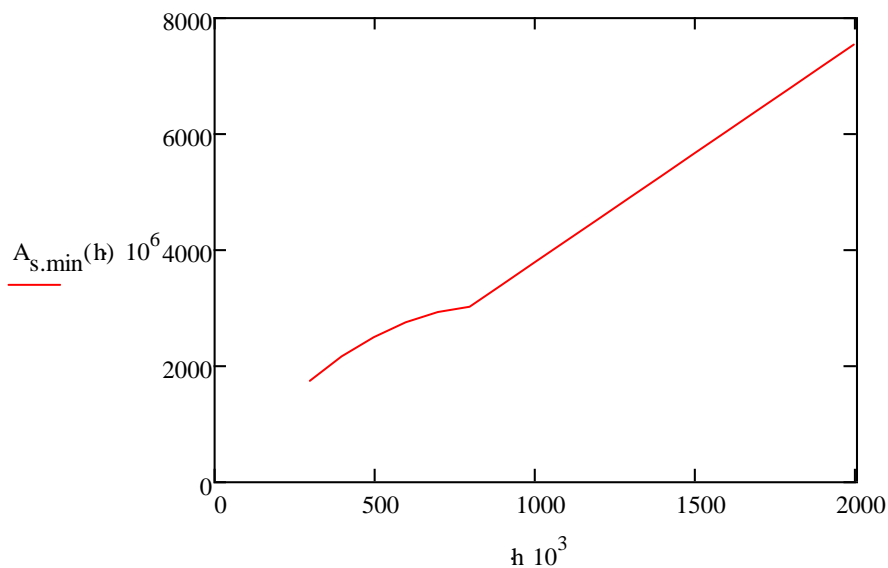
σ_s är dragspänningen i armeringen, begränsad till f_{yk} om ej lägre spänning krävs för att begränsa sprickbredder.

f_{cth} är den aktuella betongens draghållfasthet.

Skillnaden från tidigare gällande norm BBK 04 är dels införandet av de två koefficienterna k och k_c som tar hänsyn till spänningsuppkomsten och hur tvärsnittet påverkas av ojämna egenspanningar. I denna studie har inte bakomliggande underlag till val av brytnivåer för koefficienten k undersökts men det konstateras att minimiarmeringen för tvärsnittstjocklekar inom intervallet 300 mm till 800 mm följer en avtagande andragradsekvation som minskar det relativa armeringsinnehållet med ökat tvärsnitt. Vid tvärsnitt vars tjocklek överskrider 800 mm så ökar däremot mängden minimiarmering linjärt beroende på tvärsnittstjockleken.

Den andra stora skillnaden från tidigare gällande norm är definitionen på vilken betongarea som avses i jämviktssambandet. BBK 04 baserades på en effektiv betongarea kring armeringsjärnen medan EK2 (Eurokod 2, 2008) baseras på hela arean av den dragna betongen. Ursprunget till denna förändring har ej studerats i denna rapport men det kan konstateras att det ej längre finns en övre gräns för mängden minimiarmering.

I Figur 4-3 nedan redovisas beräknad minimiarmeringsmängd för det aktuella tvärsnittet vid dimensionering enligt grundekvationen i EK2 kapitel 7.3.2. I figuren visas resultatet för en varierad tvärsnittstjocklek från 300 mm till 2000 mm. Enligt figuren så ökar minimiarmeringsmängden linjärt för tvärsnittstjocklekar större än 800 mm.

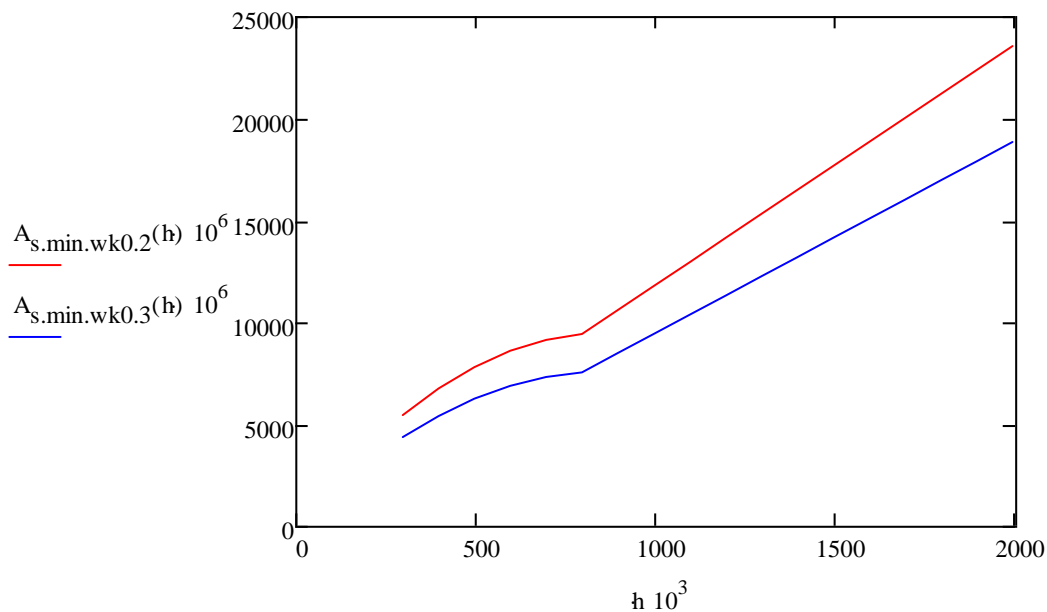


Figur 4-3 Minimiarmeringsmängd dimensionerat enligt EK2 7.2.3. Minimiarmering för sprickbredds begränsning utan direkt beräkning

Minimeringen enligt EK2 avsnitt 7.3.2 tar ej hänsyn till begränsning av sprickbredd vilket ofta är av betydelse för dämmande konstruktioner. RIDAS (2011) anger att för konstruktioner belastade av ensidigt vattentryck bör inte sprickbredden överstiga 0,20 mm. Tillåten sprickbredd för övriga konstruktioner mot luft bör inte sprickbredden överstiga 0,30 mm.

EK2 kapitel 7.3.3 (2) uttrycker som en förenkling av EK2 kapitel 7.3.4 att sprickbredderna sannolikt inte blir oacceptabla om stålspanningen i ekvation 7.1 reduceras enligt tabell 7.2N för sprickbildning huvudsakligen orsakad av tvång. Detta innebär att för sprickbreddskrav 0,3 mm med stångdimension 25 mm ska stålspanningen i uttryck 7.1 reduceras från 500 MPa till 200 MPa. Med samma armeringsdimension fast med 0,2 mm i sprickbreddskrav ska stålspanningen reduceras ytterligare till 160 MPa.

I Figur 4-4 nedan redovisas beräknad minimiarmeringsmängd för det aktuella tvärsnittet vid dimensionering enligt ekvationen i EK2 kapitel 7.3.2 med begränsad stångdimension och stålspanning enligt tabell 7.2N. Från figuren framgår det att detta leder till en avsevärt mycket högre mängd minimiarmering jämfört mot fallet som illustreras i Figur 4-3, där mängden armering har mer än fördubblats emot EK2 avsnitt 7.3.2.



Figur 4-4 Minimiarmningsmängd dimensionerat enligt EK2 7.3.3 med sprickbreddskrav, w_k , 0,2 mm respektive 0,3 mm.

4.3.2 Minimiarmning vid beräkning av sprickbredder

Vid dimensionering av minimiarmning för att begränsa sprickbredder enligt EK2 kapitel 7.3.4 multipliceras töjningsskillnaden mellan armering och betong med det maximala sprickavståndet.

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

Vid beräkning av sprickbredder på grund av förhindrad krympning kan grundformeln 7.9 skrivas om så att töjningsskillnaden mellan betong och armering uttrycks enligt:

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

där

ε_{cs} är slutkrympningens medelvärde hos betongen

k_t är en faktor som beror av lastens varaktighet

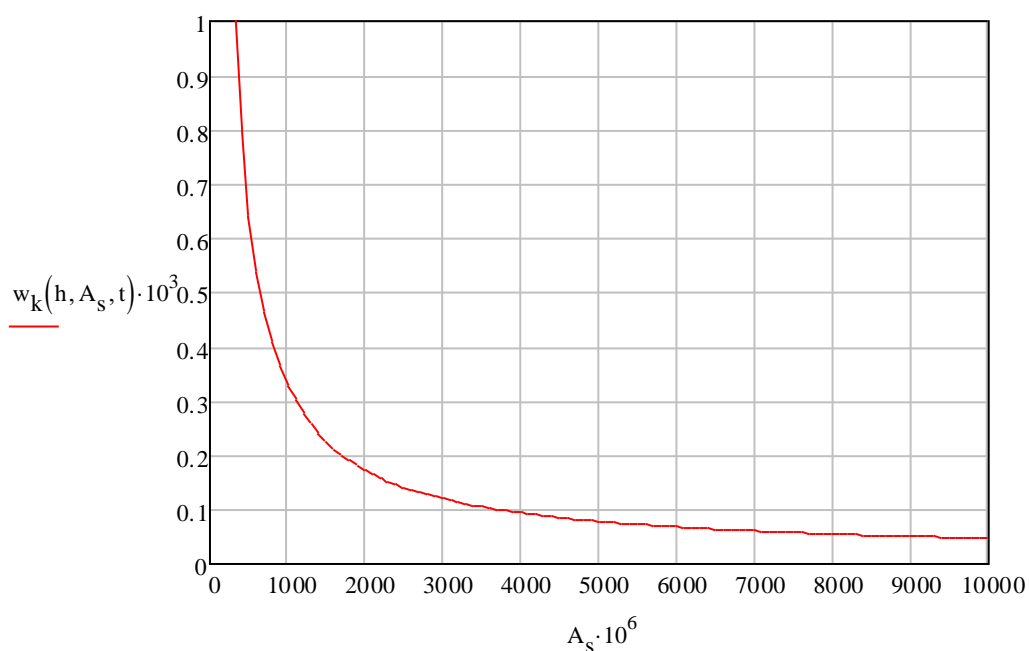
$\rho_{p,eff}$ är armeringsinnehållet för en effektiv betongarea

α_e är förhållandet mellan E_s/E_{cm}

σ_s är dragspänningen i armeringen, begränsad till f_{yk} om ej lägre spänning krävs för att begränsa sprickbredder.

Krav på sprickbredder för betongkonstruktioner dimensionerade för ett ensidigt vattentryck framgår av SS-EN 1992-3:2006 kapitel 7.3.1, (Eurokod 2, 2009). Beroende på vilket täthetskrav som ställs på konstruktionen kan sprickbredden beräknas därefter. Många dämmande dammkonstruktioner kan troligtvis härföras till täthetsklass 1 vilket innebär endast ett mindre läckage tillåts och att eventuella genomgående sprickor begränsas till sprickbredds krav inom intervallet $0,05 \leq w_{k1} \leq 0,2$ beroende på tryckgradientens storlek som tvärsnittet utsätts för.

I Figur 4-5 redovisas erforderlig minimiarmering i förhållande till sprickbredds krav. Ur figuren framgår att högre ställda krav på sprickbredder medför en exponentiellt tilltagande mängd armering.



Figur 4-5 Erforderlig minimiarmering för att uppnå krav på sprickbredd enligt EK2 kapitel 7.3.4.

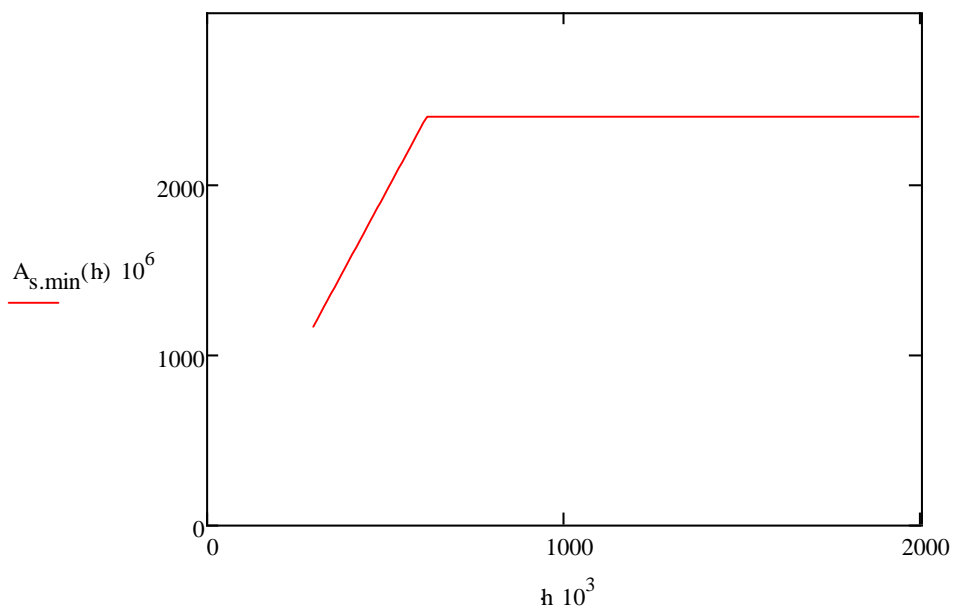
4.4 Jämförelse mot andra dimensioneringsmetoder

4.4.1 Minimiarmering med SIS tolkning

SIS (2015) resonerar kring formuleringen i EK2 7.3.2 (1)P "vid krav på sprickbredds begränsning" och dess påverkan för tjocka plattor. Enligt deras tolkning behöver inte den inre delen (centrum) av tvärsnittet nödvändigtvis uppfylla kravet på sprickbredds begränsningar utan att endast kanterna förses med sådana krav. Vid sådan kravställning anses det att en effektiv betongarea kring ytarmeringen är tillräcklig varför mängden minimiarmering skulle kunna reduceras i jämförelse med grundekvationen i kapitel 7.3.2, dock ska koefficienterna k och k_c sättas till 1 oavsett tvärsnittstjocklek och spänningsuppkomst.

