LUND UNIVERSITY

Marina betongkonstruktioners livslängd : sammanfattning av seminarier hösten 1993

Tuutti, Kyösti

1993

Link to publication

Citation for published version (APA):
Tuutti, K. (Red.) (1993). *Marina betongkonstruktioners livslängd : sammanfattning av seminarier hösten 1993*. Dansk Betoninstitut.; Alborg Portland.; 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

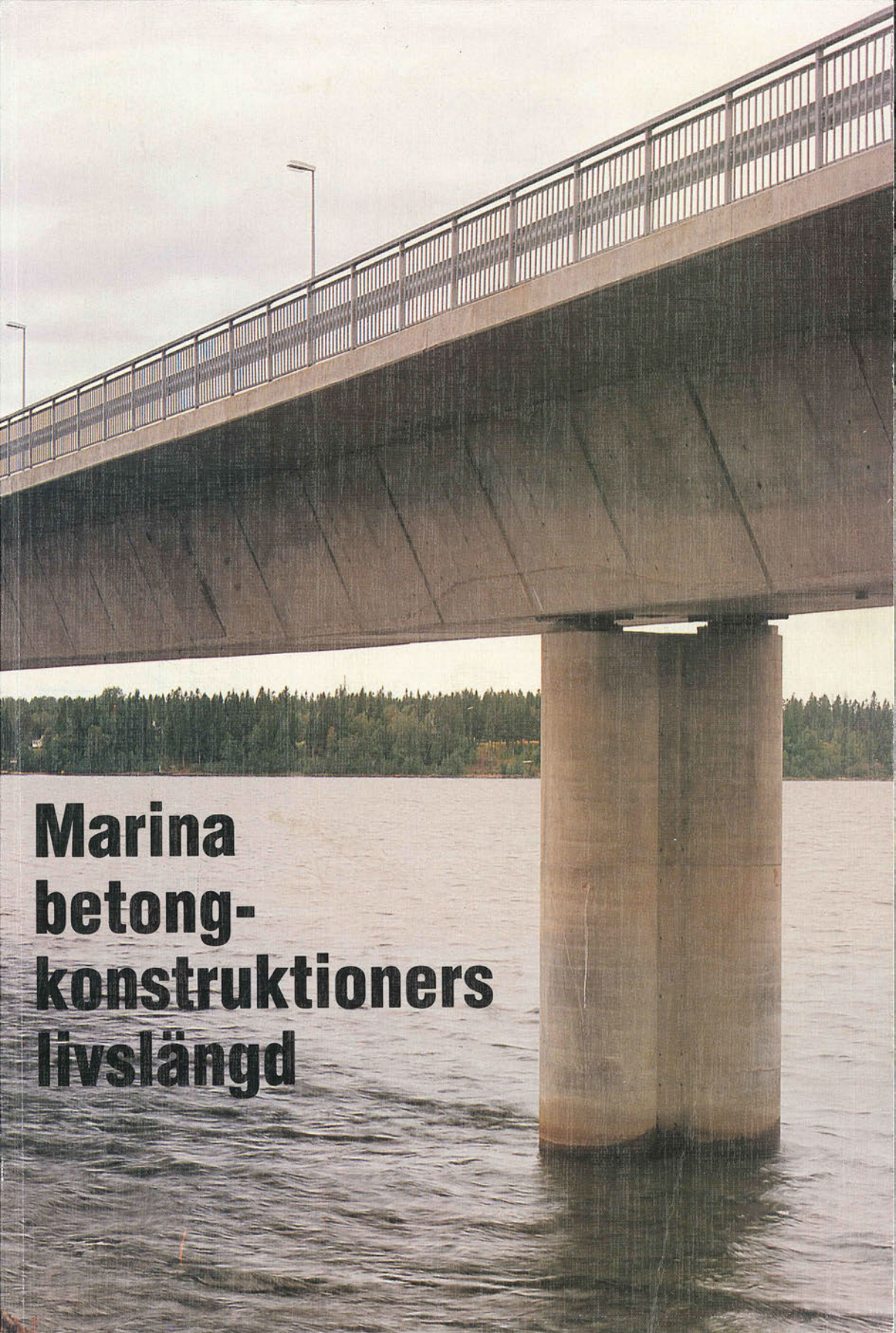
Read more about Creative commons licenses: https://creativecommons.org/licenses/

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: 21. Dec. 2025



Marina betong-konstruktioners livslängd

Marina betongkonstruktioners livslängd

Sammanfattning av seminarier hösten 1993

AW Grafiska, Uppsala 1993

INNEHÅLL

	Sid
Forudsigelse af levetid – generelt	7
Frostangrepp – beskrivning av verkande mekanismer	23
Funktionsprovning av betongs frostbeständighet	71
Korrosion på armering	85
Bestemmelse af diffusivitet for forskellige betonkvaliteter	103
Bestemmelse af chloridtærskelværdi	125
Bestämning av kloridtröskelvärden	133
Beräkning av fuktprofiler och fuktvariationer i en brokonstruktion	135
Supplerende beskyttelsesmetoder	149
Övriga förstörelsemekanismer	175
Temperatursprickbildning	185
Kravspecifikation på betongkonstruktioner	211

Förord

Våra betongkonstruktioners livslängd debatteras allt oftare i såväl massmedia som i vetenskapliga artiklar. För att sammanfatta de erfarenheter som finns hos specialister i Danmark och Sverige anordnades seminarier i ämnet "Marina betongkonstruktioners livslängd" hösten 1993. Denna publikation är en sammanfattning av de föredrag som hölls på dessa seminarier och representerar de enskilda författarnas ståndpunkt inom sina specifika kompetensområden. Det bör därför påtalas att divergerande uppfattningar kan förekomma i de enskilda anförandena som behandlar samma tema. Jag vill slutligen tacka alla föredragshållarna för det vetenskapliga bidrag som framförs i denna skrift. Ett stort tack också till organisatörerna av seminarierna, Dansk Betonginstitut A/S, Aalborg Portland A/S och Cementa AB.

Kyösti Tuutti

Forudsigelse af Levetid - Generelt

Steen Rostam, civ.ing., PhD, COWIconsult, Rådgivende Ingeniører AS, Parallelvej 15, DK-2800 Lyngby

Sammenfatning

Levetidsvurderinger for betonbygværker er baseret på den Moderne Holdbarhedsteknologi udviklet igennem 1980'erne. Den baserer sig på en ingeniørmæssig modellering af de væsentligste nedbrydningsmekanismer og de dominerende transportmekanismer. Armeringskorrosion, alkalikiselreaktioner, kemiske angreb og frost-tø sprængninger udgør de væsentligste mekanismer. Vand eller fugt, og salt udgør de væsentligste parametre for marine og andre udsatte konstruktioner.

Forståelsen af hvordan og hvor hurtigt betonkonstruktioner kan nedbrydes under forskellige miljømæssige belastninger giver direkte informationer om på hvilke punkter den projekterende og den udførende skal sætte ind med forbedringer for at forlænge levetiden.

