LUND UNIVERSITY

Vattenbyggnadsbetong

Fagerlund, Göran

1989

Link to publication

Citation for published version (APA):
Fagerlund, G. (1989). *Vattenbyggnadsbetong*. Cementa.

Total number of authors:
1

General rights
Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.
• Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
• You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
• You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: https://creativecommons.org/licenses/

Take down policy
If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117
221 00 Lund
+46 46-222 00 00

Download date: 18. Dec. 2025

Göran Fagerlund

Vattenbyggnads-betong

Göran Fagerlund

Vattenbyggnads-betong

ISBN 91-87334-04-6

Innehåll

Förord 5
Betongens beständighet – en lägesbeskrivning 7
Nya faktorer inom den moderna betongtekniken 9
Portlandcement 9
Mineraliska tillsatsmaterial–restmaterial /4/ 11
Tillsatsmedel 16
Efterhärdning 21
Ballast 24
Omgivande miljö 26
Påfrestningar och allmänna krav på vattenbyggnadsbetong 27
Beständighetsproblem och motåtgärder 28
Frostangrepp 28
Armeringskorrosion 31
Kemiska angrepp 35
Erosion 38
Temperatursprickbildning 39
Villkor för sprickbildning 39
Kylning av betongmassan 46
Sammanfattning 47
Litteratur 49

Förord

"Vattenbyggnadsbetong" används här som en samlande beteckning på betongkonstruktioner till vattenkraftanläggningar och liknande tyngre anläggningar för vilka beständighet och täthet är primära egenskaper. Huvudsakligen avses konstruktioner vilka utsätts för naturliga men hårda klimatpåfrestningar dvs långvarig fuktbelastning, ofta under samtidigt ensidigt vattentryck, och upprepade nedfrysnings- och upptiningsperioder.

Till denna typ av konstruktioner har betong använts under mycket lång tid, oftast med stor framgång. Vid valet av betongkvalitet och konstruktionsutformning kan man därför basera sig på ett mycket stort erfarenhetsmaterial. I den moderna betongtekniken har det emellertid under det senaste decenniet förts in en del nyheter vilka inte kan tillämpas okritiskt i konstruktioner på vilka man ställer höga livslängdskrav. I rapporten ges dels en översikt över befintligt vetande, dels synpunkter på dessa nyheter inom den moderna betongtekniken.

Rapporten baseras på ett föredrag som hölls vid ett "dammseminarium" vid KTH för något år sedan.

Danderyd i mars 1989

Göran Fagerlund

Betongens beständighet – en lägesbeskrivning

Under det senaste decenniet har ett antal spektakulära skadefall i Sverige medfört att betongens rykte som ett beständigt material ifrågasatts; av ca 800 000 balkonger har ett stort antal varit så kraftigt angripna av frost och armeringskorrosion att de antingen behövt genomgå omfattande reparationer eller helt bytts ut /1/; av ca 7 000 betongbroar har minst 12 % så omfattande frostskador att en snar renovering är nödvändig /2/.

I bägge dessa fall är emellertid orsaken till skadorna att betongen haft en alltför låg kvalitet i förhållande till de aktuella miljöpåfrestningarna. Betongen i balkongerna har normalt varit vanlig "inomhusbetong", dvs den har haft högt vattencementtal (vct), den har saknat extra luftinblandning och täckskiktet över armeringen har varit litet. Genom kostnadsmässigt försumbara kvalitetshöjande åtgärder (sänkt vct, ökad lufthalt) hade livslängden enkelt kunnat höjas från de vanliga värdena 10 à 15 år till 100 år eller mer.

På motsvarande sätt beror skadorna hos broar så gott som uteslutande på en för låg betongkvalitet i förhållande till den mycket hårda miljöpåfrestning som tösaltning i kombination med frost innebär. Så gott som alla broar som byggts före 1965, vilket är 65 % av hela brobeståndet, saknar extra luftinblandning och har därför mycket liten möjlighet att klara påfrestningarna. Broar byggda efter 1965 har visserligen betong med luftinblandning i speciellt utsatta delar – t ex kantbalkar – men dels är lufthalten ofta låg, dels är den ofta åstadkommen med bristfälliga luftporbildande medel.

Även när det gäller brobetong är det billigt att åstadkomma hög beständighet. Merkostnaden i dagens prisläge för att öka täckskikten någon centimeter, sänka vct från 0,5 till 0,4 och samtidigt höja lufthalten från 4,5 % till 6,5 % torde understiga 5 % av anläggningskostnaden. Därvid torde livslängden mer än fördubblas. Sådana kvalitetshöjande åtgärder har redan vidtagits av Vägverket.

Över huvud taget är det mycket billigt att dramatiskt öka livslängden hos betong; redan små åtgärder ger stora effekter. Där-

vid skiljer sig betong förmånligt från många andra material.

Vattenbyggnadsbetong har, jämfört med mycken annan utomhusbetong, haft hög beständighet och därför medfört förhållandevis små underhållsproblem. Orsaken är säkerligen en hög kvalitetsmedvetenhet hos beställarna, framförallt vid val av betongkvalitet, cementtyp etc, kombinerat med noggrant arbetsutförande beträffande komprimering, härdning etc, och noggrann kontroll på byggplatsen. Undantag utgör naturligtvis de allra tidigaste konstruktionerna vilka tillkom under en tid när vikten av vattentät betong inte var helt klar. Flera av dessa äldre konstruktioner har därför omfattande urlakningsskador.

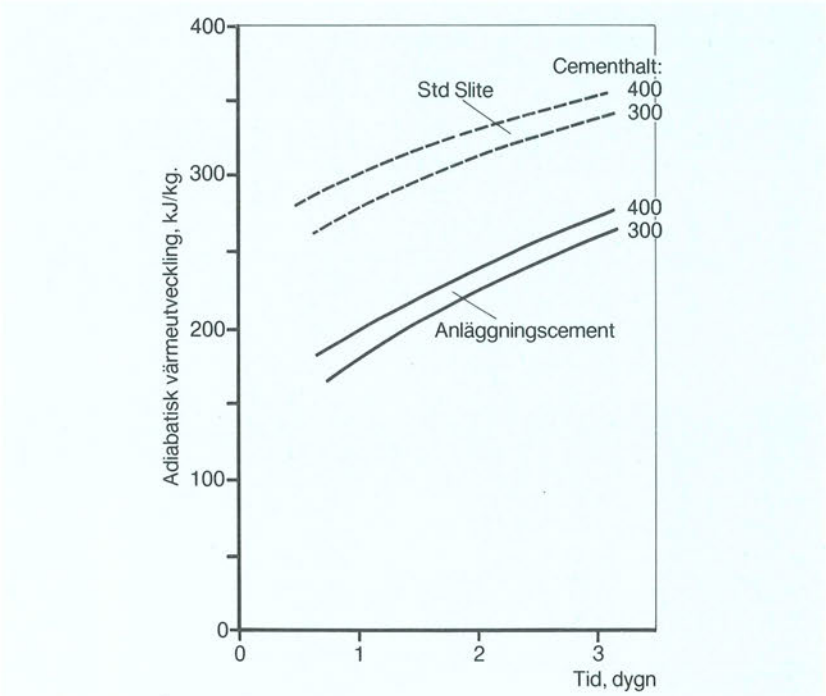
Det bästa råd man kan ge vattenbyggarna när det gäller deras val av betongkvalitet, arbetsutförande etc, är därför att man bör fortsätta att tillämpa i stort sett samma kvalitetskrav som under de senaste 40 à 50 åren. Det finns emellertid en del nya faktorer i den moderna betongtekniken som måste beaktas. Ibland har dessa nyheter inneburit förbättringar men inte sällan medför de risker som man måste vara observant på. Vattenkraftanläggningar skall ju ha en mycket hög livslängd (100 år eller mer) och då blir utrymmet för ett oöverlagt experimenterande med nya material och metoder mycket begränsat.

Nya faktorer inom den moderna betongtekniken

Portlandcement

Tidigare användes så gott som uteslutande långsamthårdnande cement (LH-cement) för att minska risken för s k "avsvalningssprickor" eller"temperatursprickor". Vanligen användes i Sverige fabrikatet Limhamn LH vilket dessutom var lågalkaliskt och hade god sulfatresistens. Detta cement är taget ur produktion sedan slutet av 1970-talet. I dag produceras så gott som inga renodlade LH-cement i Europa eftersom efterfrågan är så liten. Tendensen är istället att göra cementen allt snabbare för att tillgodose det vanliga byggandets behov av snabb formrivning.

I Sverige produceras emellertid sedan fem år ett s k Anlägg-



Figur 1. *Värmeutveckling för Anläggningscement i jämförelse med Slite Std och LH-cement enligt B1's krav.*

ningscement (Std P Degerhamn) som enligt amerikansk terminologi är ett cement Type II dvs ett "Cement with moderate heat of hydration". Anläggningscementet är ett långsamt standardcement med en värmeutveckling mitt emellan LH-cements och vanliga Std-cements, se Figur 1. Anläggningscementet är dessutom lågalkaliskt och har mycket hög sulfatresistens /3/.

Anläggningscementet är det i särklass mest lämpliga att använda i såväl måttligt grova som mycket grova vattenkraftkonstruktioner, t ex dammar. Risken för temperatursprickbildning blir därvid mycket mindre än om vanligt Std-cement används; se Figur 30 nedan. Därmed ökas också beständigheten.

Mineraliska tillsatsmaterial - restmaterial /4/

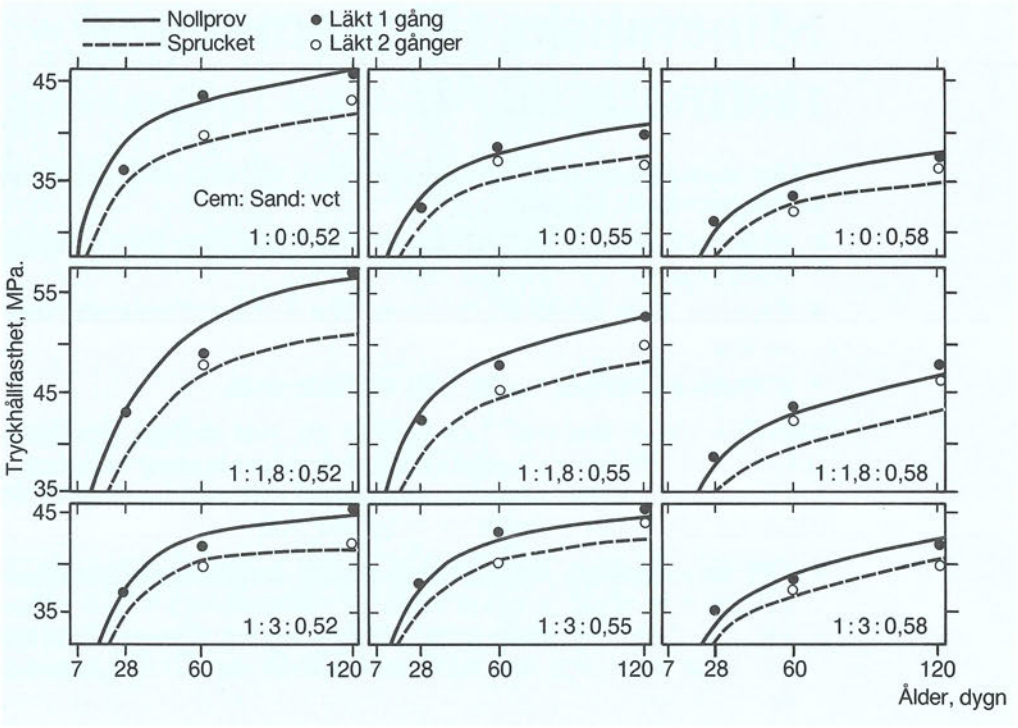
Olika mineraliska restmaterial har blivit alltmer aktuella inom betongtekniken. Dit hör

- silikastoft, som är ett filterdamm från kiseljärn- eller kiseltillverkning.
- flygaska, som är ett filterdamm från kolförbränningsanläggningar.
- granulerad masugnsslagg från stålindustrin.

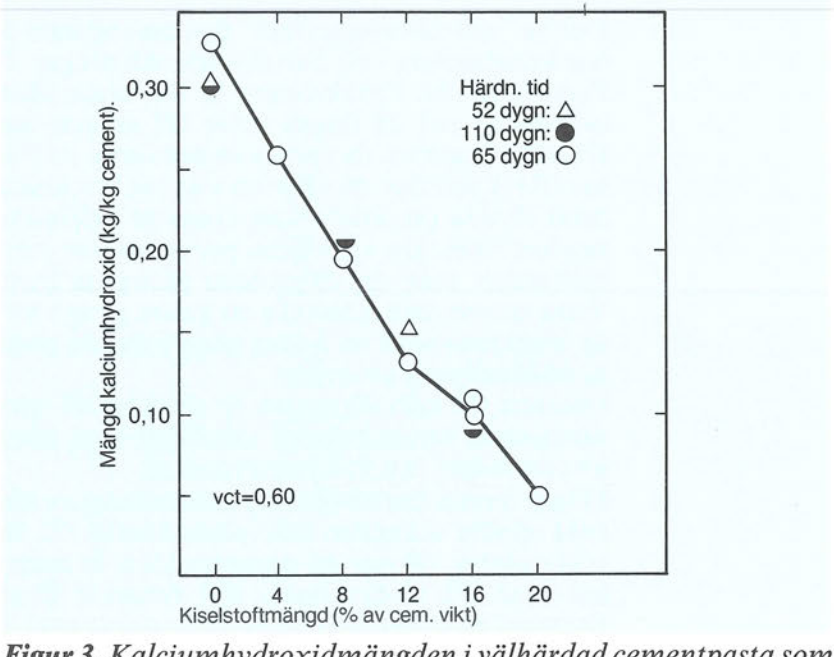
Samtliga dessa material kan ersätta en viss mängd portlandcement vid bibehållen sluthållfasthet varvid värmeutvecklingen kan reduceras något. Man bör emellertid inta en viss reserverad hållning till restmaterialen av följande skäl:

- Det finns tydliga indikationer på att temperatursprickbildningen inte alltid minskar trots att värmeutvecklingen minskar /5/. Orsaken torde vara att betongens töjningsförmåga blir lägre samtidigt som hållfasthetsillväxten blir långsammare.
- Man får en betydligt mindre möjlighet till självläkning av sprickor eftersom restmaterialen vid sin kemiska reaktion konsumerar stora delar av den fria kalciumhydroxid som är orsaken till självläkning av portlandcementbetong.