För ett draget tvärsnitt bestäms den effektiva betongarean enligt EK2 figur 7.1c som bredden multiplicerat med $2 \cdot h_{c,ef}$ som är det mindre av $2,5 \cdot (h-d)$ och $h/2$.

I Figur 4-6 nedan redovisas beräknad minimiarmeringsmängd för det aktuella tvärsnittet vid dimensionering enligt grundekvationen i EK2 kapitel 7.3.2 med SIS tolkning av effektiv betongarea. I figuren illustreras variationen i armeringsmängd för ett intervall på tvärsnittstjockleken mellan 300 och 2000 mm. Baserat på tolkningen av SIS, så blir minimiarmeringsmängden konstant för tvärsnittstjocklekar över 600mm.

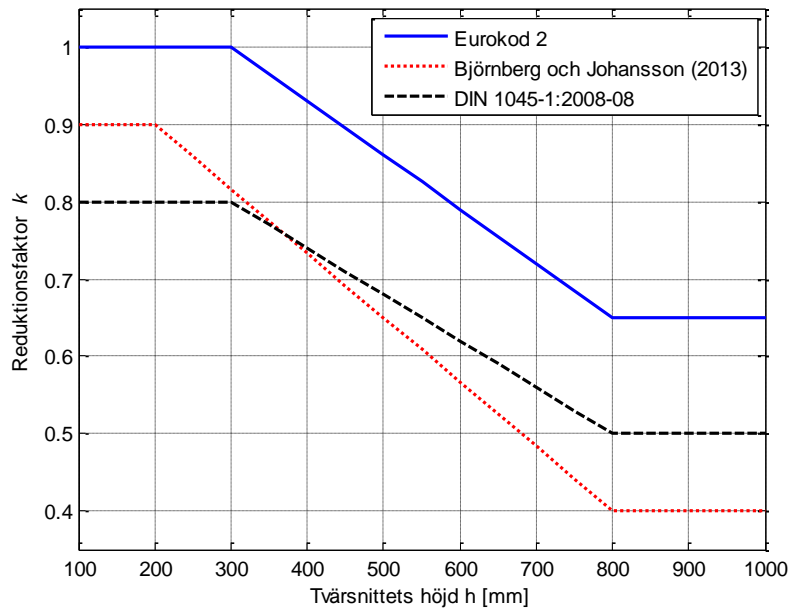


Figur 4-6 Minimiarmeringsmängd dimensionerat enligt EK2 7.2.3 med SIS tolkning.

4.4.2 Minimiarmering enligt Björnberg och Johansson (2013)

Björnberg och Johansson (2013) har jämfört hur resultatet av olika dimensioneringsmetoder avseende minimiarmering påverkar sprickbildningen i en betongplatta utsatt för drag. Resultatet från deras studie visar att minimiarmering enligt BBK 04 i vissa fall inte klarar att omfördela tvångsdeformationerna på ett önskvärt sätt medan detta uppfylls med armeringsmängd enligt Eurokod 2. Studien av Björnberg och Johansson (2013) finns sammanfattad i ett senare avsnitt i denna rapport, se avsnitt 5.5.1.

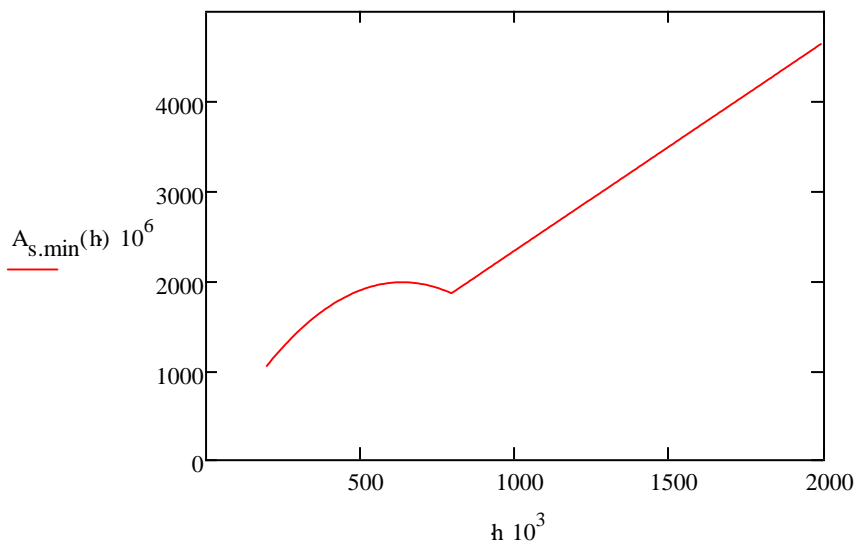
Ett förslag presenteras av Björnberg och Johansson 2013 som syftar till att förändra koefficienten k i Eurokod 2 ekvation 7.1 för minimiarmering enligt Figur 4-7 nedan.



Figur 4-7 Koefficienten k enligt Eurokod 2, Björnberg och Johansson (2013) samt tyska DIN 1045-1.

Förslaget innebär att koefficientens utgångsvärde 1,0 motsvarande fallet med en tvärsnittstjocklek på 300 mm reduceras till 0,9 och börjar redan gälla för tvärsnittstjocklek från 200mm. Den övre gränsen på tvärsnittstjocklek motsvarande 800 mm bibehålls, men koefficientens värde reduceras från 0,65 till 0,4. Förslaget innebär att armeringsmängden kan reduceras i jämförelse mot Eurokod 2 för alla tvärsnittstjocklekar.

I Figur 4-8 nedan redovisas beräknad minimiarmeringsmängd för det aktuella tvärsnittet vid dimensionering enligt ekvationen i EK2 kapitel 7.3.2 med ändrad koefficient enligt Björnberg och Johansson (2013).



Figur 4-8 Minimiarmeringsmängd dimensionerat enligt EK2 7.2.3 med föreslagen ändring av koefficienten k enligt Björnberg och Johansson (2013).

Ett resultat av förändringsförslaget enligt Björnberg och Johansson (2013) är att den nu brantare lutningen av den linjärt avtagande funktionen av k tillsammans med bibehållen övre gräns av tvärsnittstjocklek vid 800 mm ger upphov till att derivatan av andragradsekvationen av erforderlig minimiarmering tillåts övergå till negativ. Detta resulterar, i sin tur till att ett tvärsnitt med en tjocklek på 800 mm kräver en mindre mängd minimiarmering än motsvarande tvärsnitt med en tjocklek på 600 mm.

4.4.3 Minimiarmering enligt DIN 1045-1:2008-08

Denna studie inriktar sig primärt mot den svenska marknaden men för att belysa skillnader mellan de olika ländernas nationella bilagor beträffande minimiarmering studeras även den tyska DIN 1045-1:2008-08 kapitel 11.2.2.

Dimensionering av minimiarmering enligt den tyska nationella bilagan till Eurokod 2 liknar ursprungsformeln enligt EK2 men koefficienten k har justerats till 0,8 för tvärsnittstjocklekar mindre eller lika med 300 mm och 0,5 för tvärsnittstjocklekar över eller lika med 800 mm, se Figur 4-7.

Därutöver anges att vid grövre tvärsnitt får en effektiv betongarea användas runt armeringen, så länge erhållen minimiarmering inte understiger Eurokod 2 grundformel för minimiarmering 7.1 med stålspänning 500 MPa.

Dessa förändringar innebär att en mindre mängd minimiarmering krävs enligt den tyska bilagan än i Eurokod 2. Enligt Björnberg och Johansson 2013 är armeringsmängden enligt den tyska bilagan tillräcklig för att omfördela tvångsdeformationerna på ett önskvärt sätt.

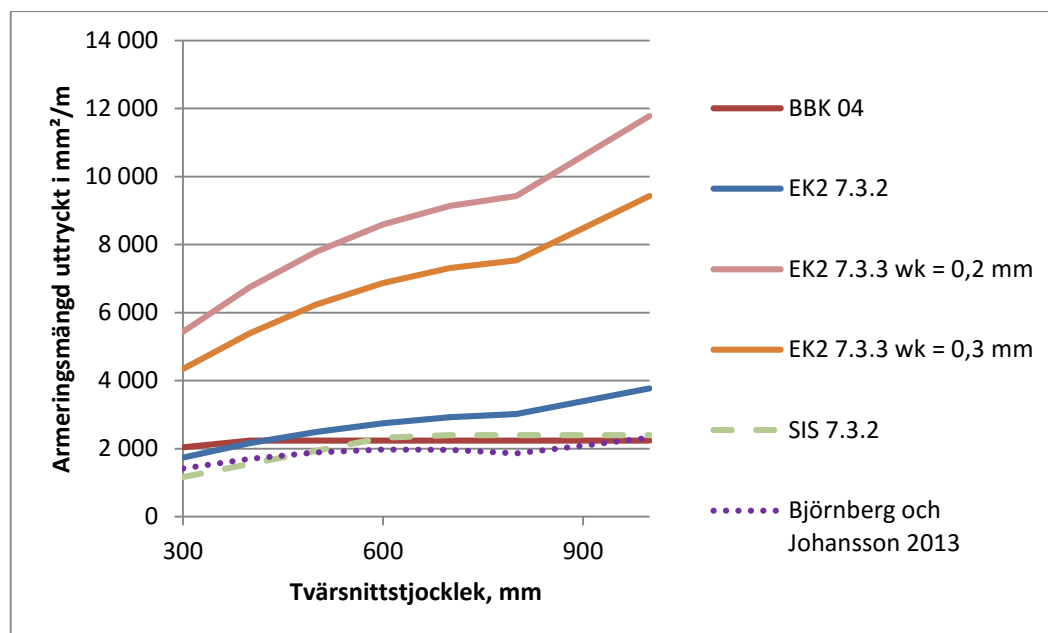
4.4.4 Jämförelse mellan dimensioneringsmetod

Nedan i Figur 4-9 och Figur 4-10 redovisas en sammanställning av delar av de beräknade miniarmeringsmängderna som erhålls beroende av vilka krav på

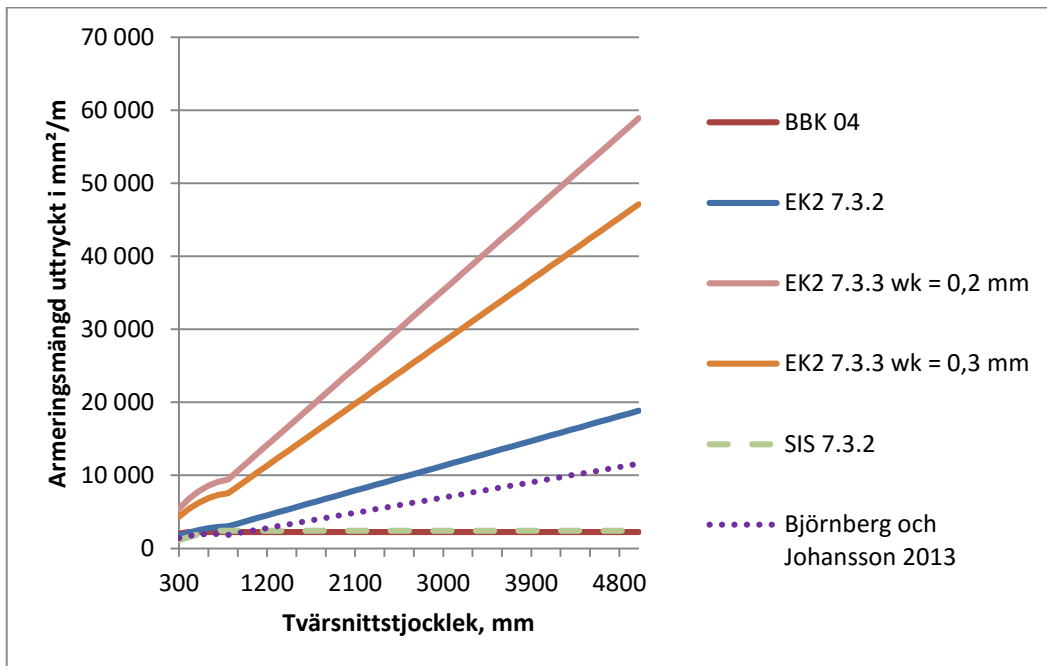
sprickbredder som ställs på aktuella betongkonstruktionen. För att enklare åskådliggöra mängden armering kan Tabell 4-1 nedan användas där armeringsmängd (mm²/m) redovisas beroende på vald stångdiameter och antal lager armering. Armeringen har antagits ligga med centrumavstånd 200 mm.