Den interessante konklusion er, at det i første omgang er særdeles simple tiltag, der vil kunne give et helt niveauspring i bygværkernes kvalitet og holdbarhed. Tæt beton i betonens yderste lag, dæklaget, et stort dæklag, korrekt udførte og intelligent placerede støbeskel, korrekt valgte cementbaserede afstandsklodser med sikret god vedhæftning til betonen, og endelig rustfrit stål i alle inserts og andre kun delvis indstøbte metalenheder, er det spektrum af simple forholdsregler, der vil betinge markante forbedringer af levetiden.

Byggebranchen har været - og er fortsat - meget træg til at indføre ændringer. Dette brancheproblem bør analyseres og debatteres indgående, idet diskussionen vil skulle omfatte både politiske, uddannelsesmæssige, kontrakt- og garantimæssige og økonomiske forhold. Branchen er brugt i en politisk-økonomisk yo-yo politik til stor langtidsskade for både branche og samfund. Ingeniøruddannelserne skal også ændres mod det multidisciplinære, før der sker virkelige forbedringer på denne front.

Levetid - Hvad Mener Vi ?

Forudsigelsen af betonbygværkers levetid må tage sit udgangspunkt i

a. hvorledes udløbet af levetiden fastlægges eller defineres
b. hvorledes bygværket når frem til sluttilstanden.

Af disse to udgør punkt a den vanskeligste del af levetidsbegrebet, idet væsentlige elementer er foranderlige i tiden eller ikke kvantificerbare.

I det følgende tages designkravet i CEB - FIP's Model Code 1990 som udgangspunkt for den fortsatte beskrivelse af betonbygværkers levetid. Model Code er netop udkommet i sin endelige udgave ref. [1], og designkravet lyder i oversættelse:

> "Betonbygværker skal projekteres, udføres og anvendes således, at de, under de givne miljøbelastninger, bevarer deres sikkerhed, brugsegenskaber og et tilfredsstillende udseende i et eksplicit eller implicit givet tidsrum uden at fordre uforudset store vedligeholds- og reparationsomkostninger."

Levetiden bliver således knyttet til sikkerheden, brugsegenskaberne, og udseendet, og bliver derpå overlejret af ønsket om acceptable drift- og vedligeholdsudgifter. Alle disse krav må forventes at kunne ændres med tiden. Nogle af dem er endda mere politisk end teknisk betingede og vil uvægerligt variere forskelligt fra land til land. På denne baggrund vil et fikseret levetidskrav på for eksempel 120 år (den Britiske bronorm), 200 år (Oosterschelde oversvømmelsesbarrierer i Holland) eller 100 år (Storebæltsforbindelsen, Danmark) være et teoretisk krav, der ikke nødvendigvis kan verificeres siden hen.

I stedet må krav om for eksempel 50, 75, 100 eller flere års levetid opfattes som et direkte signal fra bygherren om hvor dybtgående holdbarhedsproblemet skal vurderes i det enkelte tilfælde.Det vil sige hvor omfattende initielle projekterings- og udførelsesmæssige forholdsregler skal inddrage holdbarhedsmæssige aspekter og hvor omfattende et forudset drift- og vedligeholdsprogram bygherren er villig til at betale for, og i hvilken takt; alt sammen med en væsentlig usikkerhed knyttet til sig.

I denne vurdering indgår økonomien som en væsentlig faktor. Derfor vil levetidsomkostninger (life cycle costs) udtrykt for eksempel ved nutidsværdier, spille en væsentlig rolle ved valget mellem alternative

løsninger. Men, ved ønskede levetider ud over 50 år vil de økonomiske vurderinger i denne form spille en mindre og mindre rolle. Årsagen er, at en forudset udskiftning af bygværket hurtigt bliver mest rentabelt, isoleret set.

Ved krav om 100 års levetid eller mere, er der andre, ikke kvantificerbare forhold, der begynder at dominere. Ved store trafikanlæg, som for eksempel Øresundsforbindelsen, vil blandt andre følgende forhold spille ind:

- Bygherrens såvel som ingeniørernes troværdighedsmæssige renométab over for offentligheden ved at skulle erstatte eller totalrenovere et så stort og kostbart bygværk efter kun en generation. Dette vil næppe være politisk acceptabelt. At skulle udbygge anlægget på grund af øget behov er en anden historie.

- Det afbræk i infrastrukturen (transportkorridoren) der ville komme hvis et nationalt og internationalt så centralt anlæg skulle lukkes i en årrække for at blive erstattet eller renoveret så relativt kort tid efter færdiggørelsen.

- Omkostningerne forbundet med at erstatte eller totalrenovere anlægget vil kræve særskilte politiske beslutninger og offentlig debat. Kun en generation efter man har overstået den første debat vil en genoptagelse kunne være uacceptabelt for lægmand og for samfundet.

Andre kriterier end de tekniske og økonomiske vil således skulle gives afgørende vægt når de meget lange levetider kræves opnået for vore bygværker.

Holdbarhedsteknologien

Den moderne holdbarhedsteknologi for betonbygværker er baseret på en konsistent modellering af de nedbrydningsmekanismer, der kan true bygværkernes sikkerhed, funktionsduelighed og holdbarhed. Denne modellering sammenfatter dagens ingeniørmæssige viden inden for en lang række tekniske fagdiscipliner så som

- statikken (bærende funktion, kraftforløb)
- materialteknologien (materialesammensætning, miljøpåvirkninger)
- projektering (form, beregningstraditioner, normer og standarder)

- udførelse (håndværksmæssig udførelse, traditioner)
- økonomi.

Erfaringerne fra drift og vedligehold af eksisterende konstruktioner nyttiggøres til at kalibrere værdierne af de kritiske parametre som styrer nedbrydningsmekanismerne.

Dette multidisciplinære samspil er kernen til udviklingen af en rationel ingeniørmæssig håndtering af levetidsproblematikken for betonbygværker, se ref.[2].

Beton er et kompliceret sammensat konglomerat af delmaterialer med varierende egenskaber fra lokalitet til lokalitet. Dets egenskaber afhænger derudover af den lokale producents procedurer og af udførelsen og efterbehandlingen. Derfor vil der være nogen usikkerhed med hensyn til hvilke egenskaber der reelt er opnået i det færdige bygværk, og med hensyn til egenskabernes variation lokalt i bygværket. Denne usikkerhed og egenskabsvariation er en del af betonens natur, og er en af de væsentligste grunde til at beton som moderne byggemateriale er et kompliceret og krævende materiale at arbejde med. Dette er i klar modstrid med den ellers gængse opfattelse hos lægmand i dag, der fortsat opfatter beton som et simpelt materiale, hvor enhver uden uddannelse kan blive betonarbejder. For simple konstruktioner er dette også næsten rigtigt, men dette gælder ikke større bærende konstruktioner, men illustrerer blot en af betonens meget gunstige egenskaber nemlig den meget brede anvendelighed.