  Denna "självläkningseffekt" hos betong med portlandcement har konstaterats i ett flertal undersökningar. Exempel visas i Figur 2 ur /6/. Provkroppar ur nio olika blandningar tryckbelastades vid 28 dygns ålder till så gott som totalt brott. Därefter lagrades de spruckna proverna i 95 % relativ fuktighet (RH) varefter de efter en viss tid tryckbelastades till nytt brott (fyllda punkter). Som synes är hållfasthetsreduktionen mycket liten. De självläkta proverna har i stort sett samma hållfasthet som de oförstörda proverna (heldragen kurva). Vissa prover fick självläka en andra gång i 95 % RH varefter de tryckprovades en andra gång (ofyllda punkter). Även nu är hållfastheten avsevärd.
  Orsaken till självläkningen är troligen att sprickorna blottar oreagerade cementkärnor samtidigt som sprickorna fylls ut av cementgel och kalciumhydroxid.
  I Figur 3 visas hur en ökande inblandning av silikastoft dramatiskt sänker mängden kalciumhydroxid /7/. Redan vid 10 % inblandning räknat på cementvikten är kalciumhydroxiden halverad. På motsvarande sätt fungerar flygaska och slagg. Exempel på effekten av slagginblandning ges i Tabell 1. Värdena gäller vid 28 dygn. Efter längre härdning torde värdena bli ännu lägre.



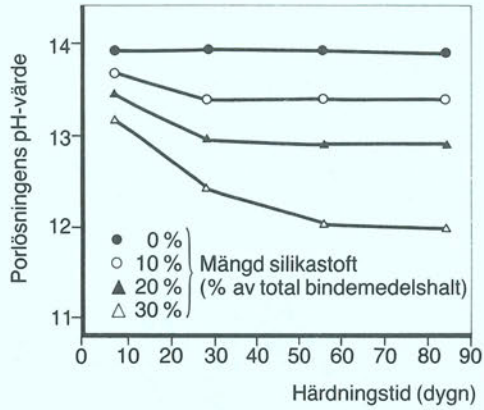
Figur 2. *Självläkning hos provkroppar av cementbruk vilka belastats till brott och därefter, före den nya hållfasthetsprovningen, förvarats i 95 % rel fukt /6/.*



Figur 3. *Kalciumhydroxidmängden i välhärdad cementpasta som funktion av mängden silikastoft /7/.*

Tabell 1. *Inverkan av halten granulerad masugnsslagg på betongens kalicumhydroxidhalt /8/.*

Cementets slagghalt	Relativ $Ca(OH)_2$-halt vid 28 dygns betongålder
0	100 %
30	59 %
65	21 %

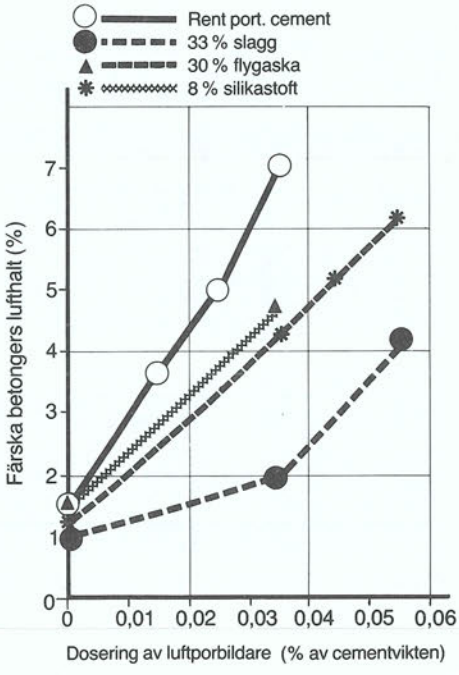


Figur 4. *Inverkan av silikastoftinblandning på porlösningens pH-värde /9/.*

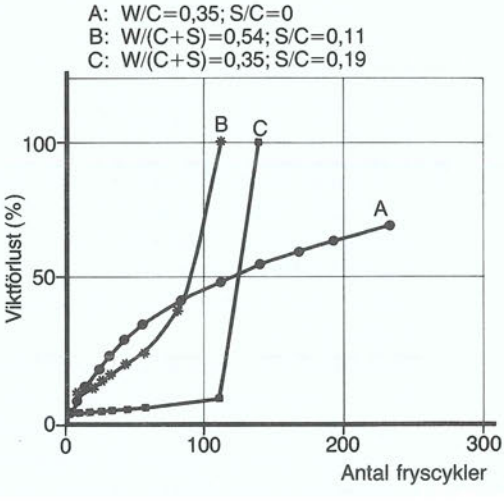
- Man får en pH-sänkning inne i betongen som kan öka risken för armeringskorrosion. Exempel på hur inblandning av silikastoft sänker pH-värdet visas i Figur 4 /9/. 10 % inblandning sänker pH med 0,5 enheter dvs OH^--jonkoncentrationen hos porvattnet minskar med en faktor 3. Detta har en mycket negativ effekt på skyddet mot armeringskorrosion, framförallt i kloridhaltig miljö /10/. Möjligen sker en viss kompensation genom en något ökad täthet hos betongen förutsatt att denna är perfekt fukthärdad.

- Effekten av restmaterial på frostbeständigheten är inte helt klarlagd. Man vet att behovet av luftporbildare ökar och att variationerna i betongens lufthalt blir större. Detta gäller framförallt betong med flygaska. Exempel på doseringsbehovet av luftporbildare vid olika typer av restmaterial visas i Figur 5 /11/.
  Det förefaller också som om betong med silikastoft kan få låg frostbeständighet vid lång tids fuktbelastning. Exempel på detta visas i Figur 6 /12/. Orsaken till silikastoftets negativa inverkan torde vara att luftporerna i en sådan betong lättare vattenfylls och därmed inaktiveras.
  I betong med masugnsslagg fås också ofta lägre frostbeständighet. Mätningar visar att luftporerna mycket lättare vattenfylls

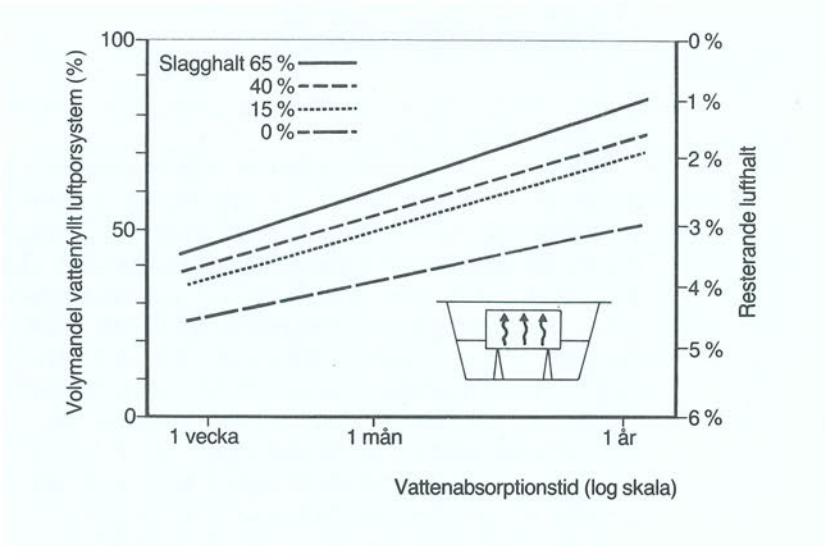
i en sådan betong; se Figur 7 /13/ som visar att en mycket stor andel av luftporsystemet i en betong med cement med hög slagghalt är inaktiverat redan efter 1 års kontinuerlig vattenlagring. Denna miljö är normal i vattenbyggnadskonstruktioner.



Figur 5. *Exempel på inverkan av mineraliska tillsatsmaterial på behovet av luftporbildare. (Halten tillsatsmedel anges i relation till total bindemedelshalt) /11/.*



Figur 6. *Saltfrystest av lufttillsatta betonger med och utan silikastoft, W=vatten, C=portlandcement, S=silikastoft /12/.*



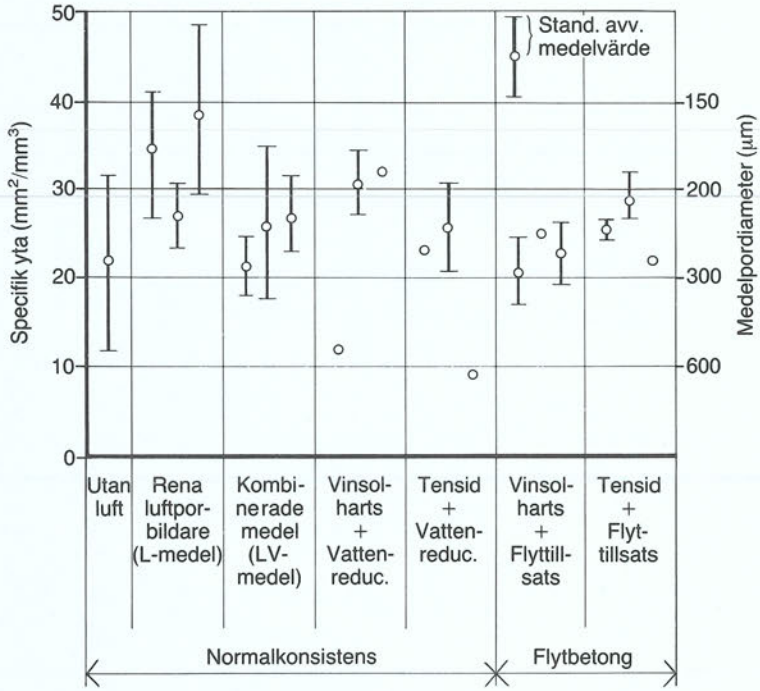
***Figur** 7. Inverkan av cementets slagghalt på den hastighet med vilken luftporsystemet vattenfylls vid kontinuerlig vattenlagring av betongen /13/. (vct=0,45, lufthalt=6 %).*

Tillsatsmedel

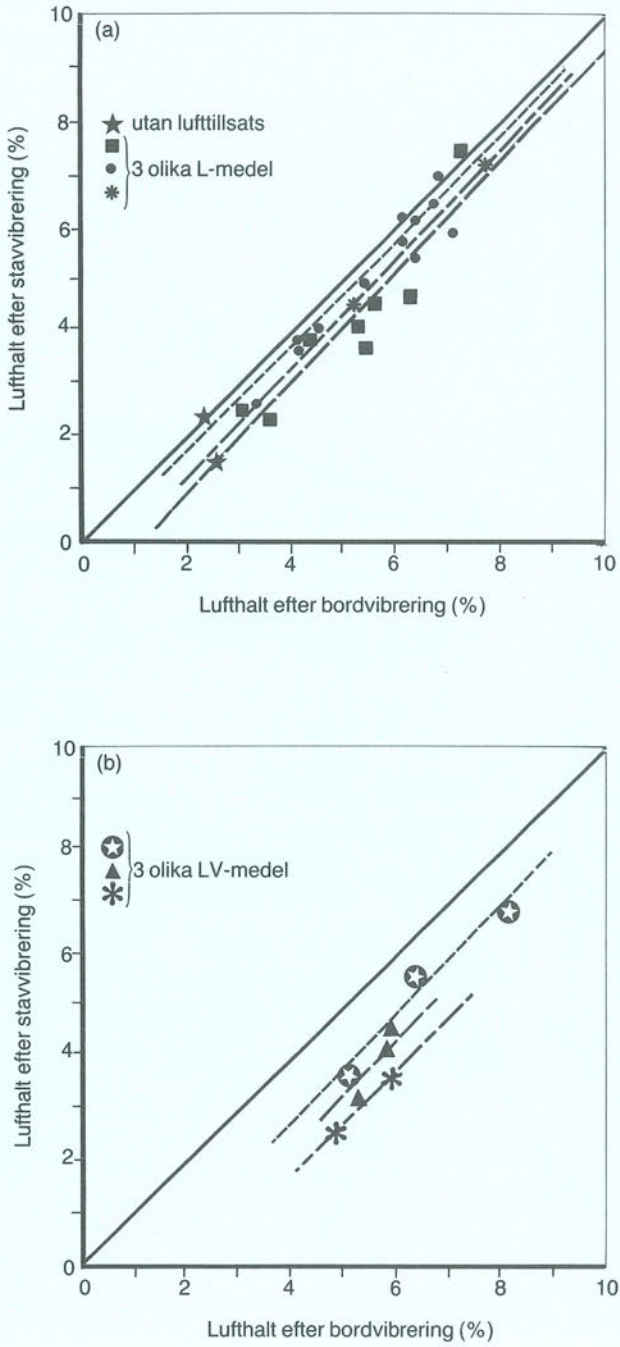
Flera nyheter inom tillsatsmedelsområdet har betydelse för betongens beständighet.