Tabell 4-1 Armeringsmängd redovisad som mm²/m

		Stångdiameter med s200		
		20	25	32
Antal lager av respektive stångdiameter	1	1 571	2 454	4 021
	2	3 142	4 909	8 042
	3	4 712	7 363	12 064
	4	6 283	9 817	16 085
	5	7 854	12 272	20 106
	6	9 425	14 726	24 127
	7	10 996	17 181	28 149
	8	12 566	19 635	32 170
	9	14 137	22 089	36 191
	10	15 708	24 544	40 212

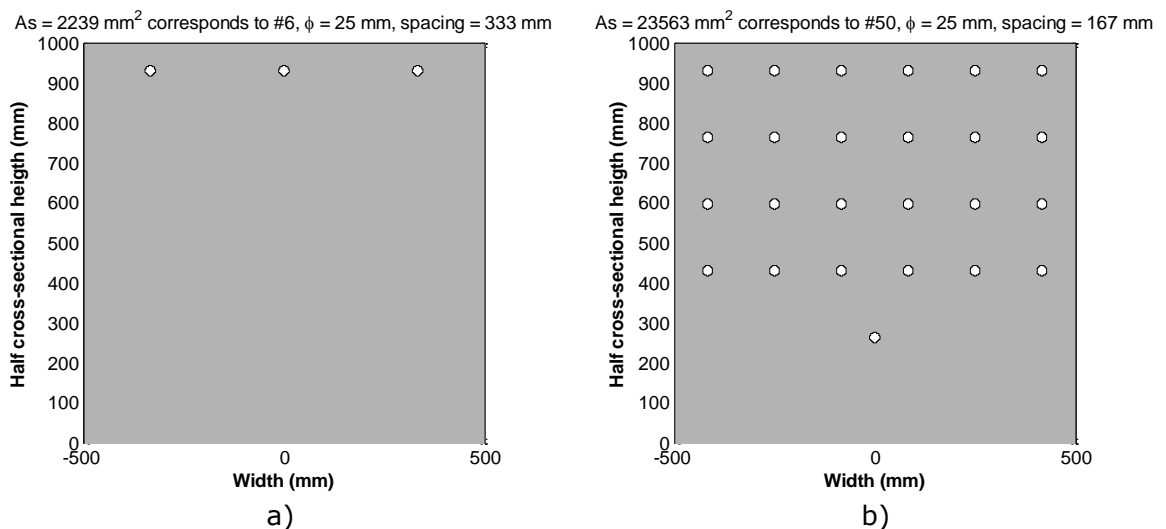


Figur 4-9 Armeringsmängd beroende på dimensioneringsmetod med varierad tvärsnittstjocklek 300 - 1000mm.



Figur 4-10 Armeringsmängd beroende på dimensioneringsmetod med varierad tvärsnittstjocklek 300 - 5000mm

För att ytterligare illustrera skillnaden i armeringsmängd som krävs mellan dimensioneringsmetoderna i BBK respektive Eurokod, så visas även antalet armeringsstänger som krävs per löpmeter för ett betongtvärsnitt med tvärsnittstjocklek på 2 m, se Figur 4-11. Observera att figuren visas endast halva tvärsnittet, dvs tvärsnittet ovan tyngdpunktsläget (symmetriskt kring x-axeln). I exemplet så krävs endast 6 armeringsjärn $\Phi 25$ mm enligt BBK 04 medan 50 stycken armeringsjärn $\Phi 25$ mm krävs enligt EK2.



Figur 4-11 Erforderlig minimiarmeringsmängd enligt BBK 04 (a) och EK2 7.3.2 wk = 0.2 mm (b) för en tvärsnittstjocklek på 2 m.

5 Metoder för detaljerad analys av ung betong

I detta kapitel ges en generell beskrivning av de fenomen och effekter som vanligtvis bör beaktas vid mer detaljerade analyser av ung betong. Dessutom ges en sammanställning av den typ av materialdata som krävs för att kunna genomföra analyser av betongens tidiga beteende.

För att illustrera hur ung betong kan analyseras med varierande detaljeringsgrad så presenteras även en sammanställning av olika typer av programvaror som vanligen används för dessa ändamål. Som stöd för detta avsnitt, så presenteras även en sammanställning från en litteraturstudie som illustrerar vilka typer av analyser, med varierande detaljeringsgrad, som finns presenterade i litteraturen. Syftet med detta avsnitt är därmed inte att jämföra olika programvaror eller redogöra för deras styrkor och eller svagheter. Istället ges en generell beskrivning av olika typer programvaror där de har klassificeras inom följande kategorier

- Specialutvecklad programvara
- Generella (kommersiella) FE program

Fördelen med att genomföra mer detaljerade beräkningar är dels att få en bättre beskrivning av påkänningarna i betongkonstruktionen och därmed kunna anpassa armeringsbehovet. Detta bör, om korrekt utfört, rimligtvis leda till säkra och robusta konstruktioner med mindre armeringsmängd jämfört mot vad som erhålls med normmässiga beräkningar. Nackdelen med avancerade beräkningar är dock dels att det ställer högre krav på kompetens hos utförare och granskare, (i vissa fall) dyr mjukvara samt ställer högre krav på relevant indata (materialprover etc).

5.1 Behov av materialdata

För att genomföra numeriska beräkningar avseende uppsprickning eller risk för uppsprickning i ung betong, behöver man först bestämma vilken detaljeringsgrad som avses med beräkningarna. I och med detta bestäms även vilken koppling som ska finnas mellan olika processer, dvs vilken form av ömsesidig interaktion som ska finnas mellan olika obekanta storheter så som t.ex. fukt, temperatur, hållfasthetstillväxt etc. Vid analys av betongkonstruktioner krävs relativt sällan att ömsesidig interaktion mellan obekanta storheter beaktas. Ensidig påverkan (koppling), mellan t.ex. ett beräknat temperaturfält som utgör indata till en spänningsberäkning, antas som regel oftast gälla för de flesta tillämpningar. Vid analys av ung betong kan det dock behövas att det finns ömsesidig påverkan mellan olika parametrar eftersom det finns flera processer som påverkar varandra, temperatur påverkar hydratationshastighet, kopplingen mellan temperatur och fukt, etc.

Det är generellt komplicerat att genomföra analytiska och numeriska beräkningar av unga betongens beteende, eftersom resultatet beror på

parametrar som är tidsberoende samt beroende på omgivande miljö. De processer som bör beaktas vid simuleringar är

- *Värmeutveckling* - Under hydratationen genereras värme som ett resultat av kemiska processen.
 - Värmeanalys för bestämning av temperatur och hydratationsgrad (härdning, hydratationsvärme, kylning, isolering etc.)
- *Hållfasthetstillväxt* - Mognadsgraden hos betongen påverkar tillväxten av betongens elasticitetsmodul, samt hållfasthetstillväxt (drag resp tryck) etc.
 - I spänningsanalyser genomförs detta ofta enligt föreskrivna funktioner från normer och standarder, så som Eurokod 2 (2008), Model Code 2010 (Fib 2012), etc. I dessa fall definieras vanligtvis ett initialvärde på varje hållfasthetsparameter och att dessa parametrar ökar successivt under beräkningen i enlighet med ovanstående normer. Detta innebär att samtliga hållfasthetsvärden definieras vara beroende på längden på beräkningsstegen i modellen. Beräkningsstegens längd får därmed, i detta fall, en fysikalisk betydelse till skillnad från vanliga statistiska beräkningar, se t.ex. Malm och Sundquist (2010).
 - I mer avancerade modeller beskrivs hållfasthetstillväxten som en kopplad process till värmeutvecklingen och i vissa fall även fukttransporten. I detta fall genomförs temperatur- och fuktberäkningarna initialt och används som indata till de mekaniska beräkningarna (spänningsberäkningarna).
- *Uttorkning* - Under hydratationen åtgår vatten vid kemiska reaktioner med cementen. Val av härdningsmetod (försegling, vattenbetäckning etc.) påverkar fukttransporten i betongen. Uttorkningen av betongen leder till uttorkningskrympning samt uttorkningskrypning (Pickett effect, Pickett (1942)). Uttorkningskrypningen avser ett tillskott i krypning orsakat av belastning på grund av uttorkning.
 - Oftast beaktas krympning orsakat av uttorkning genom enligt föreskrivna funktioner från normer och standarder, så som Eurokod 2, Model code 2010, etc. Se t.ex. Malm och Sundquist (2010).
 - I mer avancerade modeller simuleras fukttransporten och beskrivs som en kopplad process till värmeutvecklingen och/eller hållfasthetstillväxt. Se t.ex. Malm et al. (2013).
- *Krypning (baskrypning)* – *Tidsberoende töjningar i betongen definieras normalt beroende på krypning och relaxation, där krypning är ökade töjningar vid konstant belastning och relaxation motsvaras av reducerad belastning vid konstant töjning. Med krypning (baskrypning) avses krypning pga belastning vid konstant fukthalt.*
 - Oftast beaktas krypning enligt föreskrivna funktioner från normer och standarder, så som Eurokod 2, Model code 2010, etc. Detta

kan implementeras på olika sätt, ett vanligt sätt är att det beaktas genom visco-elastiska materialmodeller, se t.ex. Bosnjak (2000), Malm och Sundquist (2010). Ett annat sätt är att definiera ett tidsberoende töjningstillskott i modellen (på liknande sätt som temperaturfält) som är avsedd för att beskriva töjningen orsakad av krypning.

I denna rapport har arbetet fokuserats på de två första punkterna i listan, dvs värmeutveckling och hållfasthetstillväxt. Naturligtvis är de andra punkterna också viktiga, men dessa punkter är viktiga för betong rent generellt och information från dessa kan hittas även i studier som inte specifikt avser sprickrisk för ung betong. De två första punkterna däremot är specifika för ung betong och är väsentliga för bestämning av eventuellt armeringsbehov. I kapitel 5.1.1 presenteras viktiga materialparametrar avseende värmeutvecklingen hos betong och i kapitel 5.1.2 presenteras de tidsberoende hållfasthetsparametrarna.

Som en lägsta detaljeringsgrad i beräkningarna inkluderas generellt värmeutvecklingen orsakad utav hydratationen där temperaturutvecklingen beräknas som en okopplad process, dvs som en ren temperaturanalys. Denna inkluderas därefter som indata till en spänningsanalys. I spänningsanalysen definieras därefter separata funktioner, från t.ex. Eurokod 2, för hållfasthetstillväxt och krympning. Detta beskrivs mer utförligt i avsnitt 5.5.

5.1.1 Värmeutveckling

Den värme som utvecklas i betongen efter gjutning orsakas av en exoterm process där cementen reagerar med vatten. För att kunna beskriva värmeutvecklingen i en betongkonstruktion med hjälp av en numerisk FE beräkning krävs följande materialparametrar:

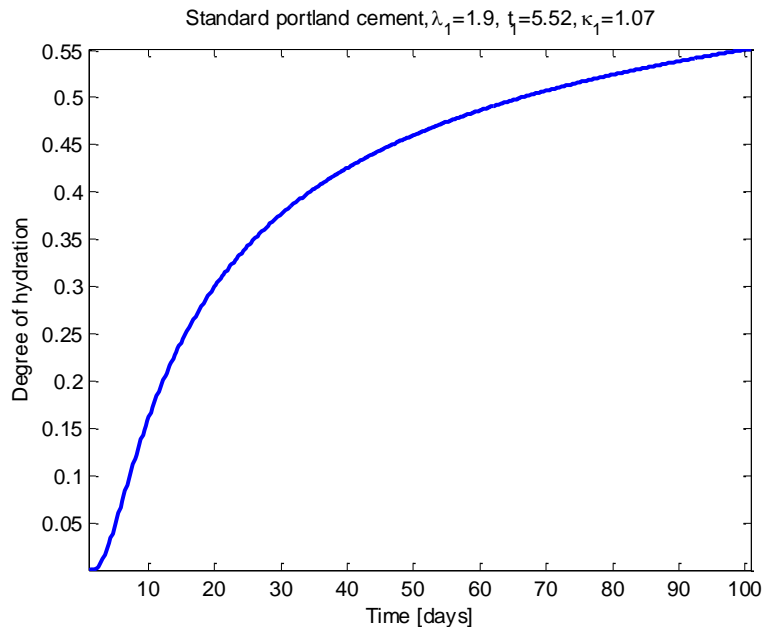
- Densitet,
- Värmekonduktivitet,
- Genererad värme
- Specifik värmekapacitet,
- Omgivande klimat, (så som temperatur, solinstrålning, vidhastighet, formbyggnadsmaterial och isolering)
- Initial/gjuttemperatur hos betongen.

För samtliga av dessa parametrar har man normalt, vid användande av konventionell betong, god uppskattning av deras storlek.

I efterföljande avsnitt ges exempel på hur värmeutvecklingen, orsakad av hydratation, kan beskrivas baserat på experimentellt härledda samband.

Värmeutvecklingen i betongen styrs av cementens hydratation, och blir därmed beroende på mängd och typ av cement. Den värmeutvecklingen som sker är ett direkt resultat av kemiska reaktioner mellan cement och vatten. Hydratationshastigheten är inte konstant med tiden, utan till en början så sker

den relativt långsamt för att, efter några timmar, öka kraftigt och med tiden klinga av för att bli relativt konstant. Hydratationsgraden för ett fall med standard portlandcement illustreras i Figur 5-1.