Nedbrydningsmekanismer

Antallet af væsentlige nedbrydnindgsmekanismer er få. I praksis er der kun fire forskellige typer der dominerer:

- Armeringskorrosion
- Alkalikiselreaktioner (kemisk/mekanisk)
- Kemisk angreb (f.eks. sulfater)
- Frost/tø angreb.

Armeringskorrosionen nedbryder først og fremmest armeringen, hvorefter korrosionsprodukternes ofte store ekspansive kræfter sprænger betonen. De øvrige mekanismer ødelægger primært betonen.

En række af de efterfølgende indlæg i denne publikation gennemgår de væsentligste nedbrydningsmekanismer set i lyset af deres forløb og virkning i Nordiske marine konstruktioner med tilstræbt lang levetid. De praktiske

muligheder for at undgå eller kontrollere deres udvikling gennemgås i disse indlæg, og afslutningsvis er der søgt opstillet en række specifikke krav, der med dagens viden bør tilgodeses ved projektering og udførelse af sådanne konstruktioner.

Disse forslag til krav må ikke opfattes som den eneste korrekte løsning af levetidsproblemet. De udtrykker blot en syntese af den opfattelse en beskeden kreds af teoretikere og praktikere har om dette emne i dag.

Med hensyn til detailbeskrivelsen af mekanismerne henvises således til de senere indlæg fra dette seminar, samt til ref.[3]. I det efterfølgende omtales kun de principielle egenskaber ved mekanismerne og de forholdsregler der generelt bør vurderes ved projektering og udførelse af betonbygværker i aggressivt miljø, men med tilstræbt meget lang levetid.

Styrende Parametre

De enkelte mekanismer styres af parametre beskrevet i de efterfølgende indlæg om mekanismerne, men to parametre har stor generel betydning og omtales derfor nedenfor.

Vand er den væsentligste faktor for flertallet af nedbrydningsmekanismerne. Kun lastfremkaldte revner, tvangsfremkaldte revner på grund af temperaturforskelle, sætninger eller svind, og mekanisk slid kan optræde uden tilstedeværelse af vand. Sådanne revner er ikke nødvendigvis udtryk for en nedbrydning, men kan åbne betonen for en tidlig indtrængning af skadelige stoffer, se det efterfølgende indlæg af Jan Erik Jonasson og Mats Emborg. Det betyder, at fugtniveau og fugtfordeling i omgivelserne såvel som inde i betonen skal kunne forudsiges og styres så godt som muligt, hvis nedbrydningens forløb ønskes styret. Desværre er det især i form af den relative luftfugtighed disse værdier bør kendes, og dermed bliver denne parameter direkte koblet til temperaturniveauet. Den betydelige, og ukontrollable, variation der i praksis forekommer i disse miljøpåvirkninger, gør fugtstudier til et centralt emne i holdbarhedsmæssig sammenhæng, og der henvises til det efterfølgende indlæg af Lars-Olof Nilsson.

Salt baseret på chlorider er et af de mest skadelige stoffer beton kan udsættes for. Der kan være indtil fire skadelige egenskaber knyttet til et saltangreb:

- Chlorider udgør en betydelig risiko for skadelig grubetæring når disse ioner når ind til armeringen, se de efterfølgende indlæg af Kyösti Tuutti

og Hans Arup. Chloridangreb udgør den største risiko for betonkonstruktioner i 1990'erne, sådan som det var det i 1980'erne

- Salte på alkali-metalion basis (Na^+, K^+) vil kunne forøge risikoen for alkalikiselreaktioner i beton med reaktive partikler.
- Tøsaltning kan medføre et termochok med revnedannelse og eventuelt afskalninger til følge, se blandt andet de efterfølgende indlæg af Göran Fagerlund og Per-Erik Petterson.
- Salte er hygroskopiske da de opsuger vand, hvorved fugtniveauet er højere i saltholdigt beton. Dette vanskeliggør udtørring af betonen for at bremse nedbrydning.

En række af de øvrige nedbrydningsmekanismer og deres væsentlige parametre, især inden for de kemiske påvirkninger, er beskrevet i det efterfølgende indlæg af Christian Justesen.

Miljøets Aggressivitet

De ovenstående styrende parametre for nedbrydningen viser det afgørende i at definere de miljøpåvirkninger bygværkerne udsættes for i praksis, for at kunne tage korrekt højde herfor i projekteringen og i udførelsen.

Set i lyset af betonegenskabernes forventede lokale variationer, og en analog forventelig variation i de lokale temperaturforhold, fugtniveau og koncentration og varighed af de aggressive stoffer, synes det uoverkommeligt at klarlægge de mikro-miljømæssige forhold og samtidig identificere de lokale betonegenskaber. Konsekvensen er, at mere overordnede og simplificerede antagelser må gøres. I de tilfælde dette kan gøres på den sikre side, er det tilfredsstillende, og i alt fald operationelt i praksis. Dette er udtryk for dagens desværre ret sparsomme videnniveau på miljøområdet, men der er behov for væsentlige forbedringer på hele denne halvdel af holdbarhedsproblemet, nemlig påvirkningerne. Vi er meget længere fremme med at sikre bygværkernes resistens imod påvirkningerne.

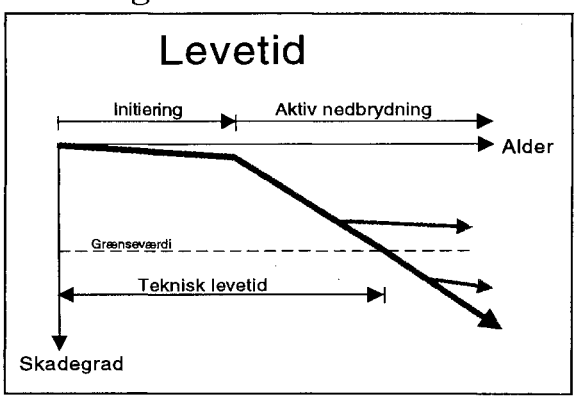
Transportmekanismer

På påvirkningssiden er vi i dag ikke længere end kun at kunne definere nærmiljøets egenskaber og tage højde for tidsmæssige variationer i påvirkningerne, for eksempel virkningen af gentagne opfugtninger og udtørringer med vand indeholdende aggressive stoffer. Da hele opløsningen opsuges kappillært i den mere eller mindre porøse beton ved opfugtningen, men kun vandet fordamper ved den efterfølgende udtørring, pumpes der således aggressive stoffer ind i betonen. De ophobes i nærheden af overfladen, hvorved der etableres en koncentrationsgradient, der presser stofferne indad hovedsageligt ved diffusion. Også kappilarsugningen

medvirker, samtidig med at der kan optræde en vis modvirkende effekt gennem en delvis udvaskning igen ved den efterfølgende opfugtning. Alt i alt er det et kompliceret samspil af transportmekanismer, der skal modelleres, hvis realistiske virkninger af samspillet mellem miljøet og betonen skal kunne beregnes og anvendes i en levetidsbestemmelse. Der foregår for tiden en betydelig udvikling inden for dette vigtige område, se blandt mange andre de efterfølgende indlæg af Ervin Poulsen og Lars-Olof Nilsson.