Kombinerat luftporbildande och vattenreducerande tillsatsmedel (LV-medel) har till stor del trängt ut de tidigare rent luftporbildande medlen (L-medel). Detta har i flertalet fall inneburit en försämring av frostbeständigheten /14/. Luftporsystemet blir grövre och mera instabilt vid transport, gjutning och vibrering. Exempel på luftporsystemets finhet visas i Figur 8. Ett fullgott luftporsystemt bör ha en specifik yta överstigande 30 mm^{-1}, dvs medelpordiametern bör understiga 0,2 mm. Enbart ett par rena luftporbildare uppfyller detta krav. I Figur 9 visas att luftporstabiliteten är betydligt lägre vid LV-medel. Detta avslöjas av att lufthalten minskar mycket kraftigt när betongen utsätts för den intensivare stavvibreringen.

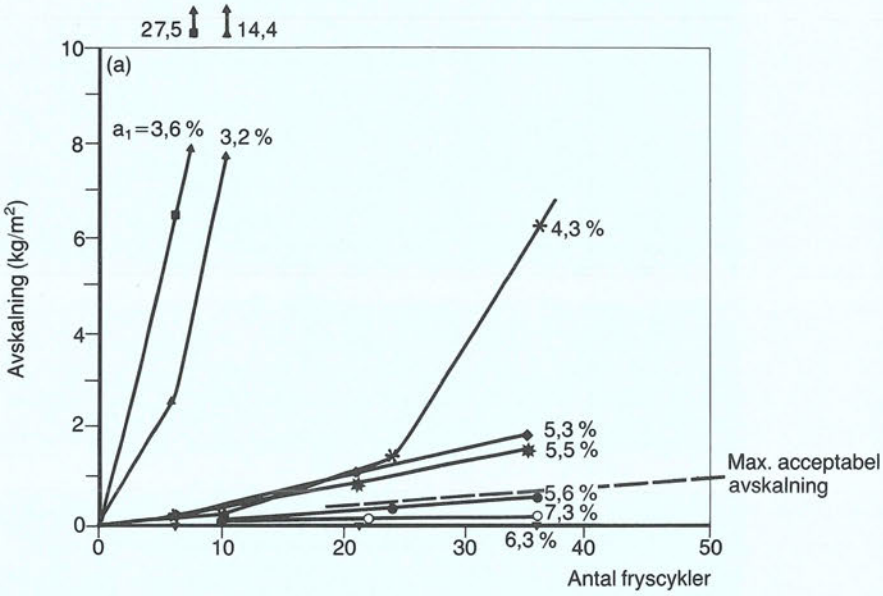
Resultatet blir att även frostbeständigheten blir lägre vid LV-medel. Exempel på detta visas i Figur 10. Betonger med

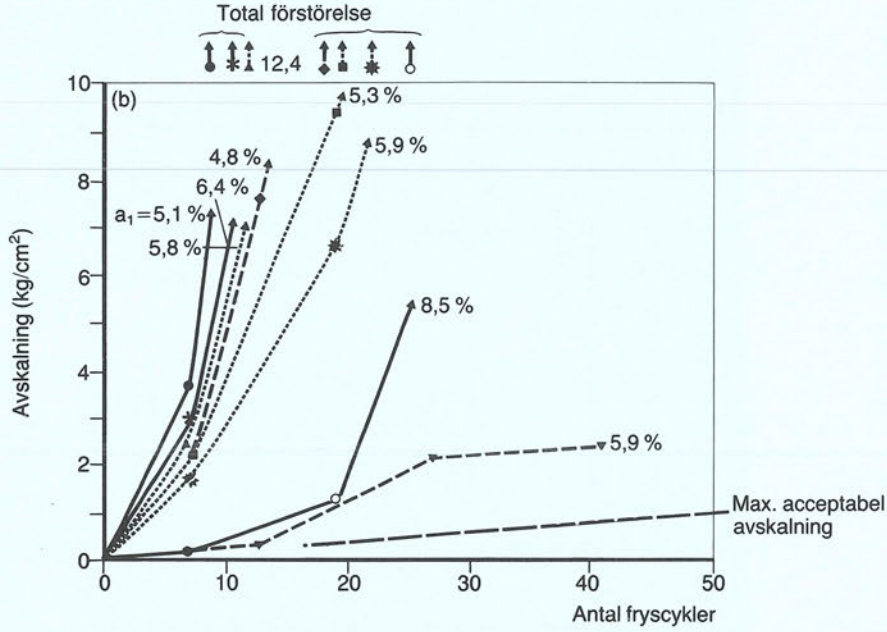


Figur 8. *Luftporsystemets finhet vid olika luftporbildande medel och kombinationer av luftporbildare med vattenreducerande medel eller flyttillsatser /14/. (Specifika ytan=6/$\bar{D}$ där $\bar{D}$ är luftporernas medeldiameter).*



Figur 9. *Samband mellan bordvibrerad och stavvibrerad lufthalt /14/. (a) Rena luftporbildare (L-medel) eller utan luftporbildare. (b) Kombinerade luftporbildare och vattenreducerare (LV-medel).*





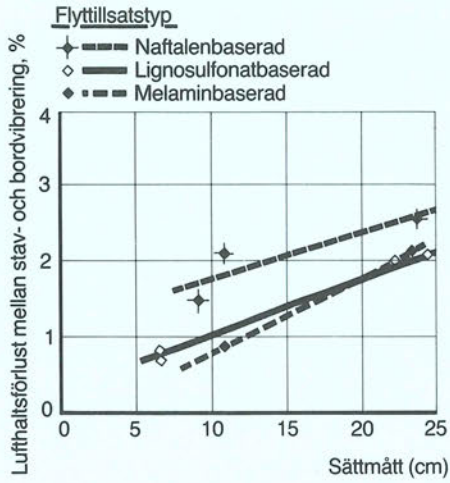
Figur 10. *Frystestningar i 3 % natriumkloridlösning av betonger med olika lufthalt och olika luftporbildare. (Värdena a_1 är den färska lufthalten bestämd på normenligt sätt) /14/. (a) Ren luftporbildare; neutraliserad Vinsolharts. (b) Tre olika kombinerade luftporbildare och vattenreducerare; LV-medel.*

olika luftporbildare har här frystestats enligt en ny svensk standardmetod i 3 % NaCl-lösning. För betong med rena L-medel räcker ca 5,5 % luft för god beständighet; för betong med LV-medel är inte ens 8,5 % luft tillräckligt i vissa fall.

Rena luftporbildare finns emellertid kvar i handeln och de bör alltid användas i frostutsatt betong. Därvid kan lufthalterna begränsas vid bibehållen hög frostbeständighet.

Flyttillsatser, som gör betongen extremt lättflytande under en viss begränsad tid, har fått stor användning. Denna s k *flytbetong* bör undvikas i konstruktioner som skall ha hög grad av beständighet eftersom den medför ökad risk för stenseparation och därmed svagare ytpartier. Den medför dessutom i normalfallet försämrad frostbeständighet; större lufthaltsförluster, grövre luftporstruktur. Exempel på inverkan av luftporstrukturen visas i Figur 8. Exempel på att lufthaltsförlusterna ökar vid lösare betongkonsistens visas i Figur 11.

Flyttillsatserna kan emellertid även användas som effektiva vattenreducerare och därmed möjliggöra lägre vct vid bibehållen konsistens och gjutbarhet. Vid detta användningssätt är beständighetsriskerna mindre. Vattenreducerad betong som skall vara frostbeständig bör emellertid alltid *frystestas* i förväg så att eventuella negativa effekter av flyttillsatsen på luftporsystemet avslöjas. Den lämpligaste enkla testmetoden är därvid den som under de senaste åren utvecklats vid SP (Statens provningsanstalt) för provning av betong i saltlösning. Vet man med säkerhet att



Figur 11. *Extra lufthaltsförlust när betongen i lufthaltsmätaren stavvibreras i stället för att bordvibreras. (Neutraliserad Vinsolharts kombinerad med tre olika flyttillsatser vardera med två olika doseringar) /14/.*

betongen inte kommer att utsättas för salthaltigt vatten kan man modifiera testen på så sätt att den 3-procentiga NaCl-lösningen byts mot rent vatten.

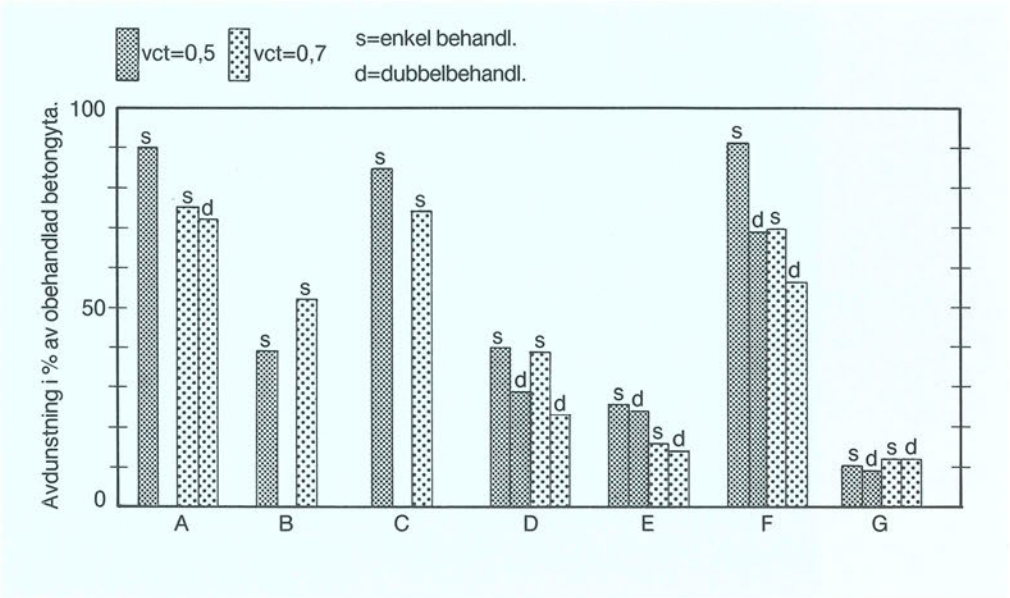
Ännu mera information om frostbeständigheten får man genom att tillämpa den s k kritiska vattenmättnadsgradsmetoden /15/. Därvid får man även en uppfattning om den aktuella betongens livslängd.

Efterhärdning

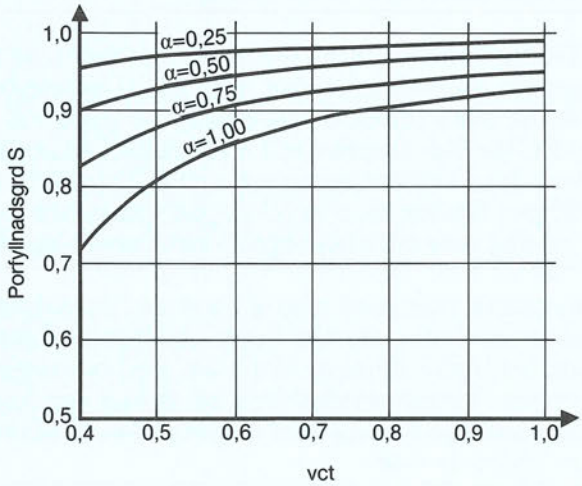
Tidigare utförde man normalt efterhärdning av nygjuten betong genom vattenbegjutning, som enligt betongbestämmelserna B 5 skulle pågå under 5 respektive 14 dygn vid yttertemperaturen +5°C för Std- respektive LH-cement. Detta motsvarar 2 respektive 6 dygn vid temperaturen +20°C. Ett sådant härdningsförfarande gav betong med mycket god täthet och beständighet.

I dag sker normalt ingen vattenhärdning eftersom detta anses vara en komplicerande åtgärd på bygget. I stället besprutas den nygjutna ytan med någon form av "membranhärdningsvätska" som förväntas skydda betongen mot avdunstning. Avsikten är att betonghärdningen skall ske med betongens eget blandningsvatten. Membranhärdning av denna typ kan emellertid aldrig förväntas ge betong med samma höga kvalitet som fukthärdning av följande skäl.

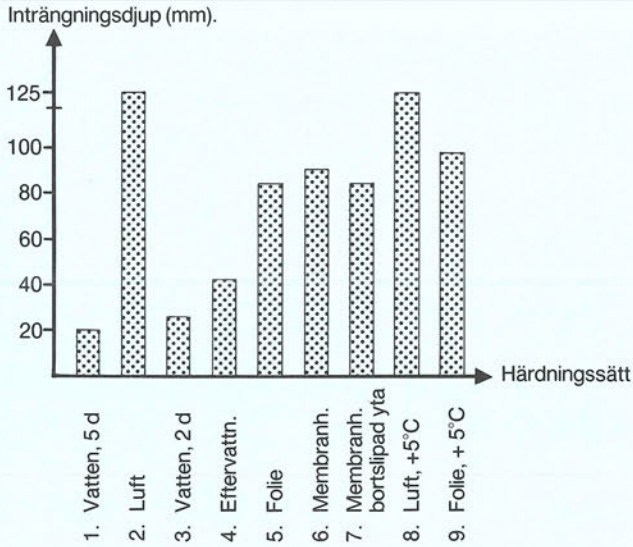
- Membranhärdarvätskorna har i flera fall en mycket dålig förmåga att skydda mot avdunstning. I vissa fall har de nästan ingen effekt. Detta framgår av Figur 12 som visar resultatet av en undersökning vid KTH av ett antal av de mest använda membranhärdningsvätskorna /16/. Enbart två membranhärdare av inalles sju har en någorlunda god förmåga att skydda mot avdunstning under det första dygnet. Bägge dessa preparat ger en kvarstående beläggning på betongytan vilket ibland leder till problem, t ex vid efterföljande målningsbehandling.