Figur 5-1 Hydratationsgrad som funktion av tiden, från Sjöbäck (2006).

Hydratationsgraden, och därigenom hållfasthetstillväxten, påverkas av temperaturen. För att beakta hållfasthetstillväxt vid varierande temperatur används ofta en mognadsfaktor eller en ekvivalent härdningstid som beaktar förändringen av hållfasthetstillväxt som funktion av temperatur. En lägre temperaturer leder till en långsammare tillväxt av hydratationsgrad, och därigenom elasticitetsmodul och hållfasthet. Därmed, vid ett givet temperaturförlopp för en betong går det att relatera tillväxten av elasticitetsmodul till fallet med +20 °C genom introduktion av begreppet ekvivalent ålder. Ekvivalent ålder kan definieras enligt

$$t_e = \int_0^T \beta_T dt \quad [1]$$

där,

β_T är temperaturkänslighetsfaktor [-], se nedan

T är referenstemperaturen hos betongen [°C]

t_e är ekvivalenta härdningstiden, total mognadsålder [h]

Temperaturkänslighetsfaktorn β_T är beskriven enligt

$$\beta_T = \begin{cases} \exp\left(\theta\left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T+273}\right)\right) & \text{för } T > -10 \text{ }^\circ\text{C} \\ 0 & \text{för } T < -10 \text{ }^\circ\text{C} \end{cases}$$

där,

θ är aktiveringstemperatur [K] som enligt Jonasson (1985) kan skrivas

$$\theta = \theta_{ref} \left(\frac{30}{T+10}\right)^{\kappa_3}$$

där,

θ_{ref} [K] och κ_3 [-] är parametrar som bestäms utifrån kurvanpassning och varierar för olika cementtyper.

Jonasson (1985) definierade även följande uttryck för att beskriva förhållandet mellan ekvivalenta mognadsåldern och hydratationsgrad

$$\alpha = e^{-\lambda_1 \left(\ln\left(1 + \frac{t}{t_1}\right)\right)^{\kappa_1}}$$

där parametrarna λ_1 , t_1 och κ_1 bestäms experimentellt och varierar beroende på typ av cement. T.ex. vid standard portland cement är $\lambda_1 = 1.9$, $t_1 = 5.52$ och $\kappa_1 = 1.07$ enligt Sjöbeck (2006).

Baserat på ovanstående uttryck går det därefter att definiera betongens värmeutveckling enligt

$$W = \alpha \cdot C \cdot W_{c0}$$

där,

W_{c0} är värmeutvecklingen som uppstår vid fullständig hydratation [J/kg],

C motsvarar cementinnehåll och α uttrycker mognadsgraden.

I numeriska beräkningar är det dock tidsderivatan av W som krävs, dvs den energi som utvecklas. Ekvationen blir därför

$$Q = \frac{dW}{dt} = C \cdot W_{c0} \cdot \frac{d\alpha}{dt} \frac{dt_e}{dt}$$

där

$$\frac{d\alpha}{dt} = \alpha \frac{\lambda_1 \kappa_1}{t_1 + t_e} \left(\ln\left(1 + \frac{t_e}{t_1}\right)\right)^{-\kappa_1 - 1}$$

$$\frac{dt_e}{dt} = \beta_T$$

I ovanstående fall är hydratationen beroende på mognadsgrad (och därigenom temperaturvariationen). En ytterligare effekt som påverkar hydratationen är uttorkning. Oftast beaktas dock inte uttorkningen eftersom det innebär ytterligare komplicerande avseende både mätning och simulering, Fjellström et al. (2012). Jämförande studier som har genomförts visar även på relativt stor spridning och stora osäkerheter i resultatet avseende uttorkning beroende vilka prognosverktyg och bakomliggande teorier som tillämpades, Lindvall (2012).

5.1.2 Hållfasthetstillväxt

Hållfastheten hos betong vid en given ålder beror på cementtyp, temperatur och efterbehandling. I numeriska analyser behöver materialegenskapernas utveckling med tiden definieras för att hållfastheten ska kunna beaktas.

För att kunna beskriva hållfasthetstillväxt och eventuell uppsprickning i en betongkonstruktion med hjälp av en numerisk FE beräkning krävs följande materialparametrar:

- Elasticitetsmodul (som funktion av tid, mognadsgrad eller motsv.)
- Tvärkontraktion (som funktion av tid, mognadsgrad eller motsv.)
- Arbetskurva för drag (som funktion av tid, mognadsgrad eller motsv.)
- Arbetskurva för tryck (som funktion av tid, mognadsgrad eller motsv.)

I efterföljande avsnitt ges några exempel på hur dessa parametrar beskrivs enligt normer så som Eurokod 2 och Model Code 2010 samt hur dessa parametrar varierar enligt försök utförda av Byfors (1980) vilket även är implementerat i t.ex. programvaran HACON.

Eurokod 2 och Model Code 2010

Enligt flera dimensioneringsnormer, så som Eurokod 2, Model Code 2010, etc., beskrivs hållfasthetstillväxten av en parameter β_{cc} som är beroende av betongens ålder. Dessa ekvationer är giltiga vid + 20 °C enligt Eurokod 2. Vid anpassning av andra temperaturer, krävs att betongens ålder ersätts med ekvivalent ålder.

$$\beta_{cc} = e^{s \left(1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right)}$$

där, t är betongens ålder (i dagar), s är en koefficient som beaktar val av cementtyp och motsvarar

= 0,20 för cement i hållfasthetsklasserna CEM 42,5 R, CEM 52,5 N och CEM 52,5 R (klass R)

= 0,25 för cement hållfasthetsklasserna CEM 32,5 R, CEM 42,5 N (klass N)

= 0,38 för cement hållfasthetsklassen CEM 32,5 N (klass S)

Baserat på denna tidsfunktion så kan hållfasthet i tryck och drag bestämmas i enlighet med Eurokod 2:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm,28days}$$

$$f_{ctm}(t) = (\beta_{cc}(t))^\alpha \cdot f_{ctm,28days}$$

där

$$\alpha = 1 \text{ för } t < 28$$

$$\alpha = 2/3 \text{ för } t \geq 28$$

Motsvarande uttryck för tillväxt av draghållfasthet framgår ej av Model Code 2010. Enligt Model Code 2010 kan det antas att den relativa hållfasthetstillväxten sker snarlikt för tryck respektive drag vid fuktiga härdningsförhållanden för tidsperioderna $t \leq 7$ dygn och för $t \geq 28$ dygn. För intervallet där emellan kan residualspänningar leda till en tillfällig reduktion av draghållfastheten. (Fib, 2012)

Elasticitetsmodulens variation med tiden kan baserat på Eurokod 2 beräknas enligt:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm,28days}} \right)^{0.3} \cdot E_{cm,28days}$$

där,

$E_{cm}(t)$ beskriver elasticitetsmodulens variation [Pa]

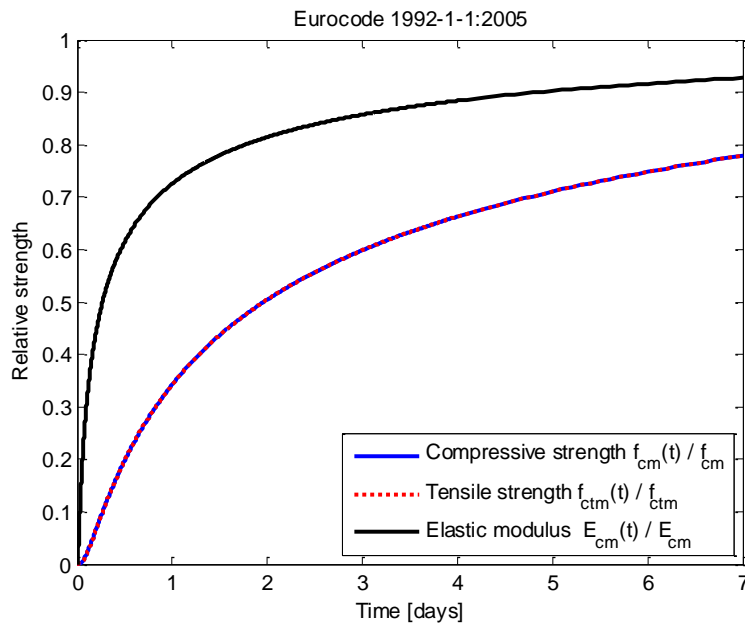
$f_{cm}(t)$ beskriver tryckhållfasthetens variation [Pa]

$f_{cm,28days}$ beskriver tryckhållfasthet vid 28 dygn [Pa]

$E_{cm,28days}$ beskriver elasticitetsmodulen vid 28 dygn [Pa]

Vid jämförelse av hur ökningen i elasticitetsmodul sker enligt Model Code 2010 och Eurokod 2, så är den enda skillnaden att exponenten 0,3 enligt Eurokod istället är 0,5 enligt Model Code 2010. Därmed, förutsätts tillväxten av elasticitetsmodul ske långsammare enligt Model Code 2010 än enligt Eurokod 2.

Den relativa ökningen i hållfasthet och elasticitetsmodul baserat på Eurokod 2 presenteras i Figur 5-2. Som det framgår av figuren så ökar E-modulen snabbare än både tryckhållfasthet eller draghållfasthet. Enligt Eurokod 2 antas att tryckhållfastheten och draghållfastheten initialt (< 28 dygn) ökar lika mycket i relativ hållfasthetsökning. Efter 28 dygn definieras en långsammare hållfasthetstillväxt för draghållfastheten jämfört mot tryckhållfastheten.



Figur 5-2 Exempel på hållfasthetstillväxt enligt Eurokod 2.

HACON

I HACON (Dahlbom och Lindemann 2000), har följande ekvation härletts från Betonghandboken – Material (1994) angående relation mellan hållfasthet vid 20 °C och efter 28 dygn, baserat på betong med standardcement.

$$f_{c0} = f_{c1} + \frac{f_{c2}}{w_0/C}$$

där parametrarna $f_{c1} = -4.7 \text{ MPa}$ och $f_{c2} = 27.5 \text{ MPa}$ bestämts genom kurvanpassning. Vattencementtalet w_0/C är därmed den enda parameter som behövs för att uppskatta referenshållfastheten.

Under härdningsförloppet så kan tryckhållfastheten bestämmas enligt Byfors (1980).

$$f_c(t) = \eta_c(t) \cdot f_{c0}$$

där

$$\eta_c(t) = \frac{a_{1c} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{b_{1c}}}{1 + \frac{a_{1c}}{a_{2c}} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{(b_{1c}-b_{2c})}}$$

där t_e är ekvivalent tid enligt avsnitt 5.1.1 och t_r motsvarar referenstiden som hållfastheter relateras emot, dvs 28 dygn. Parametrarna a_{1c} , a_{2c} , b_{1c} och b_{2c} beror på cementtyp och betongens sammansättning. Vid avsaknad av detaljerad experimentell data kan följande parametrar användas som baseras på kurvanpassning mot försök presenterade av Byfors (1980):

$$a_{1c} = 10^{3.4-1.1 \cdot w_0/C}$$

$$a_{2c} = 1.0$$

$$b_{1c} = 2.0$$

$$b_{2c} = 0.14$$

Draghållfasthetens tillväxt beskrivs på liknande sätt där

$$f_t(t) = \eta_t(t) \cdot f_{t0}$$

där

$$\eta_t(t) = \frac{a_{1t} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{b_{1t}}}{1 + \frac{a_{1t}}{a_{2t}} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{(b_{1t}-b_{2t})}}$$

där t_e är ekvivalent tid enligt avsnitt 5.1.1 och t_r motsvarar referenstiden som hållfastheter relateras emot, dvs efter 28 dygn. Parametrarna a_{1t} , a_{2t} , b_{1t} och b_{2t} beror på cementtyp och betongens sammansättning. Vid avsaknad av detaljerad experimentell data kan följande parametrar användas som baseras på kurvanpassning mot försök presenterade av Byfors (1980):

$$a_{1t} = 10^{6.0-2.0 \cdot w_0/C}$$

$$a_{2t} = 1.0$$

$$b_{1t} = 3.0$$

$$b_{2t} = 0.14$$

Draghållfastheten vid tiden t_r (= 28 dygn) kan uppskattas enligt

$$f_{t0} = f_{t1} \cdot \left(\frac{f_{c0}}{f_r}\right)^{2/3}$$

där parametrarna $f_r = 1.0 \text{ MPa}$ och $f_{t1} = 0.3 \text{ MPa}$ kan antas.

Tillväxt av elasticitetsmodul formuleras i HACON på samma sätt som tillväxten av tryckhållfasthet och även detta baseras på Byfors (1980)

$$E(t) = \eta_E(t) \cdot E_0$$

där

$$\eta_E(t) = \frac{a_{1E} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{b_{1E}}}{1 + \frac{a_{1E}}{a_{2E}} \cdot \left(\frac{t_e}{t_r}\right)^{(b_{1E}-b_{2E})}}$$

där parametrarna a_{1E} , a_{2E} , b_{1E} och b_{2E} beror på cementtyp och betongens sammansättning. Vid avsaknad av detaljerad experimentell data kan följande parametrar användas som baseras på kurvanpassning mot försök presenterade av Byfors (1980):

$$a_{1E} = 10^{8.0-2.0 \cdot w_0/C}$$

$$a_{2E} = 1.0$$

$$b_{1E} = 4.0$$

$$b_{2E} = 0.1$$

Elasticitetsmodulen E_0 kan uppskattas enligt

$$E_0 = E_1 \sqrt{\frac{f_{c0}}{f_r}}$$

där parametrarna $E_1 = 6.0$ GPa och $f_r = 1.0$ MPa kan antas.