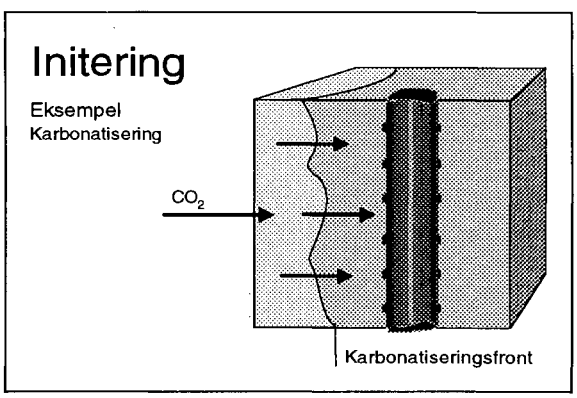
Nedbrydningens Tidsudvikling

Som tidligere vist, se ref. [4], udvikles betonbygværkers nedbrydning igennem to faser, se Fig.1:



Figur 1: Teknisk levetid

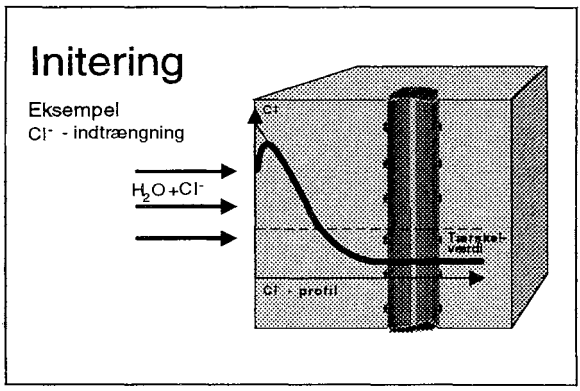
Initieringsfasen: I denne periode sker der ikke nogen mærkbar nedbrydning eller svækkelse af materialerne, men forskellige indbyggede beskyttende barrierer overvindes af miljøpåvirkningerne. Karbonatisering, se Fig.2, og chloridindtrængning, se Fig.3, er eksempler herpå. Chloridindtrængning accelereres væsentligt af cyklisk opfugtning og udtørring.



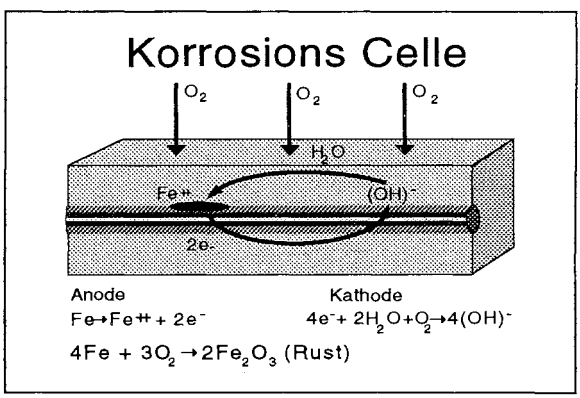
Figur 2: Karbonatisering

Den Aktive Nedbrydningsfase: Når den indre barriere er nedbrudt er der åbnet op for at en aktiv nedbrydning kan foregå. Denne propagering af skadeudviklingen vil oftest forløbe hurtigt, og endda ofte udvikle sig accelererende. Armeringskorrosion er et vigtigt eksempel på sådan en mekanisme, se Fig.4.

Af foranstående simplificerede ingeniørmodeller af nedbrydningens type og forløb fremgår den for levetidsvurderinger meget vigtige observation, at såvel initieringsfasen som propageringsfasen styres af aggressive stoffer der fra omgivelserne trænger ind igennem betonoverfladen og derfra videre ind og koncentreres enten i betonen eller når frem til armeringen i skadelig mængde til at aktive nedbrydningsmekanismer kan igangsættes i enten betonen eller på armeringen. Ophobningshastigheden af skadelige stoffer i overfladen og deres fortsatte transport ind i betonen bliver dermed nogle af de mest afgørende faktorer for levetiden, se Fig.5.



Figur 3: Chloridindtrængning

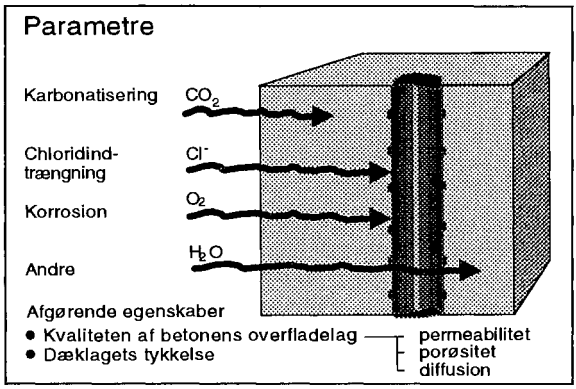


Figur 4: Armeringskorrosion

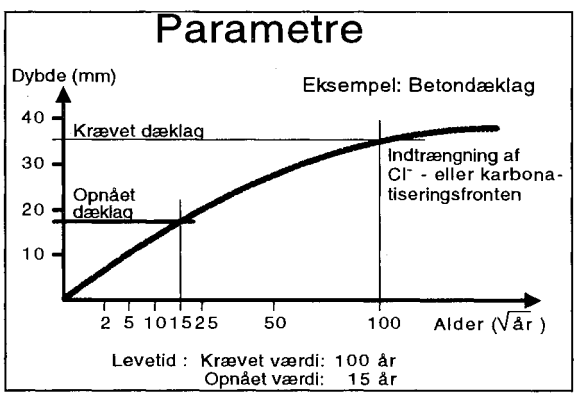
Det betyder, at det yderste betonlags kvalitet og dæklagets størrelse bliver meget væsentlige parametre, måske vigtigere end hidtil erkendt. Med betonens kvalitet menes i denne sammenhæng dets lokale permeabilitet, dets porøsitet og dets diffusionsegenskaber over for de aggressive stoffer der nu engang angriber det enkelte bygværk.

Dæklagets betydning i beskyttelsen af armeringen imod armeringskorrosion kan da bedømmes ud fra kendskabet til efter hvilken proces CO_2 eller Cl bevæger sig ind i betonen. Dette sker hovedsageligt ved diffusion, dog med nogen forsinkende effekt, især ved karbonatiseringsprocessen. Dette kan i dag modelleres med rimelig nøjagtighed til praktisk brug, hvis insitu egenskaberne for betonen er kendte. På Fig.6 er vist hvilken dramatisk indflydelse dæklaget har på levetiden, hvis de nævnte forudsætninger er opfyldte. I korthed går dette ud på, at en bevidst - eller tilfældig - halvering

af et ønsket eller krævet dæklag resulterer i en levetid der kun er ca. 1/7 af det forventede. Praksis har vist at dette er korrekte størrelsesordener, og dermed er der peget på én vigtig parameter som skal fastlægges med omtanke i projektet, og som skal sikres og kontrolleres med stor omhu i udførelsesfasen. Alene forbedringer på dette simple område vil kunne spare samfundet for uhørt store reparationsudgifter i fremtiden. De "berømte" dæklagsskader er en skændsel for byggebranchen.