Figur 12. *De första 24 timmarnas avdunstning från betongytor som behandlats med sju olika membranhärdarvätskor /16/.*



Figur 13. *Porfyllnadsgrad hos membranhärdad cementpasta som funktion av vattencementtal och hydratationsgrad, α /17/.*



Figur 14. *Inträngningsdjup för vatten hos betonger som efterbehandlats på olika sätt under de första dygnen /18/.*

- Membranhärdning ger, även när den är perfekt, aldrig lika hög täthet hos betongen som fukthärdning. Detta gäller framförallt högkvalitetsbetonger med lågt vattencementtal. Orsaken är att cementet i en sådan betong genom sin reaktion med blandningsvattnet verkar uttorkande. I Figur 13 /17/ visas hur porfyllnadsgraden i betong minskas på grund av denna självuttorkning. I en betong med vct=0,40 och 50% hydratationsgrad hos cementet har inte mindre än 10% av den totala porvolymen torkats ur av cementreaktionen. Ju högre vct är desto mindre är självuttorkningen. Högkvalitetsbetong bör alltid fukthärdas genom vattenbegjutning.

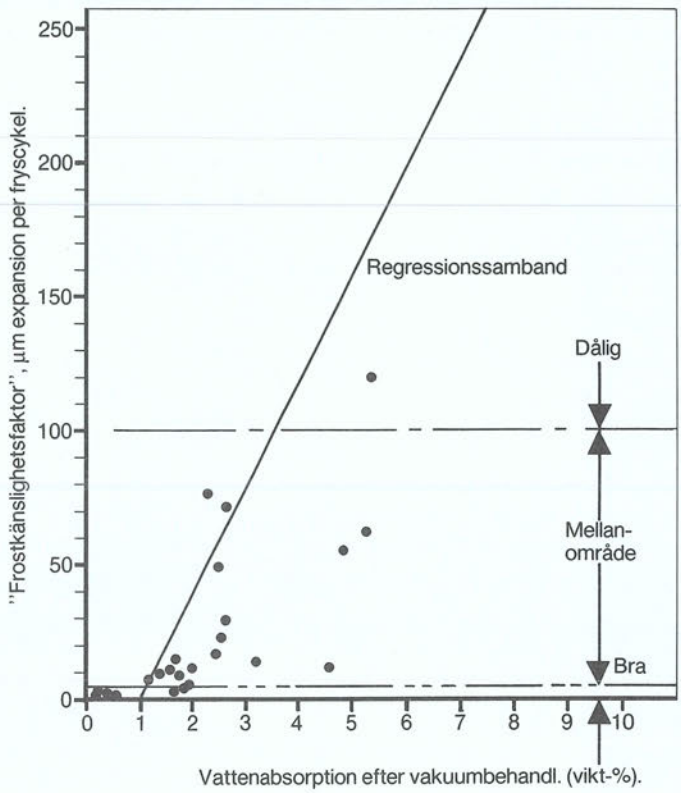
Effekten av bristande fukthärdning har nyligen utretts vid Statens provningsanstalt /18/. Några resultat visas i Figur 14. Som synes ger inte ens täckning med en tjock plastfolie samma goda täthet som fukthärdning. Av figuren framgår dessutom att man aldrig genom en försenad fukthärdning kan hämta tillbaka hela den kvalitetsförlust som fås på grund av att den initiella fukthärdningen försummats.

En annan förändring i förhållande till gårdagens byggande är att formen rivs betydligt tidigare. Detta ger en ökad risk för ytkrackeleringar – se nedan – samt ökad risk för tidig uttorkning.

Ballast

Svensk naturballast har alltid ansetts vara av hög kvalitet och därmed "automatiskt" möjliggöra betong med hög beständighet. Därvidlag har Sverige skiljt sig från flera andra länder där just tillgången till god ballast varit det främsta hindret för en god betong. Det finns emellertid vissa tecken på att inte heller svensk ballast alltid är helt problemfri. De faktorer man främst bör beakta är:

Ballastens porositet. Även en mycket låg porositet kan vara förödande för betongens frostbeständighet /19/. Exempel på detta visas i Figur 15 /20/. Enligt denna figur innebär en vattenabsorption överstigande 1 viktprocent dvs ca 2,5 volymprocent att risken för frostskador hos betongen är stor. Andra undersökningar visar att en så låg porositet som 0,5 % kan vara farlig när ballasten är extremt finporös /21/. Orsaken är att en finporös ballast mycket lätt blir fullständigt vattenmättad när den är ingjuten i betongen. Är sedan ballastkornen tillräckligt stora



Figur 15. *Expansion vid frysning av betong som funktion av ballastens porositet /20/.*

spränger de sönder betongen när vattnet i dem fryser. Porös naturballast måste därför undvikas i betong som kan frysa under mycket fuktiga förhållanden. Exempel på sådan ballast är skiffrar och kalkstenar. Man kan inte utesluta att även viss krossballast kan ha spricksystem som fyller sig med vatten som kan verka "sprängande" vid en frysning.

Ballastens slamhalt. Ytorna på ballastkorn, framförallt krossade, är ofta förorenade med fint stendamm vilket avslöjas vid sk slamhaltstest. Genom minskad tillgång på god ballast har slamhalten hos svensk betongballast tenderat att öka. Det har nyligen kommit fram klara indikationer på att sådan ballast ger kraftigt försämrad frostbeständighet trots att lufthalten hos betongen är hög. Orsaken är troligen att svaga, porösa skikt utbildas mellan framförallt de grövre, orena ballastkornen och cementpastan. Dessa skikt fylls lätt med vatten som kan verka sprängande. I flera andra länder använder man ofta tvättad ballast till avancerade betongkonstruktioner för att undvika detta problem. Detta gäller tex vid US Bureau of Reclamation's vattenbyggnadsarbeten i USA. Man bör allvarligt överväga att använda sådana "aggregate-processing systems" även i Sverige när ballasten har misstänkt hög slamhalt eller stor kornstorleksvariation och samtidigt livslängdskraven på konstruktionen är höga. En positiv bieffekt av tvättningen är att spridningen i såväl vattencementtal som lufthalt minskar.

Ballastens kemiska sammansättning. Även när det gäller kemiska egenskaper är svensk ballast av hög kvalitet. De enda riskerna föreligger när ballasten innehåller alkalilöslig kiselsyra, "amorf kvarts", viss typ av dolomit eller kismineral. Sådana ballasttyper har hittills endast varit kända från Skåne och fjällkedjan. Man har därvid klarat problemen genom att använda cement med låg alkalihalt och låg C_3A-halt; tidigare användes Limhamnscementen och numera Anläggningscementet. Vissa observationer under senare tid tyder på att alkalireaktiv ballast även förekommer på andra håll i Sverige; tex i Stockholmsområdet. Detta är emellertid inte helt klarlagt. Man bör emellertid vara mera observant än tidigare och vid tveksamhet använda lågalkaliskt och helst sulfatresistent cement.

Omgivande miljö

Miljöförändringar under de senaste decennierna, som principiellt kan medföra ökad risk för betongnedbrytning, är

- surare nederbörd
- ökat svavelnedfall
- ökad användning av tösalter

Av dessa faktorer är försurningen och svavelnedfallet av mycket marginell betydelse. Det har ibland hävdats att den ökade försurningen skulle medföra ökade risker framförallt för betongkonstruktioner i mark. Dessa farhågor är starkt överdrivna; en sänkning av den allmänna pH-nivån till en så låg nivå att en påtaglig effekt på markförlagda betongkonstruktioner skulle ske kommer att långt innan dess få så fundamentala effekter på växt- och djurlivet att den aldrig kan tillåtas ske. Det sulfattillskott som sker till marken årligen genom surt nedfall rör sig om ett par mg per kg jord. För att man skall få ens ett *svagt* angrepp på betong erfordras emellertid ca 2 000 mg sulfat per kg jord. Tillskottet är således försumbart.

Däremot har tösaltningen haft förödande effekter på äldre betong som saknat extra luftinblandning. Man söker i dag efter alternativ till tösalter för halkbekämpning varför riskerna snarast bör minska i framtiden. Dessutom är flertalet vattenkraftanläggningar enbart utsatta för rent vatten. Man måste emellertid beakta att även mycket små salthalter, t ex av den nivå som förekommer i Bottenviken, kraftigt ökar risken för frostskador. Misstänker man därför att vattnet inte är helt rent eller att det kommer att gå mot en ökad salthalt i framtiden bör man alltid välja en betong med samma höga lufthalt och samma låga vct som erfordras för tösaltade betongkonstruktioner; se nedan.

Påfrestningar och allmänna krav på vattenbyggnads-betong

En betong till en damm eller en annan vattenbyggnadskonstruktion utsätts för ett stort antal påfrestningar:

- **Frostangrepp**
  - i ytan
  - i det inre
- **Armeringskorrosion**
  - förorsakad av karbonatisering
  - förorsakad av korrosiva salter (oftast klorider)
  - i anslutning till sprickor
- **Kemiskt angrepp**
  - urlakning
  - sulfatangrepp
  - reaktiv, sprängande ballast
  - sura angrepp
- **Erosionsangrepp**
  - vattentransporterade fasta "partiklar"
  - kavitation
  - isdrift

Livslängdskraven på denna typ av konstruktion är mycket höga; 100 år eller mer. Om betongen skall klara detta krav måste den alltså ha en mycket *hög beständighet* mot alla de angreppstyper som listades ovan.

Vi har i dag tämligen omfattande kunskaper om de olika nedbrytningsmekanismerna, vilket gör att vi har stora möjligheter att utforma konstruktioner så att de får en hög livslängd. Fortsättningsvis görs en mycket kortfattad genomgång av de olika beständighetsproblemen. I övrigt hänvisas till en omfattande genomgång av det aktuella kunskapsläget beträffande betongbeständighet vilken nyligen publicerats /22/.

Beständighets-problem och motåtgärder

Frostangrepp

En betong som ständigt står i kontakt med vatten innehåller ca 100 l frysbart vatten per m^3. Volymutvidgningen när porvattnet fryser är ca 9 l dvs betongens volymutvidgning är ca 9 ‰. Betongens volymtöjningsförmåga är enbart 0,3 à 0,5 ‰ vilket innebär att betongen sprängs sönder vid frysningen om den är helt vattenmättad. Genom att införa luftfyllda porer i betongen fås expansionsutrymmen för det vatten som pressas undan från de porer i vilka frysning sker. Påfrestningarna minskar med minskande avstånd mellan de luftfyllda porerna. Frostbeständigheten ökar därför med ökande lufthalt och med minskande storlek hos luftporerna. Luftporerna får dock inte vara så små att de lätt vattenfylls. Luftinblandningens funktion åskådliggörs i Figur 16.

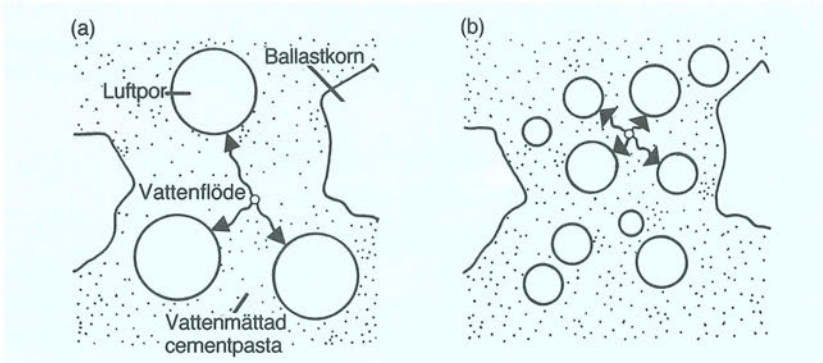
Så länge frysning sker i *rent vatten* räcker normalt en lufthalt av ca 4,5 %. Detta framgår av Figur 17 som visar effekten av lufthalten på frostbeständigheten /23/.

När frysning sker i närvaro av salt förvärras påfrestningen mångfalt. Det förefaller som om en salthalt av storleksordningen 2 à 4 % är farligast. Detta gäller oavsett typ av salt. Orsaken till detta är inte helt klarlagd. Kraven på luftporsystemet är nu mycket stora. Lufthalten bör inte understiga 5,5 % och måste ofta vara högre än så. Exempel på effekten av lufthalten vid frysning i NaCl-lösning visas i Figur 10.