5.2 Tvång

Utan tvång så kan kontraktion och expansion ske fritt, utan att medföra några spänningar i konstruktionen. Hur man beaktar tvång från yttre effekter (upplagsförhållanden, fogar etc) och inre tvång är därför viktigt för att kunna simulera uppsprickning eller risk för uppsprickning.

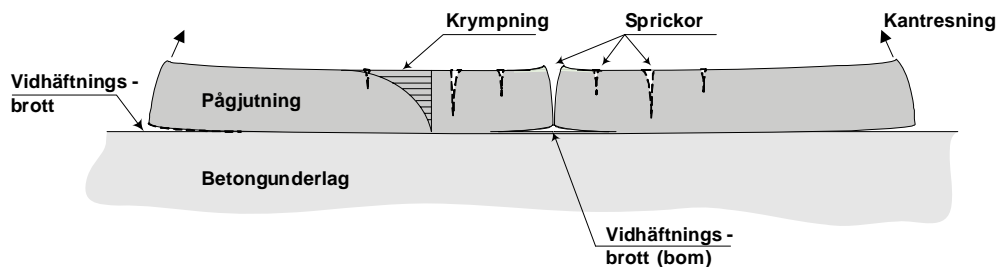
Hur man beskriver det yttre tvånget vid en finit elementberäkning (FE-beräkning) är inte på något sätt unikt för simulering av ung betong, utan det är samma rekommendationer som gäller vid 3D FE-beräkningar rent generellt.

5.2.1 Randvillkor och kontaktvillkor

I finita elementprogram styrs det yttre tvånget av randvillkor och kontaktvillkor mot övriga konstruktionsdelar. Att beskriva upplagsförhållanden genom att definiera randvillkor där frihetsgradernas rörelsemöjligheter är låsta är i många

fall ett konservativt antagande och leder vanligtvis till överskattning av uppsprickningen. Om strukturen tillåts genomgå en liten elastisk deformation vid noderna där upplagsförhållandet definieras så reduceras oftast spänningarna avsevärt. En elastisk inspänning kan t.ex. åstadkommas i princip samtliga FE program genom att definiera fjädrar.

Kontaktvillkor är utav samma orsak mycket viktiga för att fånga strukturens verkliga beteende. T.ex. vid pågjutningar så kommer pågjutningen dels att kunna deformeras pga ev deformation hos underliggande betongunderlag samt dessutom kan en relativ förskjutning uppstå mellan befintligt betongunderlag och pågjutningen, pga ensidig uttorkning som leder till kantresning, se Figur 5-3. För att en beräkningsmodell ska kunna beakta detta tvång på ett korrekt sätt, så krävs att kontaktvillkor används som beskriver detta. Det går t.ex. att genomföra med hjälp av icke-linjära fjädrar där dess styvhet i drag baseras på vidhäftningshållfastheten. Dock krävs detaljerad experimentell data som beskriver vidhäftningen som funktion av t.ex. hydratationsgrad som indata till beräkningsmodellen.

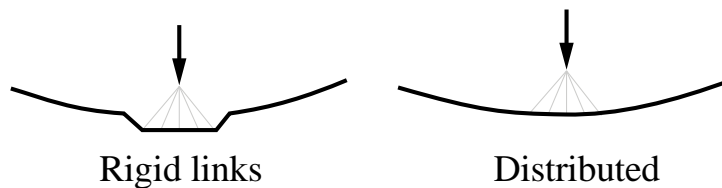


Figur 5-3 Exempel på uppsprickning och vidhäftningsbrott vid pågjutningar från Carlswärd (2006).

5.2.2 Påtvingande laster och deformationer

Vid sprickberäkningar på grund av temperatur, så oavsett om detta genomförs för ung betong eller för gamla konstruktioner, så bör det undvikas att föreskriva nodtemperaturer på strukturens ränder. Istället bör temperaturer från omgivningen föreskrivas med hjälp av ett värmeövergångsmotstånd. Orsaken till varför nodtemperaturer bör undvikas är eftersom detta kan medföra orimligt skarpa temperaturövergångar och därför introducera orimlig uppsprickning. Samma motivering gäller även vid beräkning av fukttinnehåll i betongen vid analyser av betongens uttorkning. Det beräknade temperaturfältet (eller fukttinnehållet) introduceras i spänningsberäkningen som en motsvarande töjning.

Föreskrivna laster och deformationer bör i 3D FE beräkningar definieras med en rimlig utbredning, dvs ej som singulära punktlaster i enstaka noder. Detta för att reducera orimliga spänningskoncentrationer. Detta genomförs lämpligen genom att den föreskrivna förskjutningen eller lasten definieras på en referensnod som kopplas till strukturen med en multi-point-constraint (MPC). Dessa kopplingar bör dock vara elastiskt eftergivliga och inte som stela länkar för att ytterligare reducera orimliga spänningskoncentrationer, se Figur 5-4.



Figur 5-4 MPC koppling för att fördela en last.

5.3 Specialutvecklad programvara (2D värmeutveckling, sprickrisk)

Det finns flertalet specialutvecklade programvaror vars huvudsyfte är att användas vid beräkningar och analyser av ung betong. I dessa typer av analyser, genomförs vanligen beräkningar i syfte att analysera sprickrisk i ung betong. Syftet med denna typ av analyser är ofta att bestämma tillvägagångssätt vid gjutning, så som; gjutetapper, tid för avformning, kylbehov, etc.

Nedan listas tre exempel (i alfabetisk ordning) på vanligen tillämpade svensktutvecklade programvaror för detta ändamål samt några exempel på referenser där dessa tillämpas:

- ConTest Pro – Jonasson et al. (2009a, 2009 b), Tillfors och Arya (2011)
- HACON-S – Dahlbom och Lindemann (2000), Kölfors (1994), Sjöbäck (2006), Abdalbaki och Chaouche (2015)
- Produktionsplanering Betong (PPB) – SBUF (2014)

Denna lista sammanfattar endast några vanligt förekommande programvaror för att genomföra dessa typer av analyser. Denna lista ska inte på något sätt betraktas som heltäckande.

Denna typ av specialiserad programvara är utvecklad för att vara relativt enkel att använda, där det typiskt finns fördefinierade bibliotek med materialparametrar som kan användas för olika typer av konventionell betong baserad på standardcement. Dessutom kan det finnas t.ex. fördefinierade värden avseende värmeövergångsmotstånd etc vid t.ex. formbyggnad av trä etc. Vanligtvis simuleras inte själva fukttransporten och därigenom uttorkningen i denna typ av programvaror. Istället baseras detta på empiriska samband och/eller föreskrivna funktioner från normer och standarder, se avsnitt 5.1.

Dessa programvaror är normalt baserade på 2D analyser, vanligtvis baserade på plant töjningstillstånd. Det går dock att på ett förenklat sätt beakta 3D effekter, detta genomförs som praxis att en initial beräkning utförs på flera olika tvärsnitt av den studerade strukturen och resultatet från dessa importerar sedan i beräkningsmodell som beakta det longitudinella beteendet av strukturen, se t.ex. Dahlbom och Lindemann (2000).

5.4 Generella (kommersiella) FE program

I de flesta generella multi-fysikprogramvaror finns det en möjlighet att genomföra både transportanalyser och mekaniska analyser. Här finns även

möjlighet att bestämma hur dessa analyser ska kopplas, om en ömsesidig interaktion ska finnas mellan olika obekanta storheter eller om det räcker med en envägskoppling så att en storhet påverkar en annan men ej vice versa.

- Exempel på fall där ömsesidig interaktion krävs är vid analys av fukt och temperatur, där temperaturen påverkar fukttransporten och vice versa.
- Motsvarande exempel på ensidig interaktion är kopplingen mellan temperatur och deformation, där för normala fall påverkar temperaturen en strukturs deformation men ej vice versa.

I generella multi-fysikprogramvaror finns inbyggda moduler för numeriska beräkningar av t.ex. transportfenomen eller mekaniska beräkningar och där olika analyserade fenomen går att beakta parallellt eller att det sker via så kallade "co-simulations" där analyserna genomförs sekventiellt och successivt ger indata till respektive analys. I de flesta multi-fysikprogramvaror går det även att definiera egna beräkningsrutiner och/eller egna materialdefinitioner för icke-linjära beteenden.

Generellt går det att genomföra motsvarande analyser i samtliga multi-fysikprogramvaror, dock kan det krävas olika mycket arbetsinsats av användaren för att genomföra beräkningen eller kräva olika typer av förenklingar och antaganden.

De programvaror som är fokuserade mot betongkonstruktioner har i många fall skraddarsytt hur tillämpningen för att förenkla för användaren vid t.ex. kopplade processer, så som vid analys av ung betong. I denna typ av programvaror finns det ofta även föreslagna materialegenskaper och materialkurvor för att ytterligare stödja användaren. Dessa tillämpningar baseras vanligtvis på generella riktlinjer från standarder och guidelines så som t.ex. Model Code 2010. Detta kan dock innebära att användaren blir begränsad av de fördefinierade beteenden som har definierats av programtillverkaren.

I andra typer av beräkningsverktyg så som generella multi-fysikprogramvaror är det oftast upp till användaren själv att beskriva dels själva materialbeteendet men även hur interaktionen mellan olika parametrar ska ske. I många fall finns processer definierade, så som t.ex. materialmodeller för simulering av uppsprickning eller t.ex. analysmetoder baserade på Fick's lag redan definierade. I de fall då användaren önskar modifiering av befintliga analysmetoder och/eller materialmodeller går det att definiera egna. I de flesta programvaror genomförs detta genom definition av "user subroutines/user coded subroutines", t.ex. i Abaqus, Adina och Ansys. I dessa fall sker definitionen av dessa egenutvecklade rutiner med hjälp av ett generellt programmeringsspråk så som FORTRAN. I t.ex. FE-programmet Comsol är det inbyggt att användaren själv, direkt i användargränssnittet, kan definiera egna differentialekvationer för att beskriva fenomen, materialmodeller, etc.

Nedan listas (i alfabetisk ordning) några kommersiella FE programvaror med referenser där dessa har tillämpats för analys av ung betong

- Abaqus – James and Dollar (2003), Malm et al. (2015), Rueda et al. (2005)
- Adina – Ishikawa (1991)
- Ansys – Kim (2010)

- Atena – Cervenka et al. (2013)
- Comsol – Herneandez-Bautista et al. (2014)
- Diana – Bosnjak (2000), Tia et al. (2010), Eirele and Schikora (1999)
- Lusas – Jefferson et al. (2013)

Denna lista sammanfattar endast några vanligt förekommande programvaror och referenser där denna typ av analyser genomförts. Denna lista ska inte på något sätt betraktas som heltäckande.

5.5 Litteraturstudie / Tidigare utredningar

Det finns många fall i litteraturen, där kommersiella FE-program har tillämpats för att analysera beteendet hos ung betong på vattenkraftens betongkonstruktioner. Orsaken till detta bedöms bero på att dammar och övriga av vattenkraftens betongkonstruktioner är komplicerade att utreda baserat på normer, främst pga att normerna inte är anpassade för dessa massiva tvärsnitt vilket diskuterades i Kapitel 4. Exempel på litteratur där ung betong för vattenkraftens konstruktioner studeras är: James and Dollar (2003), Rueda et al. (2005), Ishikawa (1991), Kölfors (1994), Abdoulbaki och Chaouche (2015), Chen et al. (2001), Messer et al. (2011), Niu et al. (1995), Castilho (2003).

Som det framgår av ovanstående referenser samt de som angavs i föregående avsnitt, så har ung betong analyserats framgångsrikt med hjälp av finita elementmetoden i många olika forsknings- och konsultprojekt. Bland dessa referenser finns dels fall där en förenklad metodik baserat på normer, (med en fördefinierad ekvivalent mognadsgrad), till mer avancerade metoder där ett kopplade beteendet mellan värme, fukt och hållfasthet beaktas.

En viktig aspekt som inte diskuterats tidigare, men som är nödvändig för att kunna simulera ung betong för vattenkraftens konstruktioner, är att vid simulering av gjutsekvenser krävs det att nya element introduceras i modellen stegvis för att efterlikna verkliga gjutetapper. Denna möjlighet finns i de flesta finita elementprogram.

Baserat på litteraturstudien är det inte möjligt att definiera vad som är en "lägsta detaljeringsgrad" som krävs eller ge rekommendationer när mer avancerade metoder krävs. För att kunna jämföra olika metoder, krävs att samma konstruktion analyserats baserat på olika metoder och där resultatet jämförts mot verkligt uppmätta förhållanden.

ICOLD anordnar "Benchmark Workshops" vartannat år i syfte att ta fram referensproblem med lösningar som kan användas av forskare, konsulter m.fl. att verifiera sina modeller. År 2009 anordnades en benchmark workshop i Frankrike där syftet var att analysera sprickrisk hos ung betong vid gjutning av en valvdamm. Till denna benchmarkövning deltog fyra grupper och samtliga grupper visade på god överensstämmelse avseende risk för uppsprickning (dvs identifierade områden som riskerar att spricka) pga temperaturutveckling under härdning. Dock verkar det som den relativt komplicerade strukturen begränsade möjligheterna till utvärdering av de olika bidragen, t.ex. hade modelleringen av dilationsfogar stor inverkan på resultatet, enligt ICOLD Bulletin 155 (ICOLD, 2013).