Figur 5: Transportmekanismerne for aggressive stoffer ind i betonen har afgørende indflydelse på bygværkets levetid



Figur 6: Betondæklagets dominerende indflydelse på levetiden

Barrierer

Som følge af ovenstående betragtninger fremgår det tydeligt, at den projekterendes muligheder for at styre nedbrydningsmekanismerne dels består i at vælge materialer der ikke er reaktive i det miljø bygværket skal placeres, dels består i at vælge geometri, materialsammensætning og armeringsføring således at initieringsperioden kan blive så lang som praktisk mulig. Dette sidstnævnte opnås da ved at influere transportmekanismerne ved at sikrer barrierer der sinker eller hindrer indtrængningen af skadelige stoffer i kritisk mængde.

Denne barrierer-strategi er blandt andet antaget i CEB-FIP's Model Code 1990, Ref.[1], og udtrykkes som en *Fler-trins Beskyttelses Strategi*. Når miljøet er fastlagt, og de potentielt kritiske nedbrydningsmekanismer er identificeret, består denne design strategi i:

1. Følg de skadelige stoffers transportvej og bestem de eventuelle steder hvor ophobning kan finde sted.

2. Fastlæg de afgørende transportmekanismer og identificer de styrende parametre for denne transport.

3. Vælg afstemte barrierer, der kan samarbejde i at bremse eller forhindre transporten og ophobningen.

Disse barrierer kan udgøres af følgende:

- den valgte geometriske udformning
- betonsammensætningen inklusive særlige tilsætningsstoffer
- ameringsføringen inklusiv dæklagets størrelse
- særlig betonkvalitet i dæklaget (for eksempel ved præfabrikation), inklusiv særlig skinarmering
- forspænding
- supplerende beskyttelsesmetoder såsom indkapsling, membraner, overfladebeskyttelse af dels betonen dels armeringen
- aktive beskyttelsesmetoder såsom katodisk beskyttelse; eventuelt blot som en forberedelse for senere installation
- særlig tilpasset eftersyns- og vedligeholdsrutiner til sikring af tidlig varsel i tilfælde af begyndende skadeudvikling
- monetering af bygværket med holdbarheds sensorer, for eksempel korrosions sensorer, fugt sensorer og chlorid sensorer.

Nyudvikling

En interessant ny udvikling inden for det seneste tiår er introduktionen af permeable formbeklædninger i form af et fintvævet, groftmønstret kunststofbaseret stof til beklædning af støbeformen. En række undersøgelser og afprøvninger har samstemmende vist en markant forbedring af betonoverfladehuden som værende luftblærefri og markant tættere mod indtrængningen af skadelige stoffer end ved traditionelle træ-, krydsfiner- eller stålforme.

Hvis igangværende og fortsatte insitu undersøgelser i neutralt regi bekræfter de allerede tilgængelige observationer, må denne teknologi betegnes som *det eneste virkelige udviklingsspring på holdbarhedsområdet i det seneste årti*,- blot kræves der en markant reduktion af prisen på de bedste produkter før gængs brug kan forventes. Samtidig må hele vor formteknologi, og endda udformningen af bygværkernes ydre geometri i de udsatte områder, undergå forandringer for at tilpasse sig denne nye teknologi.

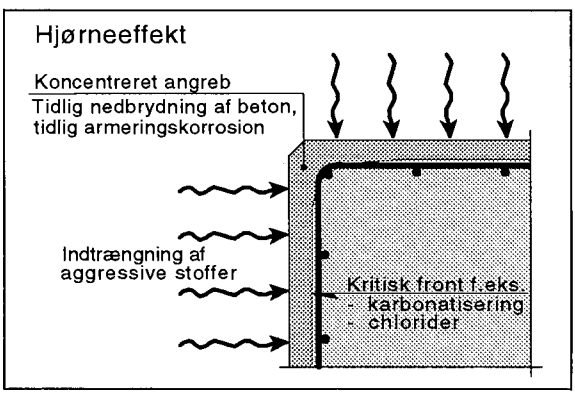
Derudover må man spørge sig selv: *Hvor bliver kvantespringene af, set fra brugernes og samfundets side ?*

Konstruktiv Udformning

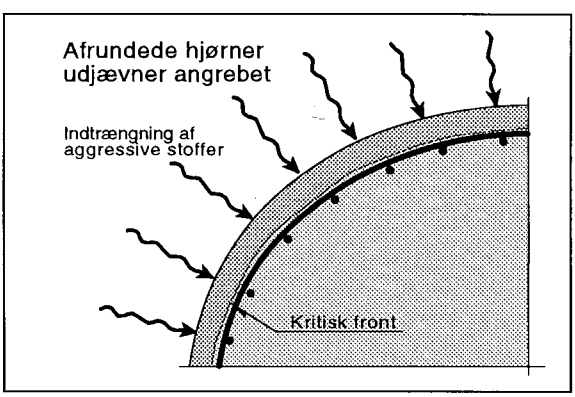
Den geometriske udformning af de eksponerede betonflader kan have betydelig indflydelse på hvor udsat fladen bliver for at optage skadelige mængder af aggressive stoffer. De helt lokale forhold kan være afgørende også i denne sammenhæng. Tilsvarende gælder for armeringsføringen. Nedenfor omtales et par udvalgte problemområder.

Kant- og Hjørneeffekter

Ved udadvendte kanter og hjørner vil det aggressive miljø kunne trænge ind i betonen fra to eller tre sider ind i samme del af dæklaget, se Fig.7. Dermed vil ophobningen kunne ske langt hurtigere i disse områder og skadevirkningen optræde tidligere ved kanter og hjørner end for hele den øvrige - og langt største part af - konstruktionen. Dette forhold er også velkendt i praksis, idet ofte ses skaderne netop at starte ved kanter og hjørner.



Figur 7: Kant- og hjørneeffekten

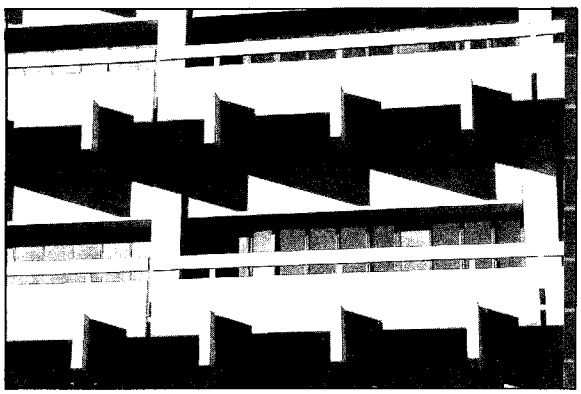


Figur 8: Afrundede hjørner kan udjævne virkningen af kant- og hjørneeffekterne

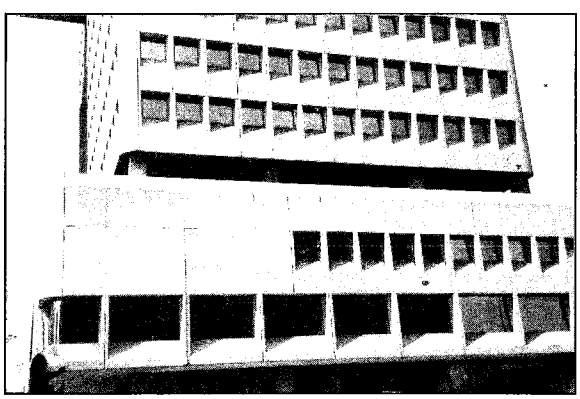
En mere afrundet udformning af disse konstruktive detaljer vil kunne udjævne koncentrationseffekten og være til gavn for levetiden, se Fig.8. Dertil kommer, at udstøbning og komprimering ofte er vanskeligere ved kanter og hjørner, hvorved betonkvaliteten netop i dæklaget i disse zoner bliver af ringe kvalitet. Også dette forhold afhjælpes af den mere afrundede form.