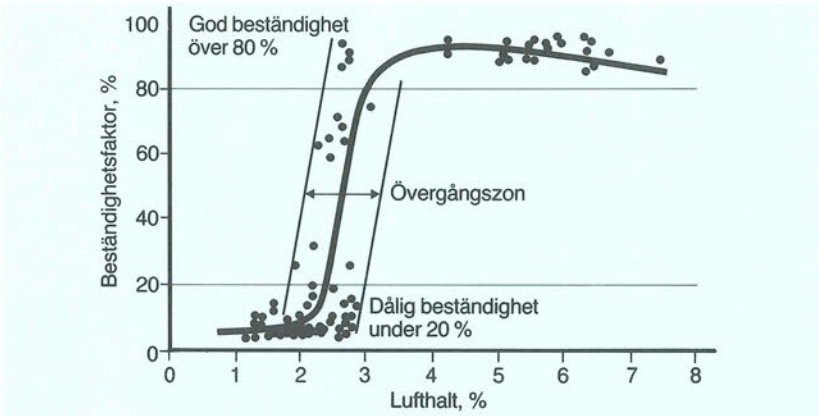
Luftporerna åstadkoms med hjälp av ytaktiva ämnen som blandas in i betongen. Det är, som nämndes ovan, viktigt att luftporsystemet blir finporöst; medelpordiametern bör inte överstiga 0,2 mm (specifik yta $> 30\ mm^{-1}$) om 5,5 % luft skall räcka i en betong som utsätts för salt. Detta gör att rena luftporbildare om möjligt bör användas; jämför avsnittet om tillsatsmedel.

Dessutom är det viktigt med ett lågt vattencementtal. Ett sådant medför:

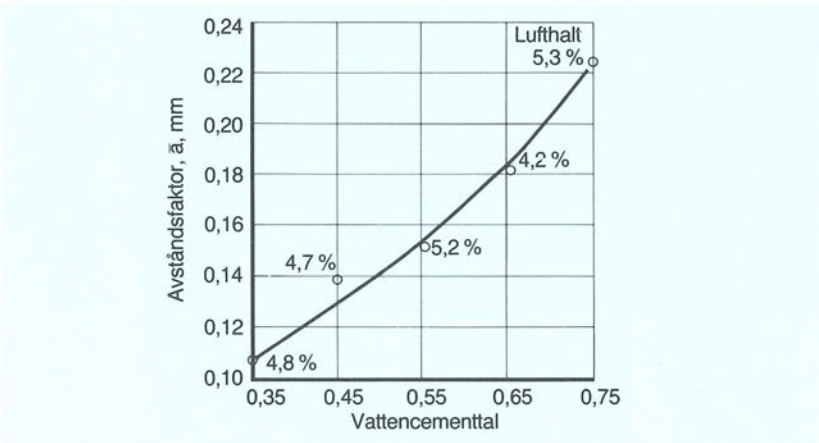
- långsammare vattenabsorption
- lägre frysbar vattenmängd
- finporösare luftporsystem dvs kortare luftporavstånd. Denna



Figur 16. Luftinblandningens princip. (a) Utan extra luftinblandning; få grova porer, stora poravstånd. (b) Med extra luftinblandning; många fina porer, små poravstånd.



Figur 17. Inverkan av lufthalten på frostbeständigheten hos betong som fryses och tinas i rent vatten /23/.



Figur 18. Samband mellan luftporsystemets avståndsfaktor och vattencementtalet. Lufthalten någorlunda konstant i jämförda prover /22/.

effekt av vct åskådliggörs i Figur 18. Trots att luftporhalten är i stort sett konstant i de olika satserna minskas avståndsfaktorn (halva medelavståndet mellan luftporer) med minskande vct.

Följande vct bör inte överskridas:

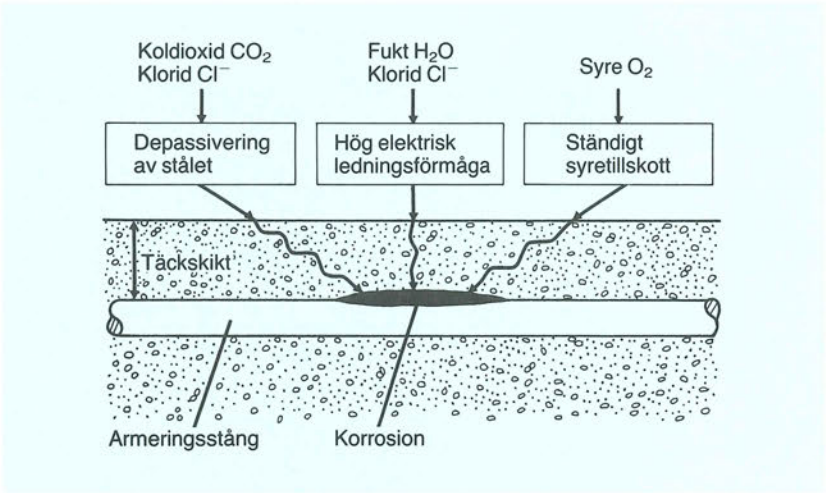
- Frysning i rent vatten: vct $\leqslant 0{,}60$
- Frysning i saltlösning: vct $\leqslant 0{,}45$

(Risken för armeringskorrosion gör att värdena ofta bör reduceras till 0,55 respektive 0,40. Se avsnitt *Armeringskorrosion* nedan).

Dessutom måste den grova ballasten vara ren och tät; jämför avsnitt *Ballast* ovan.

Armeringskorrosion

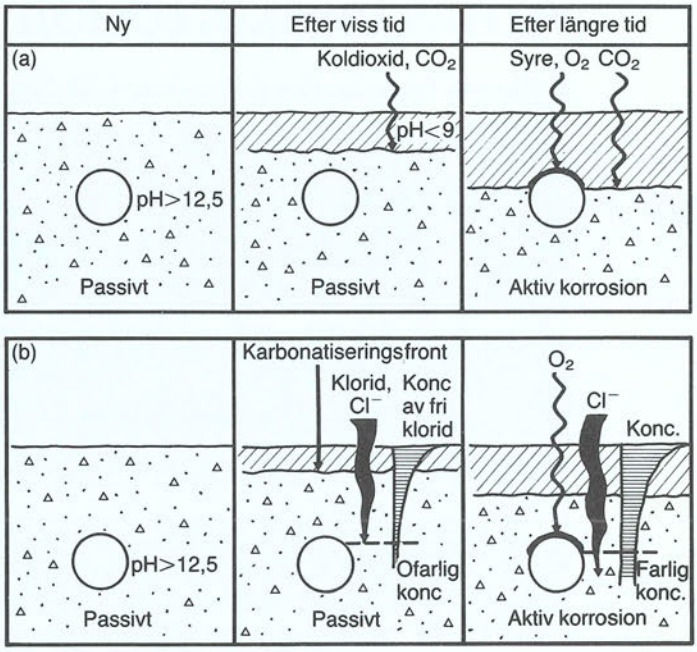
Villkoren för armeringskorrosion åskådliggörs i Figur 19.



Figur 19. *De tre nödvändiga villkoren för korrosion /22/.*

- Stålet måste depassiveras, dvs pH-värdet lokalt runt stålet måste sänkas till en farlig nivå. Detta åstadkoms av karbonatisering, av klorider eller av att armeringen är dåligt kringgjuten.
- Betongen måste ha tillräckligt hög elektrolytisk ledningsförmåga, dvs vara tillräckligt fuktig. Normalt bör RH i betongen överstiga 80 %. När korrosionen beror på klorider räcker även lägre fuktnivåer för korrosion.
- Stålet måste ha ständig tillförsel av syre. Av denna orsak sker korrosionen normalt mycket långsamt i helt vattenmättad betong såvida armeringen är väl kringgjuten. Syrediffusionen är helt enkelt för långsam i en sådan betong.

Armeringskorrosion förorsakas oftast av att betongens pH-värde runt armeringsjärnen sjunkit från 13 à 14 till ett värde lägre än 9 på grund av att s k karbonatisering skett av täckskiktet. Karbonatisering är en reaktion mellan betongens kalkmineral och från omgivande luft inträngande koldioxid; se Figur 20(a). Karbonatiseringen går mycket långsamt i en betong med lågt vct. Dessutom går den ytterst långsamt i en betong som är helt fuktmättad. I Figur 21 visas mätta maximala karbonatiseringsdjup vid olika vct hos två typer av utomhuskonstruktioner, "torra" och "fuktiga" /10/. Som synes sker karbonatiseringen mycket långsamt vid fuktiga konstruktioner; livslängder på mer än 100 år kan förväntas i konstruktioner med täckskikt överstigande 25 mm och vattencementtal understigande 0,60. I mera torra,



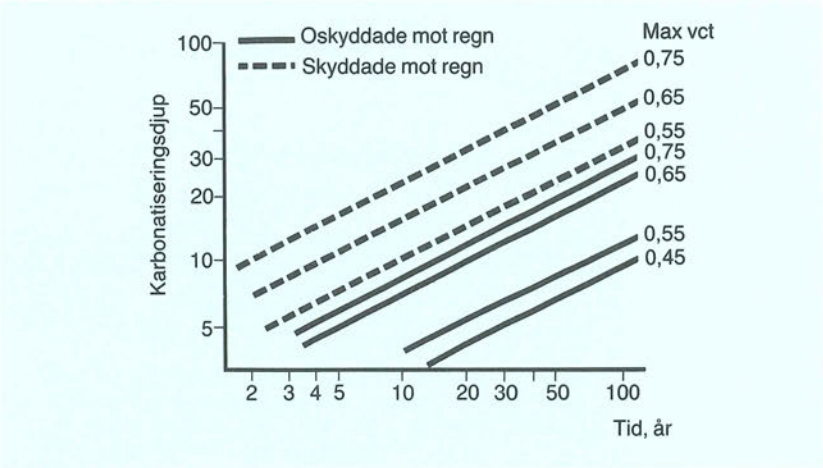
Figur 20. *Olika stadier i korrosionsprocessen /22/. (a) Korrosion föranledd av karbonatisering. (b) Korrosion föranledd av klorider.*

regnskyddade utomhuskonstruktioner är det mycket viktigt att ha låga vct om livslängden skall bli hög. Figuren visar att ett täckskikt av 25 mm, vilket godtas av betongbestämmelserna, förutsätter ett vct som ej överstiger 0,55 om livslängden skall uppgå till 70 år. Högre livslängd förutsätter ännu lägre vct.

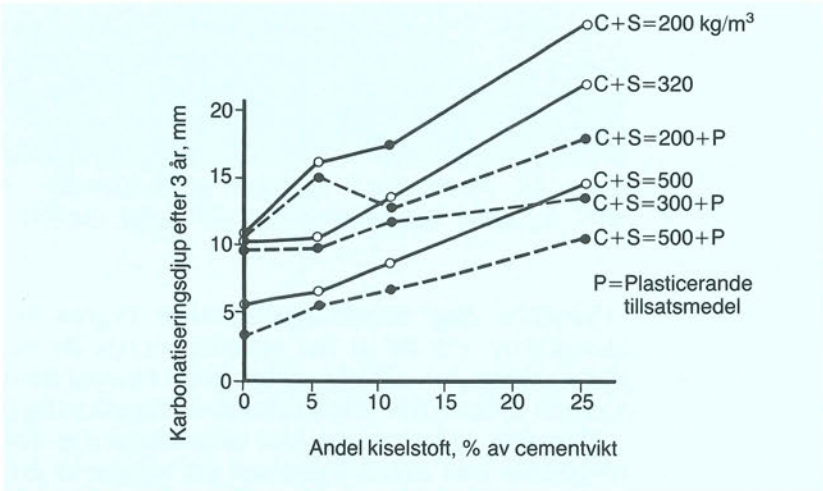
När konstruktionen omges av klorider i höga halter är riskerna för armeringskorrosion större eftersom klorider överstigande en viss koncentration kan starta korrosion även i okarbonatiserad betong, Figur 20(b). Även här är riskerna relativt små vid vct < 0,40. Vid ett vct av denna storleksordning är t ex kloridhalten i havsvatten – 2 % – för låg för att kunna starta korrosion /10/.

Mekanismerna bakom kloridinitierad korrosion är inte helt kända. Det är emellertid klarlagt att täckskikten måste vara tjockare än vid den kloridfria miljön. Amerikanska regler /24/ anger att minimivärdet på täckskikt hos tösaltade konstruktioner bör vara 50 mm. Medelvärdet bör vara ca 65 mm om 90 % av alla stänger skall klara minimivärdet. Vid exponering för havsvatten skall täckskiktet vara ytterligare 25 mm större. Ytterligare förstärkning av täckskiktet kan erfordras där kraftig erosion, t ex av isgång, kan väntas.