Det pågår en benchmark workshop anordnad av EDF på ämnet om ung betong, dock inriktad mot reaktorinneslutningar i betong i projektet Vercors (2015). Syftet med denna benchmark workshop är att deltagarna ska uppskatta t.ex. temperaturutveckling och hållfasthetstillväxt i en reaktorinneslutning från ung betong under gjutskedet upp till provbelastning vid ett trycktest. Vid tidpunkten för skrivandet av föreliggande rapport så finns dock inga resultat offentliga från Vercorsprojektet.

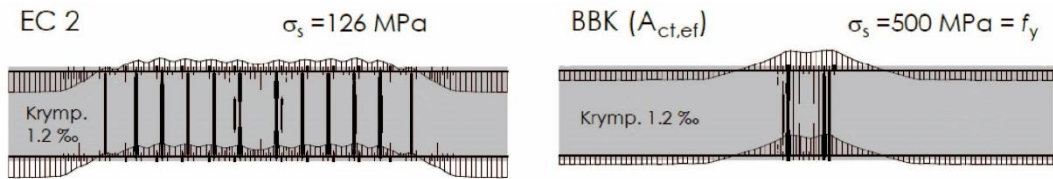
I efterföljande avsnitt så har några utav ovanstående referenser valts ut för att belysa tillvägagångssätten och viktiga slutsatser från simuleringar av ung betong.

5.5.1 Inverkan av minimiarmering för sprickbredds begränsning

I avsnitt 4.4.2 presenteras en uppdatering av uttrycket i Eurokod 2, som beskriver behov av minimiarmering som funktion av tvärsnittstjocklek. Detta uppdaterade uttryck baseras på det examensarbete som genomfördes av Björnberg och Johansson (2013). I deras arbete analyserades brottmoden hos betongkonstruktioner belastade med en jämnt fördelad krympning. I deras analyser beaktades enbart krympningen som tvångslast och denna beskrevs som en jämnt fördelad töjning över tvärsnittet. Olika typfall analyserades i FE-programmet Atena där dessa analyserades till brott och inverkan av parametrar som betongens hållfasthetsklass, tvärsnittsdimension, armeringsdimension, täckande betongskikt och vidhäftning mellan betong och armering studerades. De minsta typfallet som analyserades hade en tjocklek på 300 mm medan det största tvärsnittstjocklek som analyserades hade en tjocklek på 900 mm.

En viktig slutsats från deras arbete var att vid armering enligt BBK 04 (2004), erhöles i flera fall kraftig uppsprickning där mängden minimiarmering ej bedömdes vara tillräcklig för att agera sprickfördelade. Vid analys av mängden minimiarmering enligt Eurokod 2 sågs att det tydligt gav upphov till begränsad uppsprickning med många fler sprickor men som alla hade mindre sprickbredd. Dock observerades även att mängden minimiarmering enligt Eurokod kunde minskas markant i vissa fall och trots detta fortfarande erhålla att armeringen verkade sprickfördelade. I Figur 5-5 illustreras ett exempel på skillnad i uppsprickning vid jämnt fördelad krympning med minimiarmering baserad på Eurokod respektive BBK. Som det framgår i figuren, så uppstår i detta fall endast två (grova) sprickor för modellen som är baserad på BBKs minimiarmering, medan modellen baserat på Eurokod istället ger 12 stycken sprickor. En viktig skillnad mellan dessa resultat är även de inducerade armeringsspänningarna, där armeringen har uppnått flytspänningen (500 MPa) i den modell som är baserad på BBKs minimiarmering och endast är 126 MPa i modellen med minimiarmering enligt Eurokod.

Detta resultat visar därmed att armeringsbehovet enligt BBK med största sannolikhet är för lågt med hänsyn till att armeringen ska verka sprickfördelade. Dessutom så påvisar deras beräkningar att mängden minimiarmering enligt Eurokod kan med fördel reduceras avsevärt och trots detta fortfarande resultera i ett fint fördelat sprickmönster.

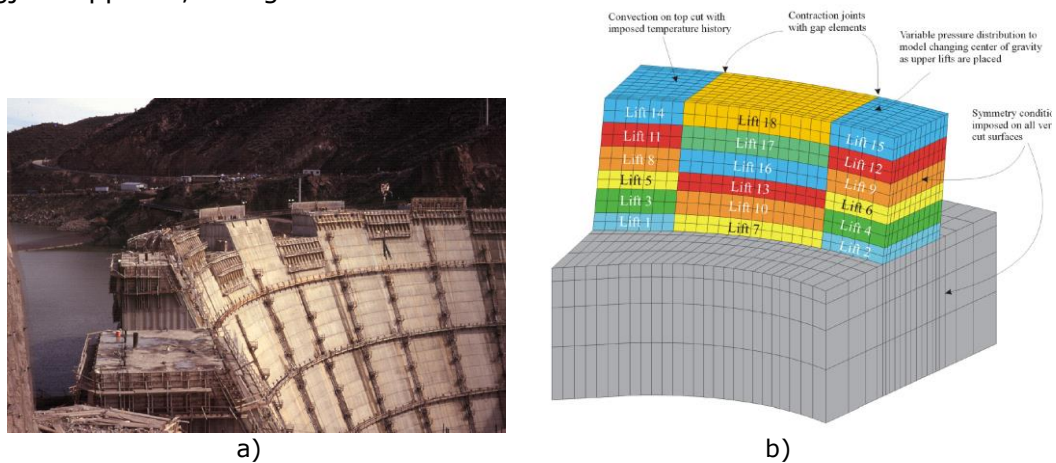


Figur 5-5 Skillnad i uppsprickning och armeringsspänning mellan Eurokod 2 (vänster) och BBK 04 (höger).

5.5.2 Construction of Portugues Arch Dam

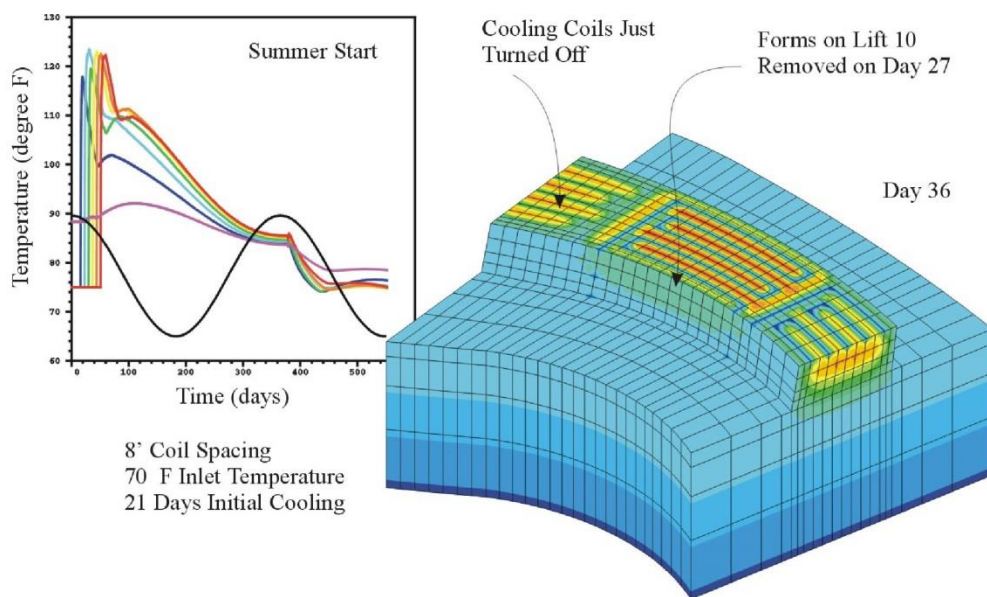
James och Dollar (2003) presenterar i sin artikel resultatet från simuleringar av Portugues valvdamm, där gjutetapper samt beteendet hos ung betong beaktas. Deras modeller baseras på materialmodellen ANACAP-U (se Truman och Fehl, 1995) som implementerats som en user-subroutine i Abaqus. Materialmodellen kan beskriva hållfasthetsutveckling hos ung betong samt, krympning, krypning etc.

Deras analyser genomförs som två separata analyser; temperaturberäkning och spänningsberäkning. Temperaturberäkningen genomförs först för att simulera värmeutvecklingen och temperaturfördelningar för dammen under hela konstruktionsprocessen. I temperaturberäkningen definieras värmeutvecklingen som tidsberoende för de olika gjutetapperna, och randvillkor ändras successivt i modellen för att simulera förändrad geometri pga gjutetapperna, se Figur 5-6.



Figur 5-6 Gjutetapper vid Portugese valvdamm, a) foto från byggtiden, b) gjutetapper i FE beräkningen, från James och Dollar (2003).

I temperaturberäkningen beaktas även inverkan av kylning från kylrören, se Figur 5-7. I figuren visas den cykliska årstidsvariationen i temperatur som beaktas i beräkningen. Den beräknade temperaturen i betongen beror dels pga omgivande förhållanden samt hydratation och kylsekvens. I figuren visas ett exempel där vänstra och högra pelarna härdat tillräckligt och värmeutvecklingen reducerats så att kylning ej längre krävs. Mittenpelaren gjuts därefter emellan dessa och kyles aktivt med hjälp av kylslingorna.

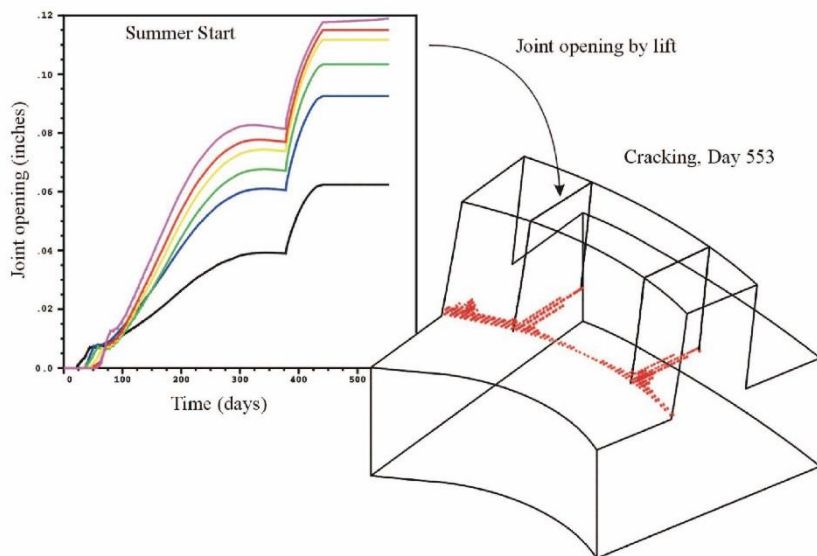


Figur 5-7 Simulerad inverkan av kylning, från James och Dollar (2003).

Resultatet från temperaturberäkningsmodellen används därefter som indata till spänningsmodellen, där temperaturfördelningar för varje gjutetapp inkluderas successivt. Beräkningsmodellen byggs ut successivt genom införande av nya element. Samma metodik har även använts av flera andra för att simulera gjutetapper, se t.ex. Malm och Sundquist (2010). I spänningsmodellen beaktas inverkan av hållfasthetstillväxt, krypning i kombination med de importerade temperaturfördelningarna från temperaturberäkningen. Spänningsmodellen beaktar även propagering av sprickor. Generellt, kan det vara komplicerat att beakta både krypning och uppsprickning eftersom vissa materialmodeller ej tillåter detta, enligt Malm (2009). Materialmodellen ANACAP-U som används i detta projekt möjliggör dock att dessa effekter kan kombineras.

I Figur 5-8 visas exempel på resultat från beräkningarna av James and Dollar (2003). I figuren illustreras dels graden av uppsprickning i dammen samt öppning av vertikala gjutfogar. Figuren visar att de vertikala fogarna öppnar sig kontinuerligt under avsvalningsfasen och dessutom att sprickor uppstår i dammtån på dammens uppströmsyta.

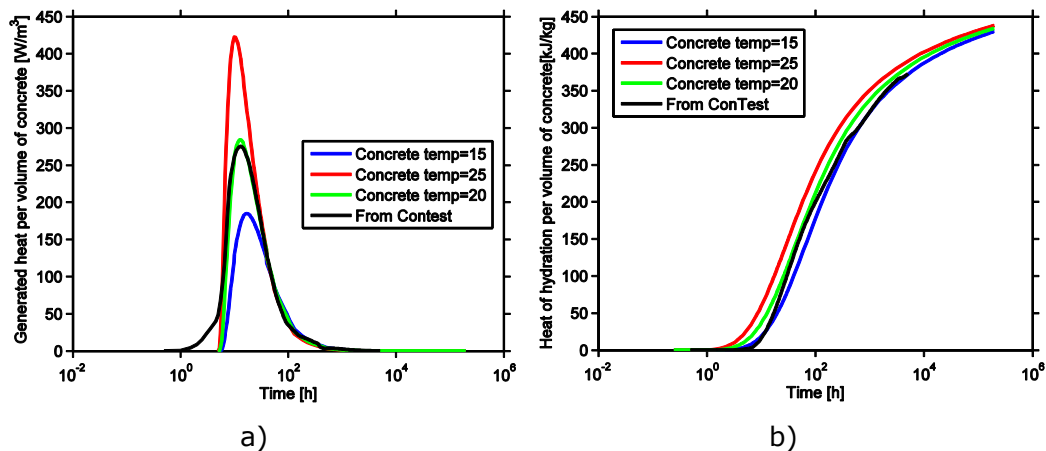
Dessa typer av sprickor och även öppningen av de vertikala dilatationfogarna är vanligt förekommande vid valvdamm och brukar injekteras i efterhand. De vertikala fogarna kommer dessutom att sluta sig en aning på grund av det hydrostatiska vattentrycket så att valvdammen huvudsakligen belastas av tryckklaster. (Goldgruber, 2015).