Med hensyn til beskyttelsen af armeringen i kanter og hjørner, vil en bevidst armeringsføring, der tilstræber at sikre større dæklag netop i disse udsatte områder have en tilsvarende gunstig virkning. For store armeringsdimensioner kommer en del af denne effekt af sig selv, idet kravet til store bukkediametre automatisk giver større dæklag i hjørnerne; denne konsekvens er altså klart til gunst holdbarhedsmæssigt, men ikke altid statisk.

Konsekvensen af disse betragtninger er, at eksponerede facader kan være mere eller mindre udsatte for tidlig nedbrydning, afhængig af hvilken geometri de har fået, alt andet lige. På dette punkt har arkitekter en hidtil upåagtet væsentlig indflydelse på bygværkernes robusthed over for miljøpåvirkningerne, sammenlign Fig.9 og Fig. 10. Den traditionelle berøringsangst mellem arkitekter og ingeniører har desværre ikke bedret på dette forhold, og selv om problemet er størst inden for byggesektoren, har den stigende anvendelse af arkitekter også i anlægssektoren, og herunder ved store marine konstruktioner, også medført divergerende interesser når de holdbarhedsmæssige aspekter skulle tilgodeses.



Figur 9: *Bygningsfacade med en høj holdbarhedsmæssig risikofaktor pga de relativt store eksponerede betonflader og pga de mange kanter og hjørner*



Figur 10: *Bygningsfacade med en lav holdbarhedsmæssig risikofaktor pga den relativt lille eksponerede betonflade og pga den hurtige bortledning af vand*

Inserts

delvis indstøbte ståldele i form af inserts, bolte, klamsjern, etc. kan udsættes

for accelereret korrosion hvis der ikke er taget særlige forholdsregler for at hindre dette. Dette er igen et af de yderst banale problemer, hvor der foreligger velkendt viden om hvorledes problemerne skal klares i praksis, men hvor praktikerne per tradition har betragtet dette som en banalitet, og sædvanligvis ikke ofrer mange tanker på problemet før det kan være for sent, og udbedring bliver uforholdsmæssig kostbart.

Sort stål må ikke være i kontakt med den indstøbte armering. Hvis dette alligevel sker, er der øget risiko for tidlig korrosion af de udragende dele. Her skal det huskes, at ved inserts til fastgøring af autoværn eller rækværk vil blot en enkelt kontakt til en enkel insert eller bolt kunne udsætte alle de inserts eller bolte, der er i indbyrdes metallisk kontakt gennem autoværn eller rækværk for tidlig korrosion, uden at man simpelt kan afgøre hvor den famøse kontakt til armeringen forekommer. I praksis er dette problem væsentligt, især hvis særlig lang levetid ønskes, idet også de små detaljer da må tages med i løsningen.

Løsningen er i praksis at vælge rustfrit/rustfast stål til alle metaldele, der kun er delvis indstøbte. Det vil sige, at de iskruede bolte godt kan være, for eksempel galvaniserede. Der henvises blandt andet til det efterfølgende indlæg af Birgit Sørensen.

Arbejdsudførelsen

Behovet for omhyggelig arbejdsudførelse skulle fremgå klart af de foregående afsnit, herunder også konsekvenserne af lokalt dårlig udstøbning og komprimering af betonen. Derfor vælges det kun at omtale to emner, der igen synes undseelige i den store sammenhæng, men hvor dette med erfaringens ballast viser sig at være en fejlvurdering.

Støbeskel

Støbeskel planlægges sædvanligvis ud fra en optimering af entreprenørens arbejdsprocedurer og er typisk en øvelse, der er henlagt til løsning under arbejdets udførelse. De holdbarhedsmæssige aspekter tilgodeses derfor ikke altid på tilfredsstillende måde.

Støbeskel vil udgøre en vis svækkelse med hensyn til den yderste barriere mod indtrængningen af aggressive stoffer. Det er derfor velkendt, at særlige forholdsregler skal tages med hensyn til at forberede den hærdede beton i støbeskellet inden den nye beton udstøbes. Ofte fjernes det overfladiske

slamlag med en sandblæsning eller en højtryksspuling, og betonfladen forvandes men bør være overfladetør inden støbningen.

Dertil kommer, at placeringen ikke bør være i de mest eksponerede zoner som for eksempel i splash zonen for marine konstruktioner. Hvis der til gengæld laves for høje støbesektioner vil udstøbningen og især komprimeringen kunne vanskeliggøres, og det vil trække i den gale retning. Der er således tale om at sikre et passende kompromis mellem de modstridende interesser. Som et væsentligt punkt i denne sammenhæng, bør der sikres vinduer i formen med passende afstand i højden, således at komprimering kan foregå tilfredsstillende,- og således, at arbejderne kan se hvad de foretager sig.

I en række tilfælde har ældre betonkonstruktioner vist strålende holdbarhed generelt, bare ikke i støbeskellene, hvorudfra skader er begyndt. Et eksempel er en mere end 50 år gammel delvis marin betonkonstruktion med kun et par millimetres karbonatisering, undtagen i støbeskellene hvor denne var 3 til 4 centimetre, og derfor havde foranlediget armeringskorrosion og systematiske afskallinger ved støbeskellene. Et større dæklag ville selvfølgelig have udsat disse skader.

Afstandsklodser

Med vor viden om betydningen for holdbarheden af det yderste betonlags kvalitet bør vi straks tænke på hvilken indflydelse det har, at et meget stort antal mere eller mindre velvalgte klodser af mørtel, beton eller plastik placeres netop i det kritiske dæklag.

Plast har ingen muligheder for at etablere adhæsion til betonen, og i forbindelse med at plasten ældes bliver den sprødere og svinder. Det sidste medfører, at der uvægerligt vil optræde en fin revne mellem beton og afstandsklods. Herigennem skabes en hurtig transportvej for aggressive stoffer ind til armeringen. Dette forhold er også ofte dokumenteret i praksis, hvor korrosionsangreb er startet ved afstandsklodserne. På denne baggrund bør plast-afstandsklodser ikke anvendes til betonkonstuktioner med forventet lang levetid i moderat og aggressivt miljø. Dette forhold har Åke Holmberg fra Sverige påpeget i Nordisk Beton allerede for ti år eller mere siden.