Användning av restmaterial, såsom flygaska, silikastoft och masugnsslag, tycks ofta reducera korrosionsskyddet. Orsaken

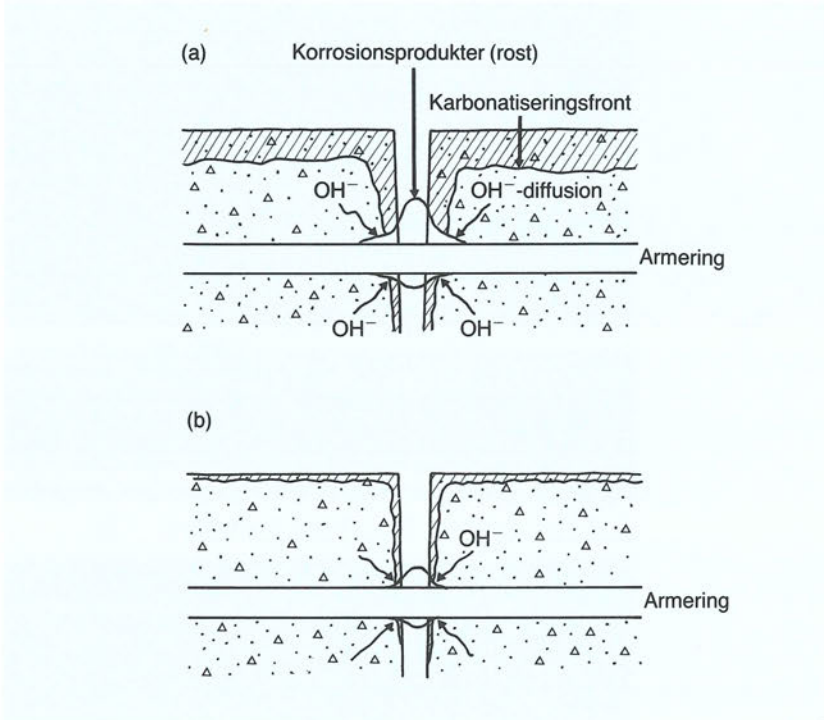


Figur 21. *Övre gränsvärden för uppmätta medelkarbonatiseringsdjup hos betong med portlandcement /10/.*



Figur 22. *Inverkan av silikastoft på karbonatiseringsdjupet efter tre års exponering i 50 % RH och +20°C. Proverna har exponerats i detta klimat efter 1 dygn i formen /25/. C=portlandcement, S=silikastoft.*

är att dessa material sänker pH-värdet inne i betongen, reducerar den karbonatiserbara kalken och gör betongen känsligare för bristfällig fukthärdning /22/. Det händer ofta att restmaterialinblandning ökar tätheten men det är mycket osäkert om den eventuella täthetsökningen skulle kompensera alla de negativa effekterna. Exempel på den negativa effekten av silikastoft visas i Figur 22 /25/. Inblandning av silikastoft har genomgående visat sig ge snabbare karbonatisering. Betongerna i figuren har hanterats på ett sätt som är vanligt i dag, nämligen formrivning efter 1 dygn utan efterföljande vattning.



Figur 23. *Korrosion i sprickor utan klorider. Återalkalisering /10/. (a) Högt vattencementtal. (b) Lågt vattencementtal.*

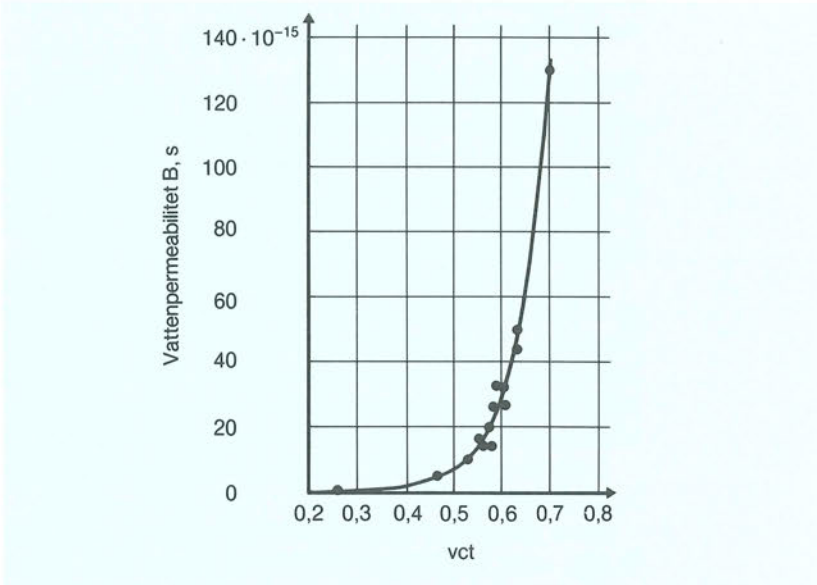
Skyddet mot armeringskorrosion avgörs av kvaliteten hos *täckskiktet*. Därför är det oerhört viktigt att betongen *fukthärdas* omsorgsfullt. Detta gäller även betong med rent portlandcement. Effekten av dålig fukthärdning åskådliggörs i Figur 14.

Sprickor i täckskiktet kan ofta accepteras förutsatt att de är *vinkelräta* mot armeringen och att miljön är *fullständigt saltfri*. Orsaken till detta är att man får en återalkalisering av ett lokalt parti vid stålet i anslutning till sprickan genom indiffusion av alkali från betongen. Detta visas i Figur 23. Om syrerikt vatten strömmar genom sprickan borde lokal korrosion kunna ske. Fältundersökningar av Halvorsen /26/ visar dock att detta är ett mycket litet problem i vattenkraftanläggningar.

Om betongen exponeras för vatten innehållande korrosiva joner, t ex klorider, måste alla sprickor förseglas genom injektering med ett beständigt material.

Livslängden efter det att korrosion startat är ca 10 à 20 år beroende på de lokala förhållandena beträffande syretillgång, temperatur etc. Efter denna tid sprängs täckskiktet eller också har stålets tvärsnitt förbrukats. Den korta återstående livslängden efter korrosionsstart gör att tiden fram till korrosion måste göras så hög som möjligt genom att man använder lågt vct, god fukthärdning och stora täckskikt.

Kemiska angrepp



Figur 24. Genomsläpplighet för vatten hos cementpastor med mycket hög hydratationsgrad.

Urlakning beror på att rent vatten, som strömmar genom betongen, löser upp "cementlimmet" varvid porositeten över hela betongvolymen ökar, och hållfastheten minskar. Botemedelet är en tät betong dvs en betong med lågt vct. Inverkan av vct på vattengenomsläppligheten hos betong visas i Figur 24. Hög resistens mot urlakning erhålls när vct understiger ca 0,55. Därvid erhålls s k "vattentät betong".

Sulfatangrepp förorsakas av en reaktion mellan cementets trikalciumaluminat (C_3A) och sulfatjoner från omgivande jord eller vatten. Angreppet sker normalt samtidigt över stora delar av betongvolymen. Även låga sulfathalter hos vatten kan ge skador i de fall där vatten sipprar genom betongen varvid sulfater anrikas i avdunstningszonen. Exempel är sprutbetong på bergväggar.

Botemedlet är sulfatresistent cement (SR-cement) varmed enligt DIN avses cement med $C_3A \leqslant 3\,\%$. (BS och ASTM har något mera liberala regler; 3,5 respektive 5 %.) Det svenska Anläggningscementet har 2 % C_3A och är därmed sulfatresistent.

Reaktiv, sprängande ballast. Ballast med **alkalilöslig kiselsyra** kan reagera med alkali från cementet varvid en fuktupptagande, svällande och sprängande gel bildas. Angreppet är mycket farligt och sker samtidigt över hela betongvolymen. I vissa spe-

cialfall får man endast s k pop-outs, där expansiva korn nära betongytan spränger ut en liten krater.

Sådan ballast förekommer även i Sverige och då framförallt i fjällkedjan där många vattenkraftanläggningar byggs. Botemedlet är lågalkaliskt cement (LA-cement) varmed avses ett cement med följande kemiska begränsning

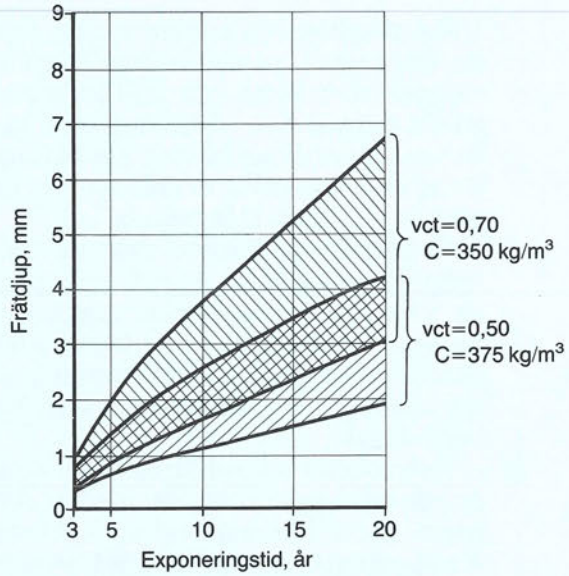
$$Na_2O+0{,}658 \cdot K_2O \leqslant 0{,}6\,\%$$

De tidigare använda Limhamnscementen uppfyllde detta krav. Eftersom de har använts till så gott som alla vattenkraftanläggningar i fjällkedjan har mycket små problem uppstått. I dag produceras ett enda lågalkaliskt cement i Sverige nämligen Anläggningscementet med alkalihalten 0,5 %.

Viss typ av dolomit kan tillsammans med högalkalicement ge expansiva reaktioner. Många gånger kommer dessa mycket lång tid efter byggnationen; ofta efter decennier. Det är inte känt om svensk dolomit är reaktiv eller ej. Av säkerhetsskäl bör man undvika dolomit i konstruktioner med höga beständighetskrav eller, om detta inte kan ske, använda lågalkaliskt cement.

Ballast med **kismineral** kan ge sulfatreaktion /27/. Botemedlet är sulfatresistent cement.

Sura angrepp. Till skillnad från ovan nämnda angreppstyper är det sura angreppet ett ytangrepp, vilket gör det relativt lätt att hantera. Känner man nedbrytningshastigheten kan man alltid ta till en lämplig "korrosionsmån" som kompensation.



Figur 25. *Angreppsdjup hos betongprover som exponerats under 20 år i vatten med 100 mg aggressiv kolsyra per liter och pH 5,6 /22/.*

Angreppet beror på en reaktion mellan omgivande syra och cementets kalciumhaltiga reaktionsprodukter. Angreppshastigheten beror på syrans typ och pH-värde.

Av speciellt stor vikt för vattenbyggnadskonstruktioner är kolsyrahaltigt vatten. Dess aggressivitet beror förutom på kolsyrans koncentration även på vattnets karbonathårdhet. Då sambanden är rätt komplicerade hänvisas till speciallitteratur t ex /22, 28/.

I Figur 25 visas ett exempel på en långtidsexponering av betong i kolsyrahaltigt vatten. Som synes är angreppsdjupen relativt små trots den relativt starka syran. Angreppet kan försummas i grova konstruktioner. Lägre vct ger dessutom mindre angrepp vilket framgår av Figur 25.

Erosion

Betongens motståndsförmåga mot erosion kan ökas genom följande åtgärder.

- Sänkt vct vilket ökar cementpastafasens nötstyrka.
- Hårdare ballast, t ex kvartsit.
- Hög ballasthalt.
- Vakuumbehandling vilken innebär en mycket kraftig sänkning av vct i betongens ytparti.

För ytterligare information beträffande olika åtgärder för höjning av betongens nötningshållfasthet hänvisas till speciallitteraturen, t ex /29/.

Erosionen kan ibland bli så stor att hela täckskiktet förloras om detta har normal tjocklek. Detta kan t ex gälla vid kraftig isgång eller vid kraftig kavitation i utskov etc. I sådana fall måste den bärande konstruktionsarmeringen läggas på säkert djup från ytan varvid det extra "täckskikt", som därvid skapas, normalt måste armeras t ex med stålfiber för att det inte skall spricka.

Temperatur-sprickbildning

Villkor för sprickbildning

Vid gjutning av grova betongkonstruktioner sker på grund av cementreaktionerna en avsevärd höjning av betongmassans temperatur. Denna temperaturstegring kan medföra sprickbildning i konstruktionen i samband med dennas avkylning ner till omgivande temperatur. Sprickbildningen är av två typer; se Figur 26.

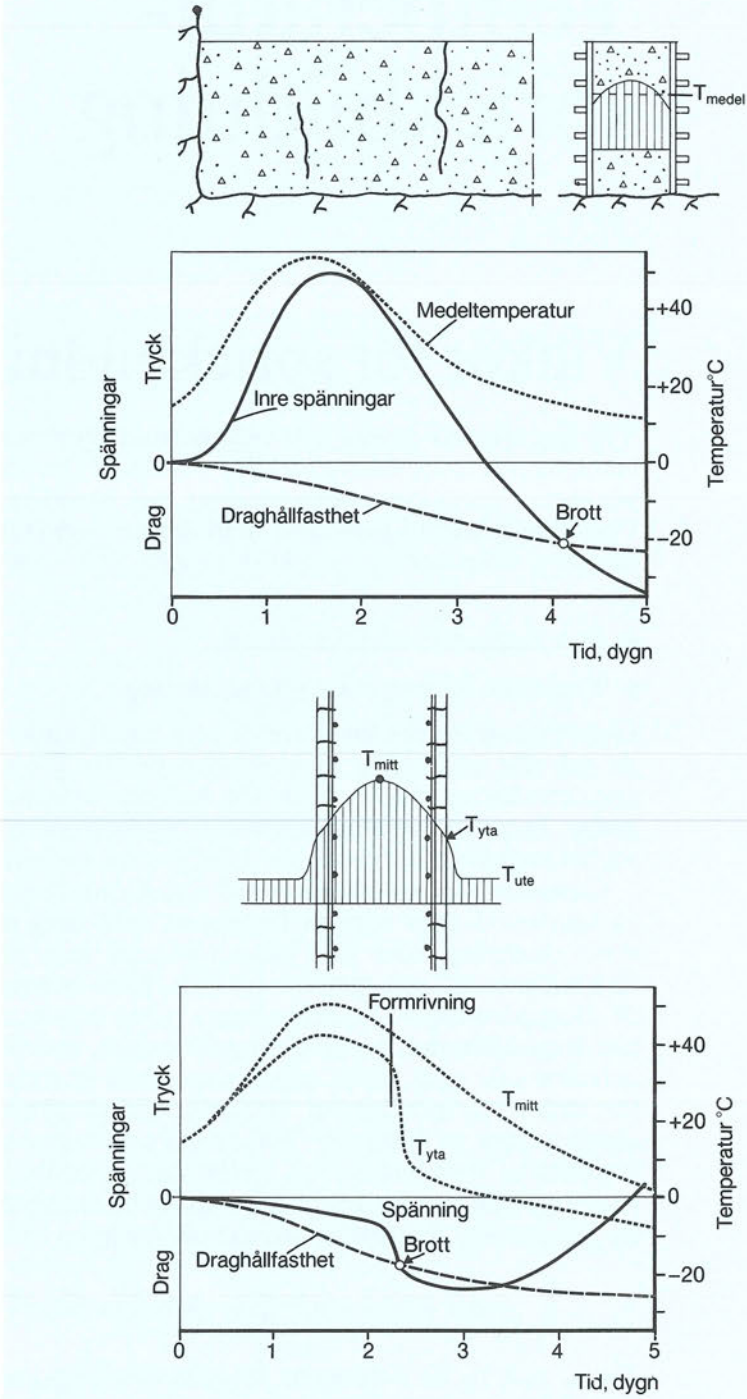
- Genomgående sprickbildning.
- Ytsprickbildning eller ytkrackelering.