Figur 5-8 Simulering av uppsprickning och öppning av vertikala gjutfogar, från James and Dollar (2003).

5.5.3 SKB Concrete dome plug

I Malm et al. (2015) presenteras exempel på kurvor för den genererade värmen, se Figur 5-9. I Figur 5-9 a) visas den värmeeffekt som utvecklas per volymsenhet (W/m^3) medan Figur 5-9 b) illustrerar värmeenergin från hydratationen (J/kg). I figurerna visas en linje med svart färg som illustrerar hur värmeutvecklingen varierar när den är beroende på mognadsgrad (och därigenom temperatur) medan blåa, gröna och röda kurvorna representerar fall då värmeutvecklingen antas ske under konstant temperatur (dvs β_T är beräknad för konstant temperatur), i detta fall 15 °C, 20 °C och 25 °C. Som det framgår från denna jämförelse så finns en tydlig påverkan av varierande temperatur i betongen på värmeutvecklingen. I detta fall överensstämmer den gröna kurvan (dvs β_T beräknad med $T = 20$ °C) relativt bra överens med kurvan som motsvarar värmeutveckling baserad på variabel temperatur. Det är dock inte med detta sagt att denna metod ger tillräcklig noggrannhet för samtliga andra fall. I mer massiva konstruktioner erhålls högre temperaturökning och generellt större temperaturdifferens mellan yta och centrum.



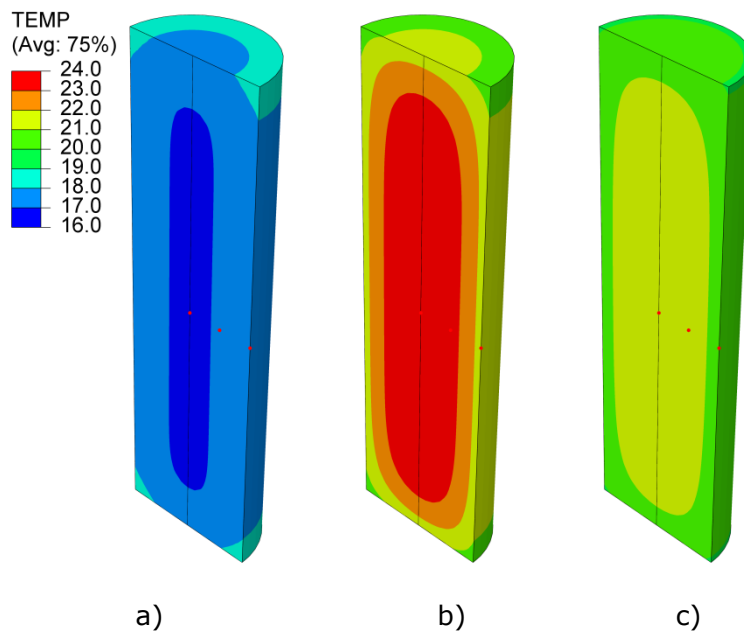
Figur 5-9 Exempel på värmeutveckling i betong, från Malm et al. (2015).

I Malm et al. (2015) presenteras resultat från olika fall där denna förenklade metod används och för dessa fall är det en fullgod approximation att använda denna förenklade metod. Ett exempel som presenteras i Malm et al. (2015) avser en jämförelse mellan beräkning och mätning för en 3 m hög betongcylinder med diametern 0,85 m som presenteras i Vogt et al. (2009), se Figur 5-10.

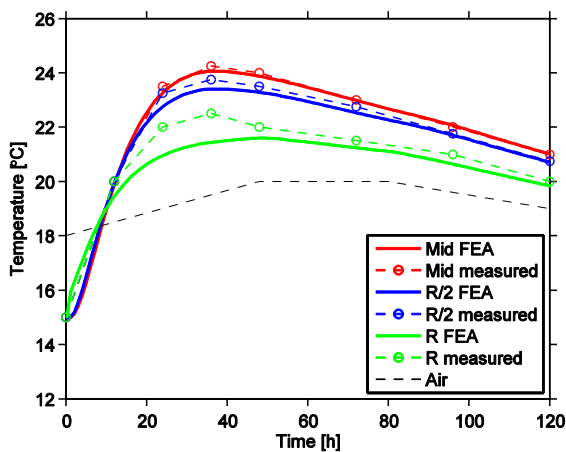


Figur 5-10 Provgjutning av 3 m hög betongcylinder, från Vogt et al. (2009).

Resultat från motsvarande numeriska FE modell finns illustrerad i Figur 5-11 för tre tidpunkter, efter 6 h, 40 h och 100 h. I Figuren visas även tre röda punkter som visar placering av tempgivare vid mätningen som senare används för jämförelse mot beräknat resultat. Denna jämförelse presenteras i Figur 5-12. Som det framgår av i Figur 5-12 fås sämst överensstämmelse vid ytan (grön kurva) vilket främst beror på förenkling av randvillkoren i FE modellen jämfört mot verkligheten.



Figur 5-11 Beräknad temperaturfördelning i betongcylindern efter, a) 6 h, b) 40 h och c) 100 h, från Malm et al. (2015).



Figur 5-12 Exempel på beräknad och uppmätt temperatur i en betongcylinder, från Malm et al. (2015).

Vid modellering i kommersiell generell FE programvara kan det vara komplicerat att inkludera att värmeutvecklingen ska vara beroende på beräknade temperaturer. Detta kräver oftast att användaren programmerar egna "user subroutines". Det är istället relativt enkelt i de flesta kommersiella program att definiera en tidsberoende effekt. I detta fall innebär det att användaren i så fall kan beräkna β_T på förhand genom att anta en konstant temperatur och därefter kan beräkna den värme som ska genereras av betongen som funktion av tiden.

Därför visar denna förenkling på en mycket viktig aspekt som gör denna typ av analyser tillgängliga för en större målgrupp, och kan tillämpas för (åtminstone) enklare fall. Det är dock inte med detta sagt att denna metod ger tillräcklig noggrannhet för samtliga andra fall. I mer massiva konstruktioner erhålls högre temperaturökning och generellt större temperaturdifferens mellan yta och centrum. Det bör även påpekas att det är viktigt att en rimlig temperatur antas vid beräkning av β_T , vilket kan vara svårt att göra på förhand om inte tillgång till mätdata finns. I dessa fall kommer det att krävas att användare genomför flera analyser med olika antagna temperatur och därefter beräknar vilken temperatur detta resulterar i i betongkonstruktionen. Den valda temperaturen vid bestämning av β_T ska vara lägre än maximal temperatur som uppstår i betongen och dessutom högre än lägsta temperaturen som uppstår under härdningen.

6 Diskussion och slutsatser

Detta projekt utgör en bakgrund/förstudie till framtida projekt som syftar till att ta fram lämpliga dimensioneringsregler avseende minimiarmering för vattenkraftens grova betongkonstruktioner. Dagens dimensioneringsregler är utvecklade för hus och anläggningskonstruktioner som är mycket slankare än vattenkraftens betongkonstruktioner. Därmed krävs att svenska vattenkraftsindustrin gemensamt satsar på forskning och utveckling för att utveckla uttryck för minimiarmering som är adekvata för grova tvärsnitt.

Hypotesen är att uppdaterade regler ska kunna leda till mer ekonomiska konstruktioner (pga mindre armeringsmängd) och bättre beständighet (pga dagens problem med gjutning och vibrering vid stora armeringsmängder).

6.1 Dimensionering av minimiarmering

Resultatet visar att erforderlig mängd minimiarmering skiljer kraftigt beroende på vilka krav som ställs på betongkonstruktionen med avseende på sprickbredder samt vilken dimensioneringsmetod som används. Skillnaden mellan de olika beräkningsmetoderna av Eurokod 2 syftar till att förändra parametern k så ett lägre relativt armeringsinnehåll krävs för grövre tvärsnitt. Övre gränsen för reduktion av armeringsmängden är satt till 800 mm för att därefter öka linjärt med ökat tvärsnitt vilket resulterar i de stora mängderna minimiarmering för grova konstruktioner.

Björnberg och Johansson (2013) visade att den armeringsmängd som erhålls vid dimensionering enligt BBK 04 ej kunde omfördela tvångsdeformationerna på ett sådant sätt så grova sprickor undviks medan en lägre armeringsmängd än den som föreslås i Eurokod uppfyller kraven. Med föreslagna värden enligt tabell 7.2N i Eurokod 2 utan att mer detaljerade beräkningar av sprickbredder utförts erhålls troligtvis en konservativ armeringsmängd för grövre tvärsnittstjocklekar.

Att dimensionera sprickbreddskrav enligt SS-EN 1992-3:2006 kapitel 7.3.1 ger beroende på tvärsnittsutförning relativt låga sprickbreddskrav jämfört med de rekommenderade sprickbreddskraven enligt RIDAS (2011). Vad som får anses som dimensionerande sprickbreddskrav behöver avgöras i respektive fall beroende på vilken typ av konstruktion som ska dimensioneras. Att frångå SS-EN 1992-3:2006 för dämmande konstruktioner innebär risker och skulle kunna resultera i att en för liten mängd armering erhålls med uppsprickning av tvärsnittet som följd.

De erhållna minimiarmeringsmängderna enligt Eurokod 2 kapitel 7.3.3 med låga sprickbreddskrav ger vid tjocka tvärsnitt att respektive rand kräver flera lager armering med grova dimensioner. Huruvida detta skulle kunna påverka gjutresultatet har inte undersökts i denna studie men troligtvis ökar risken för att betongen inte kan vibreras samman på ett önskvärt sätt. Detta skulle kunna medföra håligheter och andra typer av problem som skulle kunna medföra att konstruktionens förväntade livlängd påverkas negativt.

6.2 Metoder för numerisk analys

Det finns goda möjligheter att på ett detaljerat sätt analysera ung betong och eventuellt armeringsbehov som krävs för att minimera uppsprickning.

Det finns dels ett antal specialutvecklade programvaror som särskilt syftar till att genomföra denna typ av analyser. Specialprogrammen, och dess ingående materialparametrar, är ofta kalibrerade mot empiriska försök. Dessa är utformade för att det ska vara möjligt att genomföra relativt enkla analyser i 2D för att kunna beskriva komplicerade fenomen. Oftast är dock dessa baserade på linjärelastiska analyser och programvarorna kan endast indikera risk för uppsprickning (dvs indikera områden där draghållfastheten överskrids). Dessutom blir användaren vid tillämpning av dessa programvaror begränsad till att använda de formuleringar som programtillverkaren har definierat för t.ex. hållfasthetstillväxt etc. Frihetsgraderna för användaren blir därmed begränsade och det är normalt komplicerat att kombinera denna typ av analys med andra typer av fenomen och förlopp som kan vara av intresse.

Med generella, kommersiella, finita elementprogramvaror så finns normalt vissa fördefinierade funktioner som definierats av programutvecklaren som användaren kan tillämpa för att simulera ung betong. En stor skillnad mot dessa specialutvecklade programvaror, är dock att användaren även kan definiera egna specialutvecklade "user-sub-routines" där önskat fenomen kan beaktas på det sätt som användaren önskar. Detta innebär dock att användaren genomför både kalibrering och verifiering av den utvecklade materialmodellen. Dessutom, eftersom detta är generella finita elementprogram går det även att kombinera dessa rutiner med övriga fenomen och förlopp som kan vara av intresse. Ytterligare en viktig aspekt som är nödvändig vid simulering av gjutsekvenser, är att det finns möjlighet att introducera nya element i modellen stegvis för att efterlikna verkliga gjutetaper. Denna möjlighet finns i de flesta finita elementprogram.

I föregående avsnitt presenterades många fall från litteraturen där kommersiella FE-program har använts för att analysera beteendet hos ung betong tillämpat på vattenkraftens betongkonstruktioner. Orsaken till att det finns så pass många fall i litteraturen inriktade mot vattenkraftens betongkonstruktioner visar att detta är ett viktigt problem där dammar och övriga av vattenkraftens betongkonstruktioner är komplicerade att utreda baserat på normer. Detta främst pga att normerna inte är anpassade för dessa stora tvärsnittsmått.

Det finns som framgår från litteraturstudien många olika sätt och detaljeringsnivåer att analysera ung betong för vattenkraftens betongkonstruktioner. Det går dock inte baserat på denna litteraturstudie att utvärdera vad som är tillräcklig detaljeringsgrad. För att kunna göra detta krävs det att jämförande studier genomförs på olika fallstudier, helst för fall där det även finns tillgång till mätdata avseende temperaturutveckling etc så att beräkningsmetoderna kan valideras.