Anderledes forholder det sig med at vælge højkvalitets beton eller mørtel afstandsklodser. Dette må naturligvis forventes at give langt bedre blivende forbindelse med den omstøbte beton. Skønt princippet er korrekt, er løsningen i praksis ikke så ligetil.

Der etableres et støbeskel mellem klods og beton med de sammenstøbningsvanskeligheder, der er velkendte ved store støbeskel. Klodserne skal gives en overflade, der sikrer en så god vedhæftning som muligt, og forholdsregler svarende til dem, der anvendes ved støbeskel, bør følges. Dette gælder med hensyn til afrensning, forvanding og lokal vibrering. For eksempel vil ellers meget impermeable betonklodser, der er ekstruderede, kunne være så glatte, at vedhæftningen bliver helt utilfredsstillende. Foreløbige undersøgelser har for nyligt vist, at dette teoretiske problem er meget aktuelt, og problemet bør studeres mere dybtgående.

Levetidsberegninger

Der forekommer jævnligt forslag til beregningen af nye betonbygværkers levetid ud fra kendskabet til de foran omtalte nedbrydningsmekanismer, antagelsen af diffusionskoefficienter, kappilærsugningsparametre etc.

Der bør advares imod overfortolkning af sådanne beregninger. Med vort kendskab til de betydelige usikkerheder beton som materiale og miljøets påvirkninger repræsenterer, når bygværket kun er i projektfasen, vil matematiske beregninger af levetiderne kun udgøre teoretiske øvelser uden bund i virkeligheden med hensyn til virkelige levetider. Derfor kan beregningerne være udmærkede til at sammenligne alternative løsninger, og give en fornemmelse af gode og mindre gode eller dårlige tiltag fra et holdbarhedsmæssigt synspunkt. Til relative vurderinger er sådanne analyser dog værdifulde.

Anderledes forholder det sig, når bygværket først er etableret, med de kvaliteter og svagheder der nu engang er skabt sammen med det. I dette tilfælde er der allerede tidligt el række kritiske parametre der kan måles på selve bygværket, også lokalt i udvalgte kritiske zoner. Dette gælder dæklag, in situ permeabilitet og diffusivitet i ung alder samt visse målinger af lokal- og mikromiljøets aggressivitet. Dermed bliver levetidsberegninger noget mere pålidelige. De vil da være værdifulde til planlægning af drift- og vedligeholdsrutiner, herunder fastlæggelse af eftersynsintervaller.

Bedre endnu vil opfølgende undersøgelser være når der er gået nogle få år, idet man allerede da in situ kan måle begyndende indtrængning af de relevante aggressive stoffer, og dermed yderligere kalibrere beregningsmodellerne med observationerne. På dette tidspunkt begynder levetidsberegninger at få praktisk relevans, og kan indgå med større og

større vægt i planlægningen af vedligehold og i fastlæggelsen af det fremtidige investeringsbehov.

På denne baggrund vil en formel fastlæggelse af en referenceperiode for den første reelle levetidsvurdering være et værdifuldt tiltag. For Danmarks vedkommende ville 5 år være ideelt, idet der hermed bliver skabt sammenhæng med hele garantiperiode- og 5-års eftersynskonceptet der blev indført midt i 80'erne. Principperne og argumenterne er de samme for de to målsætninger, men perspektiverne bliver større, når design, udførelse og de første års drift kobles sammen ikke kun med en 5-års garanti, og dermed basta, men knyttes til en mere langsigtet levetidsstrategi.

Uddannelse

Væsentlige elementer af den moderne holdbarhedsteknologi i praktisk iklædning er resumeret i det foregående. Det er væsentligt, at de senere års holdbarhedsdebat har medført denne bredere indgang til vurderingen af bygværkers sikkerhed, funktion, udseende og holdbarhed, og disses samspil med samfundets interesser som helhed. Denne betragtning, der så værdifuldt blev initieret af Göran Fagerlund helt tilbage i 70'erne,- byggebranchen er træg! - har også medført en udfordring til ingeniøruddannelserne, som ikke synes taget op i fuldt mål endnu.

Der er behov for en langt mere multidisciplinær uddannelse end hidtil, så de mange forskellige fagdiscipliner der dækker emnet levetidsvurdering, inddrages på afbalanceret vis i problemløsningen, og således at der ikke ensidigt vælges teknokratiske løsninger på projekter der skal tjene et menneskeligt samfund helst i flere menneskealdre.

Ingeniørerne skal medvirke til at løse de store anlægsopgaver ud fra en samfundsmæssig, funktionsmæssig og projektmæssig syntese og ikke ud fra snævre disciplin-relaterede analyser.

Referencer

[1] CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Thomas Telford Services Ltd., London 1993

[2] Rostam, Steen. Service Life Design - The European Approach. Concrete International, July 1993, p 24 - 32.

[3] CEB. Durable Concrete Structures, Design Guide. Thomas Telford Services Ltd., London 1992

[4] Tuutti, Kyösti. Corrosion of Steel in Concrete. Cement och Betong Instituttet, Stockholm, 1982.

Frostangrepp - beskrivning av verkande mekanismer

Prof. Göran Fagerlund, Lunds Tekniska Högskola
Avd. byggnadsmaterial, Box 118, S-221 00 Lund

Sammanfattning

Frostangrepp och sk saltfrostangrepp på betong kan förorsakas av ett flertal mekanismer varav de fyra väsentligaste beskrivs mera i detalj. De båda huvudmekanismerna, dvs 2 och 3, leder teoretiskt till existensen av maximalt tillåtna kritiska avstånd mellan den plats där isen bildas och närmaste luftfyllda utrymme. Olika alternativa kritiska avstånd beskrivs varav främst den sk Powers´ avståndsfaktor mellan luftporer, L_{KR}, fått tillämpning på betong.
Existensen av en kritisk avståndsfaktor leder teoretisk till existensen av en kritisk vattenmättnadsgrad, S_{KR}, hos betongen. En teoretisk metod att beräkna denna anges. S_{KR} kan även bestämmas experimentellt med frysförsök. Under praktiska förhållanden i en betong , tex när S_{KR} uppnås, är i de allra flesta fall en andel av luftporsystemet vattenfyllt. Detta innebär att Powers´ avståndsfaktor som den normalt definieras, dvs baserad på att luftporsystemet förblir luftfyllt, är fiktiv och stark avvikande från den reella kritiska avståndsfaktorn som baseras på den verkliga vattenabsorptionen i luftporerna. Detta innebär också att det normala sättet att beräkna luftbehovet i en betong genom användning av Powers´ (fiktiva) avståndsfaktor kan leda till en alltför låg frostbeständighet vid luftporsystem som snabbt vattenfylls i praktiken, tex mycket finporösa system. Motsatsen är fallet vid luftporsystem som är grövre än normalt. En alternativ metod, baserad på den reella kritiska avståndsfaktorn, och där hänsyn även kan tas till olika fuktmiljöer för betongen beskrivs.
Olika sätt att definiera och kvantifiera graden av frostbeständighet diskuteras. En av metoderna bygger på en beräkning av en "potentiell" livslängd. Denna beräknas genom extrapolation i tiden av resultatet av ett experimentellt vattenabsorptionsförsök. Extrapolationstekniken anges.
Saltfrostangreppet, som är ett ytangrepp och som ofta är allvarligare än det vanliga frostangreppet, särskilt vid en yttre salthalt av ca 3%, är inte klarlagt teoretiskt. En hypotes framförs enligt vilken en inre salthalt i betongens porer har en viss negativ effekt på den reella kritiska avståndsfaktorn och därmed på den kritiska (salt-)vattenmättnadsgraden men där saltets dominerande effekt torde vara en ökning av betongens fuktinnehåll lokalt i ytpartiet.