Genomgående sprickor medför ofta besvärande vattenläckage i de fall där ena sidan av betongen utsätts för vattentryck. All sprickbildning medför risk för nedsatt beständighet (frostangrepp, kemiskt angrepp och armeringskorrosion). Högkvalitativa betongkonstruktioner bör därför vara sprickfria.

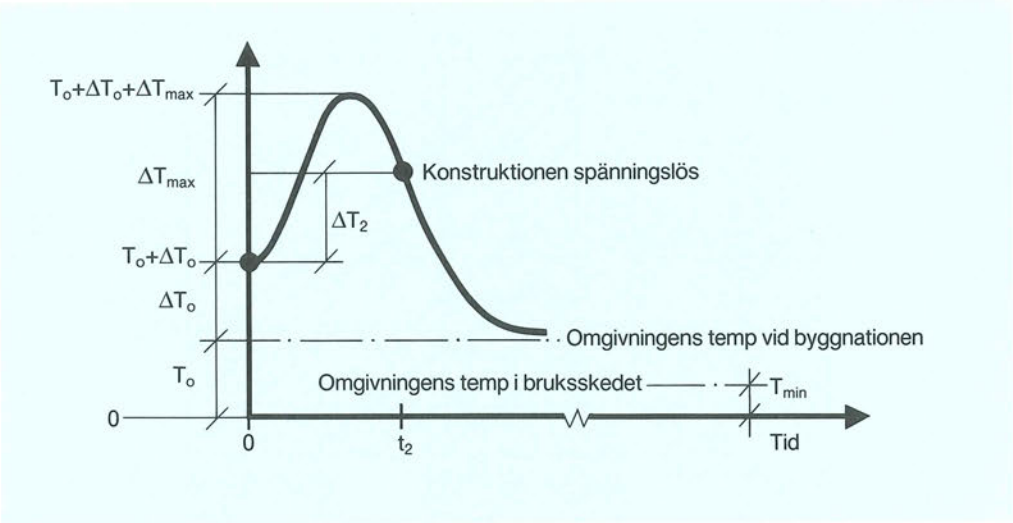
Genomgående sprickor kan lätt uppstå hos långsträckta, massiva konstruktioner som är fastgjutna mot berg eller mot andra styva underlag, eller hos konstruktioner som på annat sätt är förhindrade att sammandra sig fritt. Hela betongtvärsnittet får då dragspänningar (dragtöjningar), vilka ofta överstiger betongens draghållfasthet (dragtöjningsförmåga), varvid genomgående sprickor slår upp inom några dygn från gjutningen. Villkoren för sådan sprickbildning klarlades första gången i ett "klassiskt" arbete av Löfquist /30/. Detta arbete har sedan vidareutvecklats av Bernander /31/. Enligt denne måste följande villkor vara uppfyllt om genomgående sprickbildning skall undvikas i en *fullständigt fastlåst* konstruktion (se även /32/).

$$\varepsilon_{BR} \geqslant \alpha_2\{\Delta T_{max}[1-\frac{\alpha_1}{\alpha_2}(1-k)]+\Delta T_o+(T_o-T_{min})\} \qquad (1)$$

där α_1 och α_2 är betongens längdutvidgningskoefficient under uppvärmningsfasen respektive dess kontraktionskoefficient under avsvalningsfasen (m/m·grad). Faktorn k är relationen mellan plastisk hoptryckning av betongen och total hoptryckning vid den tidpunkt när temperaturmaximum nås. I början av upp-



Figur 26. *Olika typer av avsvalningssprickor. (a) Genomgående sprickor förorsakade av yttre fastlåsning. (b) Ytsprickor förorsakade av temperaturdifferenser över tvärsnittet.*



Figur 27. *Principiellt temperaturförlopp i en hårdnande betongkonstruktion.*

värmningen är nämligen betongen plastisk och kan därför deformeras plastiskt utan att tryckspänningar uppstår. De olika faktorerna $\Delta T_{max} \cdot \Delta T_o$ och $(T_o - T_{min})$ åskådliggörs i Figur 27. OBS! Samtliga temperaturer är *medel*temperaturer över tvärsnittet.

För Anläggningscementet (likaså för det tidigare cementet Limhamn Std) gäller följande ungefärliga värden:

$\alpha_1 = 1{,}23 \cdot 10^{-5}$
$\alpha_2 = 0{,}7 \cdot 10^{-5}$
$k = 0{,}80$
$\varepsilon_{BR} = 0{,}11$ ‰

Ekv (1) kan då förenklas till:

$$\Delta T_{max} \leqslant (24{,}2 - 1{,}54\,\Delta T_o) - 1{,}54(T_o - T_{min}) \qquad (2)$$

Detta uttryck har utritats i Figur 28, som kan användas för en bedömning av vilken maximal medeltemperaturstegring som kan accepteras i varje enskilt fall.

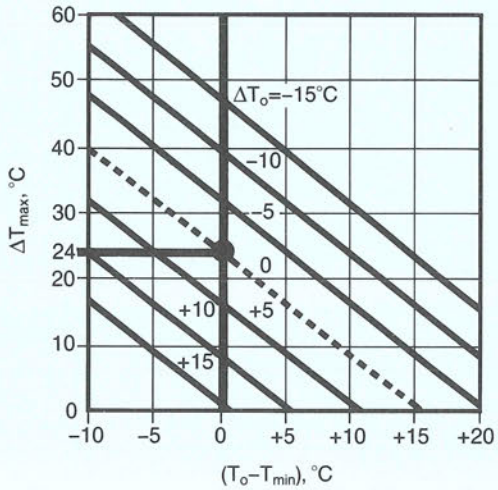
Följande slutsatser kan dras av diagrammet:

1. När gjuttemperaturen är lika med yttertemperaturen, dvs $\Delta T_o = 0$, och den senare är lika med omgivningens temperatur i bruksskedet, dvs $(T_o - T_{min}) = 0$, gäller följande villkor

   $\Delta T_{max} \leqslant 24°C$

   dvs om betongens medeltemperatur stiger mer än 24°C är risken för genomgående sprickbildning stor i en fullständigt fastlåst konstruktion.

2. När omgivningens temperatur i bruksskedet kommer att bli



Figur 28. *Maximalt tillåten medeltemperaturstegring i en helt fastlåst betongkonstruktion med ett cement av typen Anläggningscement.*

kallare än vad som var fallet vid betonggjutningen ökar sprickrisken betydligt.

Exempel: Om temperaturen vid gjutningen är 5°C högre än i bruksskedet (t ex +15 respektive +10°C) och betongmassan vid gjutningen har samma temperatur som yttertemperaturen $\Delta T_o=0$ gäller följande villkor

$$\Delta T_{max} \leqslant 16°C$$

Tillåten temperaturstegring minskar således med 35 %.

3. När betongmassan före gjutningen kyls till en temperatur som är lägre än yttertemperaturen fås en kraftig minskning av sprickrisken.

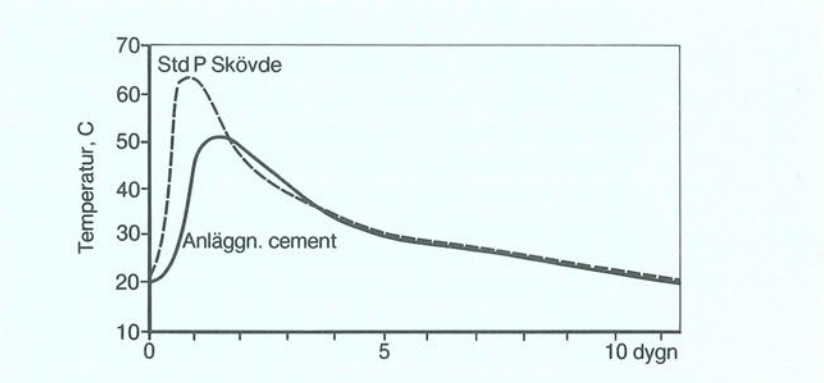
   Exempel: Om betongmassan är 10°C kallare än lufttemperaturen gäller följande villkor

$$\Delta T_{max} \leqslant 40°C \text{ när } (T_o-T_{min})=0$$

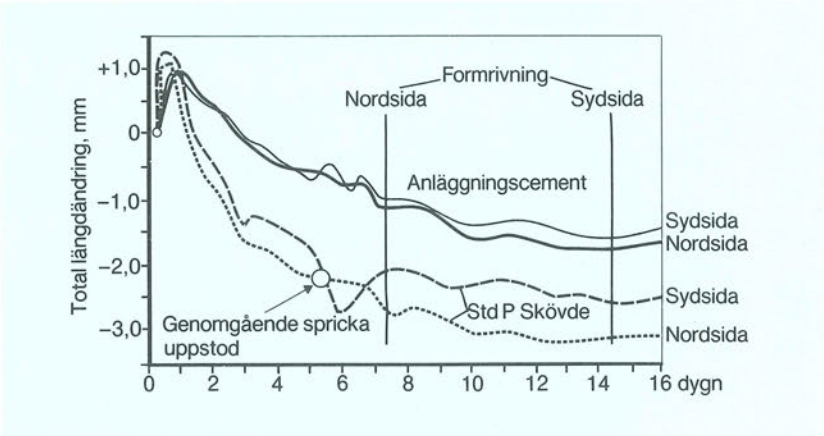
$$\Delta T_{max} \leqslant 32°C \text{ när } (T_o-T_{min})=5°C$$

Kylning är således ett mycket effektivt sätt att minska risken för sprickbildning. Genom kylning kan dessutom avsevärt grövre konstruktioner gjutas utan att risken för sprickbildning ökar. Man kan använda längre gjutetapper och använda mindre armering.

Figur 28 gäller för helt fastlåsta konstruktioner. Liknande diagram kan i princip upprättas för konstruktioner med olika grad av fastlåsning.



Figur 29. *Uppmätta temperaturer i mitten av 70 cm tjocka monoliter gjutna mot berg /35/.*



Figur 30. *Uppmätta totala längdändringar över 12 m mätlängd i ett snitt 1,7 m över bergytan; samma monoliter som i Figur 29 /35/.*

För att ta reda på risken för genomgående sprickbildning i varje enskilt fall och därmed få fram det eventuella behovet av kylning måste man beräkna den troliga temperaturstegringen ΔT_{max}. I dag finns avancerade datorprogram för beräkning av temperaturutvecklingen i betong; t ex /33/. Man kan emellertid komma långt även med enkla handräkningsmetoder; t ex /34/. I princip skulle man kunna göra upp **nomogram** för beräkning av ΔT_{max} för olika randvillkor.

Ett enkelt sätt att undvika sprickbildning även i relativt grova konstruktioner utan att behöva tillgripa kylning är att använda cement med låg värmeutveckling. Därmed reduceras ΔT_{max}. I ett stort fullskaletest i Ringhals påvisades den stora fördelen av att använda Anläggningscement i stället för vanligt Std-cement /35/. Värmeutvecklingen för de båda cementen visas i Figur 1. 70 cm tjocka, 12 m långa och 2 m höga monoliter göts mot klingfast berg. Cementhalten var 400 kg/m^3. Exempel på temperatur-

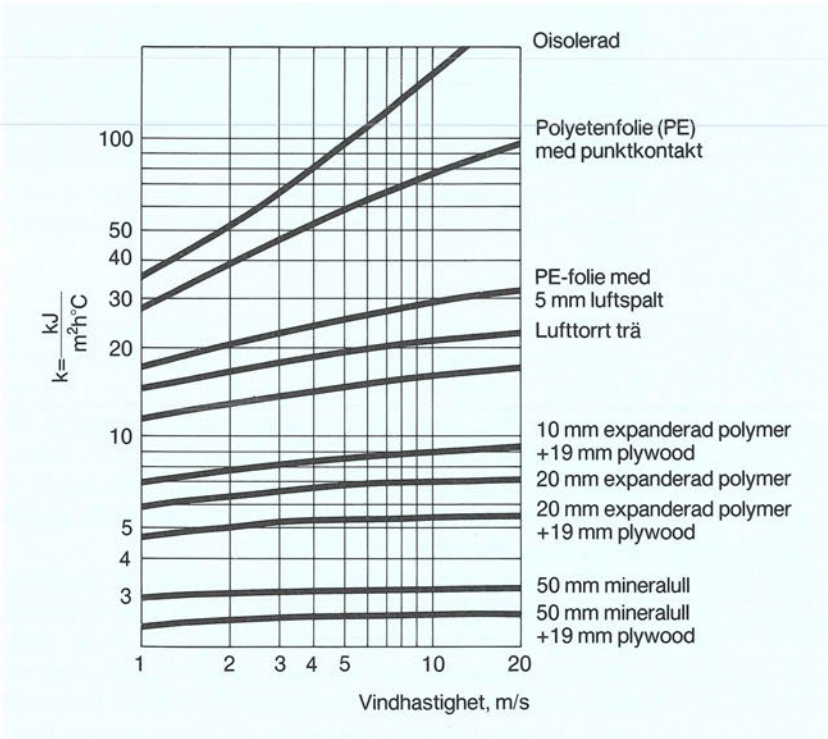
utvecklingen visas i Figur 29. Längdutvidgningen över hela monoliten 1,7 m över bergytan visas i Figur 30. Till en början ökar längden på grund av värmeutvecklingen men efter ca 1 dygn börjar monoliterna att dra ihop sig. Monoliter med vanligt Std-cement fick genomgående sprickbildning efter ca 5 dygn medan monoliter med Anläggningscement förblev ospruckna. Detta beror dels på den lägre temperaturstegringen (ca 12°C lägre), dels på en lägre kontraktionskoefficient under avsvalningen (ca $6{,}7 \cdot 10^{-6}$ jämfört med $8{,}3 \cdot 10^{-6}$ för vanligt cement).