6.3 Behov av framtida utveckling

Denna rapport har haft till syfte att kartlägga hur olika dimensioneringsmetoder påverkar graden av minimiarmering som krävs samt vilka möjligheter det finns

till att genomföra mer detaljerade finita elementberäkningar för att analysera ung betong. Det finns baserat på detta arbete, flera frågor som bör studeras vidare i efterföljande projekt, så som:

- Vilka sprickbredds krav som bör ställas på en dämmande betongkonstruktion?
- Hur bör armeringen placeras vid grova tvärsnitt? Räcker det med att placera armeringen vid betongens ränder eller ska den placeras på annat sätt?
- Vilka beräkningsmetoder är lämpliga att använda för att bestämma mängden minimiarmering för vattenkraftens massiva betongkonstruktioner?
- Vilken detaljeringsgrad krävs vid avancerade numeriska beräkningar för att få en bra beskrivning av beteendet hos ung betong? Går det att definiera en lägsta detaljeringsgrad som är tillämplig för analys av ung betong inriktat mot vattenkraftens betongkonstruktioner?
- För att kunna tillämpa mer avancerade numeriska metoder vid bestämning av uppsprickning i ung betong finns det dels behov av kalibrering av de utvecklade/implementerade materialmodellerna. Det är även rimligt att kompletterande materialförsök kan krävas för ytterligare indata.
- Hur stor inverkan på minimiarmeringsbehovet fås om även uppsprickningen beaktas i de avancerade finita elementberäkningarna istället för enbart risk för uppsprickning?
- Alternativa metoder för att reducera värmeutvecklingen har berörts i denna rapport, men även här skulle det behövas en mer djupgående analys av hur dessa metoder kan tillämpas för att reducera sprickrisk i ung betong.

För att besvara dessa frågor krävs att jämförande studier genomförs där både avancerade numeriska beräkningar genomförs med olika val av detaljeringsgrad där t.ex. olika sätt att simulera värmeutveckling, hållfasthetstillväxt, uttorkning etc studeras och jämförs mot mängd armering baserat på normberäkningar och framförallt mot resultat från uppmätta temperaturutveckling etc.

7 Referenser

ABAQUS Manual (2013). *Abaqus 6.13 Documentation*. 3DS Simulia.

Abdulbaki M. S., Chaouche A. M. (2015) *Användning av flygaska I vattenbyggnadsbetong*. Examensarbete BD 2015:73, KTH Kungliga Tekniska Högskolan.

BBK 04 (2004). *Boverkets handbok om betongkonstruktioner*, 3e utgåvan. Boverket, Byggavdelningen, Karlskrona.

Betonghandboken (1994) *Betonghandboken – Material*. Svensk Byggtjänst.

Björnberg M., Johansson V. (2013). *Numeriska simuleringar av betongkonstruktioner med minimiarmering för sprickbredds begränsning*. Examensarbete KTH/BKN/EX--387—SE, KTH Kungliga tekniska högskolan.

Bosnjak D. (2000). *Self-Induced Cracking Problems in Hardening Concrete Structures*. PhD Thesis, NTNU The Norwegian University of Science and Technology.

Byfors J. (1980). *Plain Concrete at Early Ages*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, FO 3:80, Stockholm.

Carlswärd J. (2006) *Shrinkage cracking of steel fibre reinforced self compacting concrete overlays: test methods and theoretical modelling: test methods and theoretical modelling*. Doktorsavhandling LTU-DT-0655-SE.

Castilho E. (2003) *Thermal analysis of concrete dams during construction: application to Alqueva's Dam*. Portugal: University of Lisbon, 2003.

Cervenka J, Jendele L, Smilauer V. (2013) *Modelling of crack development in young concrete*. In: VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Toledo, Spain.

Chen Y, Wang C, Li S, Wang R, He J. (2001) *Simulation analysis of thermal stress of RCC dams using 3-D finite element relocating mesh method*. *Advances in Engineering Software*, 32 (2001), 677-682.

ConTeSt Pro (1999). *User's Manual ConTeSt Pro*. Utvecklad av JEJMS Concrete AB i samarbete med Luleå Tekniska Universitet, Cementa AB och Peab AB.

Dahlbom O. (1992) – *HACON-S- A Program for Simulation of Stress in Hardening Concrete*. Developed by Lund Tekniska Högskola och Vattenfall AB. Hemsida: http://www.byggmek.lth.se/english/resources/software/hacon_a_program_for_simulation_of_hardening_concrete/ [2015-04-04]

Dahlbom O., Lindemann J. (2000) *HACON A program for simulation of temperature and stress in hardening concrete*. SRN LUTVDG/TVSM--00/3057--SE (1-66). Lund Technical University.

DIANA Manual (2014). *DIANA Finite Element Analysis – Users Manual, Version 9.5*. TNO DIANA BV.

- Eierle B, Schikora K (1999)** *Computational modelling of concrete at early ages using DIANA*. In: Diana-World 1999, issue 2. <http://www.bst.bv.tum.de/pdf/diana.pdf> [2015-05-04]
- Emborg M. 1989.** *Thermal stresses in concrete structures at early ages*. PhD thesis, Luleå University of Technology, report 1989:73 D.
- Emborg M., Bernander S., Ekerfors K., Groth P., Hedlund H., (1997).** *Temperatursprickor i betongkonstruktioner – Beräkningsmetoder för hydratationsspänningar och diagram för några vanliga typfall*. Luleå University of Technology, Technical report 1997:02.
- Eurokod 2 (2008)** *Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader*, SS-EN 1992-1-1:2005, SIS.
- Eurokod 2 (2009)** *Dimensionering av betongkonstruktioner - Del 3: Behållare och avskiljande konstruktioner för vätskor och granulära material*, SS-EN 1992-3:2006, SIS.
- Goldgruber M (2015).** *Nonlinear Seismic Modelling of Concrete Dams*. PhD Thesis, Graz Technical University
- Fib (2012)** *Model Code 2010 - Final draft, Vol. 1, fib (fédération internationale du béton), Bulletin 65, Vol. 2, 350 p.*
- Fjellström P., Jonasson J-E., Emborg M., Hedlund H. (2012)** *Model for concrete strength development including strength reduction at elevated temperatures*. Nordic Concrete Research, Vol 45 (1), pp 25 - 44.
- Hernandez-Bautista E, Bentz D.P, Sandoval-Torres S, Cano-Barrita P.F de J. (2014)** *Modeling Heat and Moisture Transport During Hydration of Cement-Based Materials in Semi-Adiabatic Conditions*. In: Proceedings of the 2014 COMSOL Conference, Boston.
- ICOLD (2013)** *Guidelines for use of numerical models in dam engineering*, ICOLD Bulletin 155.
- Ishikawa M. (1991)** *Thermal Stress Analysis of a Concrete Dam*. Computers & Structures, Vol 40 (2), pp. 347 -352.
- James R.J., Dollar D.A. (2003)** *Thermal Engineering for the Construction of Large Concrete Arch Dams*, In: The 6th ASME-JSME Thermal Engineering Joint Conference, March 16-20
- Jefferson A, Chittez A, Tenchev R, Cole G, Lyons P, Ou J. (2013)** *A Hygro Thermo Mechanical Model for Concrete*. In: VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures. Toledo, Spain.
- Jonasson J-E., (1985)** *Slipform Construction - Calculations for assessing Protection Against Early Freezing*, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm, Sweden.
- Jonasson J-E., Elfgrén L., Emborg M. (2009a)** *Modelling of temperature and shrinkage induced cracking risks in young concrete*, In: International Workshop Control of cracking in R.C. Structures: a major step towards serviceability. Frankrike.
- Jonasson J-E., Emborg M., Elfgrén L., Wallin K. (2009b)** *How to build crack-free durable concrete structures – concrete hardening technology*

including modelling of shrinkage, creep and temperature of young concrete and its influence on durability and lifetime. In: 4th International Symposium on lifetime Engineering of Civil Infrastructure. China.

Kim SG (2010). *Effect of heat generation from cement hydration on mass concrete placement.* MSc Thesis, Paper 11675. Iowa State University.

Kölfors J. (1994) *Temperatursprickor i grova betongkonstruktioner.* Rapport 94:3B. Elforsk AB.

Larson M. (2003). *Thermal crack estimation in early age concrete.* PhD thesis, Luleå University of Technology, report 2003:20.

Lindvall A. (2012) *Beräknad uttorkningsprognos för betongkonstruktioner med tillgängliga prognosverktyg - En jämförande studie av likheter och skillnader för beräknat uttorkningsförlopp för några simulerade belastningfall.* SBUF rapport ID 12476.

Locher F.W., Richartz W., Sprung S. (1976). *Erstarren von Zement. Teil I: Reaktion und Gefügeentwicklung.* Zement-Kalk-Gips, 1976(29):10.

Malm R., (2009) *Predicting shear type crack initiation and growth in concrete with non-linear finite element method.* Doktorsavhandling, KTH Kungliga tekniska högskolan, TRITA-BKN Bulletin 97.

Malm R., (2014). *Experience from the design and full-scale test of the concrete dome and bentonite seal for the KBS-3V repository.* SKB TR-report, TR-14-23. Svensk Kärnbränslehantering AB.

Malm R., Hassanzadeh M., Gasch T., Eriksson D., Nordström E. (2013) *Cracking in the concrete foundation for hydropower generators - Analyses of non-linear drying diffusion, thermal effects and mechanical loads,* Rapport 13:63, Energiforsk.

Malm R., Sundquist H. (2010) *Time-dependent analyses of segmentally constructed balanced cantilever bridges.* Engineering Structures, Vol 32 (4), pp 1038-1045.

Messer C, Lopez F, Laxman M. (2011) *Finite Element Thermal Analysis of the Enlarged Cotter Dam.* In: AnCold

Niu Y-Z, Tu C-L, Liang R.Y, Zhang S-W (1995) *Modeling of Thermomechanical Damage of Early-Age Concrete.* Journal of Structural Engineering, Vol 121 (4) pp. 717-726.

Paavola J., (2011) *FEM-modellering av en vattenkraftstation - Utvärdering av beräkningar i 3D,* Examensarbete, Luleå tekniska högskola.

Pickett C., (1942) *The effect of change in moisture-content on the creep of concrete under a sustained load.* ACI Journal, vol 38, pp. 333 – 356.

RIDAS (2011) *Kraftföretagens riktlinjer för dammsäkerhet, Avsnitt 7.3 Betongdammar - Tillämpningsvägledning,* Svensk Energi.

Rueda F, Camprubi N, Garcia G (2005) *Thermal cracking Evaluation for La Breña II Dam during the Construction Process,* In: Abaqus Users Conference.

SBUF (2014) *Produktionsplaning Betong, Svenska byggbranschens utvecklingsfond*, Tillgänglig via: <http://www.sbuf.se/Nyheter-och-publikationer/Aktuellt/2014/PPB/> [2015-06-14]

SIS (2015). *SIS sammanställning av frågor och svar (FAQ) angående SS-EN 1992 – Betongkonstruktioner*. Tillgänglig via: <http://www.sis.se/tema/eurokoder/FAQ-ssen-1992/> [2015-06-24]

Sjöbeck H. (2006) *Simulering av betong under härdning*. Examensarbete LUTVDG/TVSM--06/5146--SE (1-116), Lund Tekniska Högskola.

Tia M., Ferraro C., Lawrence A., Smith S., Ochiai E. (2010) *Development of Design Parameters for Mass Concrete Using Finite Element Analysis*. U.F. Project No. 00054863, Department of Civil & Coastal Engineering, University of Florida.

Tillfors S., Arya Nezhad, N., Y. (2011) *Temperatursprickor i ung betong – Utvärdering av projektering och utförande av åtgärder, samt utveckling av dimensioneringsmetod för kylsystem*. Examensarbete 2011:26, KTH Kungliga tekniska högskolan.

Truman K.Z., Fehi, B.D., (1995). *Constitutive Modeling of Concrete for Mass Concrete Structures, A simplified Overview*. US Army Corps of Engineers, Technical Report ITL-95-8.

Vercors (2015) Tillgänglig via <http://fr.amiando.com/EDF-vercors-project.html>. [2015-08-14].

Vogt C., Lagerblad B., Wallin K., Baldy F. (2009) *Low pH self compacting concrete fore deposition tunnel plugs*. SKB rapport R-09-07, Svensk kärnbränslehantering (SKB).

MINIMIARMERING I VATTENKRAFT- ENS BETONGKONSTRUKTIONER

För att fördela sprickor och därmed begränsa graden av sprickbildning hos betongkonstruktioner under avvalningsfasen, introduceras armering. Projektet har kartlagt hur olika dimensioneringsfmetoder påverkar graden av denna minimiarmering samt vilka möjligheter det finns till att genomföra mer detaljerade numeriska beräkningar för att analysera ung betong.

Resultatet visar att erforderlig mängd minimiarmering skiljer kraftigt beroende på vilka krav som ställs på betongkonstruktionen med avseende på sprickbredder samt vilken dimensioneringsmetod som används.

Uppdraget har utförts av Sweco Energuide AB och har ingått i Energiforsks Betongtekniska program vattenkraft.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se