Ytsprickbildning uppstår på grund av att konstruktionens ytpartier är svalare än dess mittparti. Dragspänningar uppstår då i ytskikten och sprickor in till armeringen eller djupare uppstår om ytans draghållfsthet är för låg. Sprickorna uppstår oftast i samband med formrivningen, eftersom ytorna då ofta kyls ner snabbt medan mittpartiet fortfarande är varmt.

Risken för ytsprickbildning är liten om följande villkor är uppfyllt under hela tiden från gjutning till fullständig avsvalning.

$$T_{mitt} - T_{yta} \leqslant 20 \qquad (3)$$

Freiesleben Hansen /36/ har visat att villkor (3) i de allra flesta fall är uppfyllt om mittemperaturen **i samband med formrivning** inte överstiger följande värde.



Figur 31. *Ytöverföringstal som funktion av vindhastigheten för några olika isoleringsmaterial, anbringade på en betongyta /36/.*

$$T_{mitt} \leqslant \frac{40}{k_{efter}} \cdot \frac{\lambda}{\sigma} + T_{luft} + 20 \qquad (4)$$

där k_{efter} är ytöverföringstalet hos betongytan efter avformning. Vid vindstilla och när ingen ytisolering anbringas är k=35 kJ/m^2·grad·tim. T_{luft} är ytterluftens temperatur (ej betongytans temperatur), λ är betongens värmeledningstal (ca 8 kJ/m·grad·tim) och σ är konstruktionens halva tjocklek (m). I Figur 31 ges värden på parametern k för några olika isoleringsmaterial.

Exempel: För en 2 m tjock konstruktion, lufttemperaturen −5°C, vindstilla och oisolerad betongyta blir maximalt tillåten mittemperatur i samband med formrivning ca +24°C.

Ekv (4) kan användas på två sätt:

1. Man mäter mittemperaturen och avvaktar med att riva formen tills villkoret är uppfyllt.
2. Man mäter mittemperaturen vid formrivningstidpunkten och isolerar ytan omedelbart med en isolering vars storlek beräknas ur ekv (4).

Kylning av betongmassan

Kylning av betongmassan är ett effektivt sätt att undvika sprickbildning. Vid mycket grova konstruktioner eller när omgivningens temperatur i bruksskedet är låg är kylning det enda praktiska sättet att klara sprickbildning även vid användning av lågvärmecement. Effekten av kylning ses direkt i ekv (2).

Kylning kan ske genom pumpning av kallt vatten i kylrör som är ingjutna i betongen. Detta är ett effektivt sätt men är något dyrt. Det förutsätter också tillgång till kallt vatten. Man kan också kyla betongmassan i samband med blandningen. Det traditionella sättet är därvid att använda krossad is som blandas in som en del av blandningsvattnet. Normalt efordras ca 10 kg is för att sänka betongtemperaturen hos 1 m^3 med 1 grad. Om vct och därmed hållfastheten skall kunna bibehållas är därför den maximalt möjliga kylningen ca 15°C. En varm sommardag kan man alltså åstadkomma lägst ca +10°C hos betongmassan.

Genom att spruta in flytande kväve i betongblandaren kan man åstadkomma ännu lägre betongtemperaturer eftersom kvävgasen inte påverkar vct. Flytande kväve har en kylkapacitet som sammansätts av ångbildningsvärmet (ca 200 kJ/kg) och det specifika värmet ("temperaturhöjningsvärmet") vid temperaturhöjningen från −190°C till ca +5°C (209 kJ/kg). Vid osofistikerad användning kan man bara utnyttja ångbildningsvärmet, dvs verkningsgraden blir bara ca 50 %. Vid försök har dock ända upp till 80 % verkningsgrad kunnat erhållas i tvångsblandare /37/. Kvävgaskylning har under de senaste åren använts av Vattenfall vid flera stora betongkonstruktioner. Även vid andra konstruktioner, t ex vid gjutning av dockan i det nya Wasamuseet, har metoden använts.

Sammanfattning

För att betongdammar och andra vattenbyggnadskonstruktioner av betong skall få en hög livslängd och låga reparationskostnader bör följande regler beaktas. Det förutsätts att betongen enbart exponeras för *normalt sötvatten* dvs ej bräckt, salt eller kemiskt aggressivt vatten.

- *vct* $\leqslant$ *0,55*
  Krävs för vattentäthet och gott skydd av armeringen.
- *Lufthalt minst 4,5 % (medel ca 5,5 %)*
  Krävs för hög frostbeständighet vid frysning i sötvatten.
- *Porfri (tät) naturballast*
  Krävs för hög frostbeständighet.
- *Lågalkaliskt + sulfatresistent cement (LA/SR)*
  Sådana cement ger högre allmän beständighet än cement med hög C_3A-halt och hög alkalitet.
- *Rent portlandcement*
  Ger säkrare frostbeständighet och bättre skydd mot armeringskorrosion än vad blandcement innehållande mineraliska restmaterial (flygaska, slagg, silikastoft) gör.
- *Fullgod blandning (förlängd blandningstid)*
  Frostbeständigheten ökar normalt med ökad blandningstid. Minst 3 min är önskvärd.
- *Frystestad, godkänd betong*
  Frystestning är önskvärd, framförallt när vattenreducerande tillsatsmedel eller flyttillsats används. Dessa tenderar att försämra luftporstrukturen. Som testmetod kan man använda den SP-metod som idag används för brobetong. Saltlösningen byts därvid mot rent vatten.
- *Täckande betongskikt minst 25 mm (medelvärde ca 40 mm)*
  Krävs för gott skydd av armeringen. Större täckskikt erfordras ofta där betongen utsätts för erosion. Även förankringskraven kan medföra större täckskikt.

- *Maximal medeltemperaturstegring skall uppfylla villkoret i ekv (2)*
  Krävs för att genomgående sprickbildning skall undvikas. Normalt krävs cement med begränsad värmeutveckling. Ofta krävs kylning.
- *Maximal temperaturgradient över tvärsnittet skall uppfylla villkoret i ekv (3)*
  Krävs för att ytsprickbildning skall undvikas.
- *Gjuthastigheten skall vara begränsad*
  Krävs för att sättsprickor längs med och vinkelrätt mot armeringen skall undvikas. Sådana sprickor ökar risken för armeringskorrosion. Betongen bör om möjligt eftervibreras.
- *Fukthärdning till minst 70 % av normtidshållfasthet*
  Krävs för hög beständighet hos täckskiktet.

Om betongen kommer att utsättas för *salthaltigt vatten* måste kraven skärpas. Viktigaste förändringar är:

- *vct* $\leqslant$ *0,40* (0,45)
  Krävs för skydd av armeringen
- *Lufthalt minst 5,5 %* (medelvärde 6,5 %)
- *Frystestning i saltvatten erfordras*
- *Täckskiktet minst 45 mm* (medelvärde ca 60 mm)

Litteratur

/1/ *L Johansson*: Skador hos betongbalkonger. CBI Fo 3:76, 1976

/2/ *W von Olnhausen*: Svenska broars hälsotillstånd. CBI Informationsdag 1984. Sammanfattningar.

/3/ *G Fagerlund*: Anläggningscement – Degerhamn Std P. Cementa CM Rapport T 84023, 1984.

/4/ *G Fagerlund*: Puzzolaner i betong. Cementa Nr 2, 1983.

/5/ *P B Bamforth*: In situ measurement of the effect of partial Portland cement replacement using either fly ash or ground granulated blast-furnace slag on the performance of mass concrete. Proc. Inst. Civ. Eng. Part 2, Sept 1980.

/6/ *R K Dihr, C M Sangha, J G C Munday*: Strength and deformation of autogeneously healed mortars. Journal of ACI, March 1973.

/7/ *E Sellevold et al*: Silica fume cement paste – hydration and pore structures. Ingår i "Condensed silica fume in Concrete". Inst Bygningsmateriallære, NTH, Trondheim 1982.

/8/ *O Peterson, B Warris*: Reaction between blast-furnace slag and lime. Cementa CM Rapport T 81018, 1981.

/9/ *C L Page, Ø Vennesland*: Pore solution, composition and chloride binding capacity of silica fume cement. Materials and Structures, Nr 17, 1985.

/10/ *K Tuutti*: Corrosion of steel in concrete. CBI Fo 4:82, 1982.

/11/ *J Virtanen*: Freeze-thaw resistance of concrete containing blast-furnace slag, fly-ash or silica fume. Ingår i "Betongs frostbeständighet". CBI Rapporter Ra 2.83, 1983.

/12/ *P E Petersson*: The influence of silica fume on the salt frost resistance of concrete. Statens provningsanstalt. Building Technology, Technical Report SP-Rapp 1986:32, Borås 1986.

/13/ *G Fagerlund*: The influence of slag cement on the frost resistance of hardened concrete. CBI Research Fo 1.82, 1982.

/14/ *G Fagerlund*: Betongs saltfrostbeständighet. Forskningsrapport Cementa 1984.

/15/ *G Fagerlund*: The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete. Materials and Structures 10(1977):58, 1977.
/16/ *G Konstantinidis, E Lamtsidis*: Undersökning av membranhärdare för betong. Byggnadsmateriallära KTH. Rapport TRITA-BYMA 1984:13E, 1984.
/17/ *G Fagerlund*: "Struktur". Kapitel i Betonghandbok Material, Svensk Byggtjänst 1980.
/18/ *C Andersson, P E Petersson*: Härdningens inverkan på betongs permeabilitet och beständighet, Statens provningsanstalt. SP-Rapport 1987:07.
/19/ *G Fagerlund*: Frost resistance of concrete with porous aggregate. CBI Research Fo 2:78, 1978.
/20/ *T D Larson, P D Cady*: Identification of frost susceptible particles in concrete aggregates. Nat. Coop. Highway Res. Program, Report 66, 1969.
/21/ *D Stark*: Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking. PCA Research and Development. Bulletin RD 047, OIP, 1976.
/22/ *G Fagerlund*: Betongkonstruktioners beständighet – en översikt. Cementa 1987.
/23/ *W A Cordon*: Freezing and thawing of concrete – Mechanisms and control. ACI Monograph Nr 2, Detroit 1966.
/24/ *ACI Committee 201*: Guide to durable concrete. American Concrete Institute, Detroit 1986.
/25/ *R Johansen*: Silika i betong. Delrapport nr 6: Langtidseffekter. Forskningsinstituttet for cement og betong ved NTH, Rapport STF65A81031, Trondheim 1981.
/26/ *U A Halvorsen*: Korrosion och kalkurlakning vid sprickor i betongkonstruktioner. Inst för Byggnadsteknik, LTH, Bulletin 1. Lund 1966.
/27/ *H Rosaar, E Vessby*: Betongskador orsakade av kismineral i ballast. Nordisk Betong 1962:3.
/28/ *H Granholm, D Werner, S Giertz-Hedström*: Utredning angående lämpligheten av betongrör till vägtrummor. Betong 1934:1.
/29/ *P Samuelsson*: "Avnötning". Kapitel i Betonghandbok Material. Svensk Byggtjänst 1980.
/30/ *B Löfquist*: Temperatureffekter i hårdnande betong. Tekniska Meddelanden från Kungl Vattenfallsstyrelsen, Serie B, Nr 22, 1946.
/31/ *S Bernander*: Kylning av hårdnande betong med kylslingor. Nordisk Betong Nr 2, 1973.
/32/ *G Fagerlund*: Kylning av betongmassa med flytande kväve. Ingår i "Gaskyld Betong". FUD Vattenfall 1984.
/33/ *J-E Jonasson*: Programmet "HETT". Tekniska Högskolan i Luleå 1986.
/34/ *A Johansson, P-J Kindlund*: Betongens hållfasthetstillväxt i konstruktionen. Ingår i Betonghandbok Arbetsutförande. Svensk Byggtjänst 1980.

/35/ *S Jansson, G Fagerlund*: Anläggningscement i fullskaleförsök vid Ringhals. Cementa Nr 4 1983.
/36/ *P Freiesleben Hansen, A Nielsen*: Method for quick calculation of temperature differences in concrete members. VTT Symposium 61, Espoo 1985. (Se även Cementa CM Rapport T 86059).
/37/ *S Jansson, G Fagerlund*: Flytande kväve kyler betong. Cementa Nr 2 1985.

Cementa AB Box 144 182 12 Danderyd Tfn 08-753 01 60