Allmänt om frostangreppet

Betongens gel- och kapillärporer, vilka tillsammans utgör ca 12 volym-% av den totala betongvolymen, vattenfylls mycket snabbt vid en normal utomhusanvändning där betongen utsätts för längre eller kortare perioder av fritt vatten. De allra finaste sk gelporerna, vilka utgör ca 7 volym-% av en högvärdig brobetong och ca 4 volym-% av en normal utomhusbetong är i stort sett alltid vattenfyllda redan vid måttligt höga fuktnivåer. Vattenfyllningen sker genom adsorption och sk kapillär kondensation av luftens vattenånga. För att helt fylla kapillärporerna, vilka är grövre än gelporerna, krävs dock att betongen utsätts för fritt vatten; regn, snöslask, yttre vattentryck etc. Teoretiskt kommer alla porer med en diameter understigande ca 1 µm att helt och snabbt vattenfyllas när betongytan utsätts för fritt vatten; se Fagerlund /1993/. Även de finaste sk luftporerna vattenfylls därför snabbt vid en kortvarig fuktbelastning i form av fritt vatten. Vid långvarig sådan fuktbelastning kommer en större andel av betongens luftporer att vattenfyllas.

När betongen fryser övergår en viss andel av porvattnet till is varvid så stora spänningar kan uppstå att betongen skadas allvarligt. Särskilt hårt utsatt är betong som saknar extra luftinblandning, betong som är ung och betong vars yta exponeras för svaga saltlösningar av tösalt eller havsvatten i samband med frysningen. Skaderisken ökar med ökad fuktbelastning; en konstruktionsdel som utsätts för fritt vatten endast under korta tider men vilken därefter kan torka innan frysningen sker är därför betydligt mindre utsatt än en konstruktionsdel som ständigt utsätts för fukt, tex betong i plaskzonen eller närmast över en fri vattenyta.

Frysförhållandena spelar en viss men till stor del outredd roll. Temperatursänkningshastigheten har troligen en rätt marginell betydelse (Fagerlund /1992A/) medan däremot den lägsta nedfrysningstemperaturen har stor betydelse; en betong som har hög frostbeständighet vid -5 à -10 °C kan mycket väl skadas allvarligt vid - 20 °C (Lindmark /1993/).

Två huvudfall av frostangrepp existerar:

* "Vanligt frostangrepp"; frysning sker med rent vatten utanför konstruktionen. Angreppet sker oftast i betongens inre delar medan betongytorna oftast är intakta. Angreppet kan relativt lätt bemästras genom en något förhöjd lufthalt och användning av vattenbindemedelstal lägre än 0,55 ("vattentät betong").
* "Saltfrostangrepp" eller "saltavskalning"; frysning sker i närvaro av salthaltigt vatten. Angreppet är nästan alltid ett ytangrepp och kan enbart bemästras genom ett luftporsystem med mycket hög kvalitet och ett lågt vattenbindemedelstal (<0,45). Flera undersökningar visar att de allvarligaste skadorna sker när betongens yta exponeras för salthalter av storleksordningen 3 %; se tex Verbeck & Klieger /1957/. Nya undersökningar visar dessutom att den inre salthalten i betongen har mindre betydelse. Oavsett styrkan hos den inre salthalten sker de

allvarligaste skadorna vid en yttre salthalt av ca 3%; Lindmark /1993/.

Frostskadorna uppträder oftast som mer eller mindre tjocka avskalningar av betongytorna varvid ibland även grövre ballastkorn friläggs och lossnar. Som nämnts ovan är avskalningar särskilt vanliga och djupa när tösalter eller havsvatten (även Östersjövatten) når betongytan. De är dessutom koncentrerade till partier som är särskilt fuktiga, tex vid genomgående fogar, i partier omedelbart över vattenlinjen, i partier med dålig vattenavrinning etc. I andra fall har man enbart en inre förstörelse. Denna kan lätt observeras på betongytorna som får ett tätt mönster av relativt grova och djupa sprickor vilka ibland kan förväxlas med sprickor som uppstått av cement-ballastreaktioner. Sådana inre frostskador förekommer tex i konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck eller i fristående konstruktioner placerade i vatten eller grundlagda under grundvattenytan. I sådana konstruktioner sugs vatten kontinuerligt upp varvid den kritiska fuktnivån i konstruktionens inre överskrids medan de fria ytorna i genomsnitt blir torrare på grund av avdunstning. Inre förstörelse förekommer även vid viss porös naturballast som kan absorbera vatten och därefter verka sprängande vid frysning.

Skademekanismer

Frysbart vatten

Porvattnets fryspunkt sjunker med minskande porstorlek. Den exakta relationen mellan porstorlek och fryspunkt är inte klarlagd. Den beror främst på vilka fasgränssystem is-vatten, is-ånga, vatten-ånga som utbildas i porsystemet; Defay et al /1966/ (se även Fagerlund /1972/). Ett rimligt antagande är att isen förblir under normalt atmosfärstryck medan porvattnet står under ett undertryck som beskrivs av Kelvins lag för kapillär kondensation, dvs fasgränser is-ånga är plana medan fasgränser vatten-ånga är krökta på vanligt sätt. Några krökta fasgränser mellan vatten och is antas inte föreligga. Inte heller antas sådant vatten som är adsorberat på porväggarna kunna frysa. Under dessa förutsättningar gäller följande samband mellan pordiameter och frystemperatur. (Motsvarande relativ fukt (RH) enligt Kelvinekvationen anges inom parentes):

* Diameter 450 Å: Fryspunkt - 6°C. (RH≈95 %)
* Diameter 280 Å: Fryspunkt -10°C. (RH≈92 %)
* Diameter 200 Å: Fryspunkt -15°C. (RH≈88 %)
* Diameter 160 Å: Fryspunkt -20°C. (RH≈85 %)
* Diameter 115 Å: Fryspunkt -30°C. (RH≈80 %)

Vid normala frystemperaturer är därför vare sig vatten i gelporerna eller i de finaste kapillärporerna frysbart. I Fig 1 visas mätningar av den frysbara

vattenmängden vid nedfrysning till -15 à -20 °C av betong som dels aldrig torkats (kurva A) och som dels torkats vid +105 °C och som sedan återuppfuktats (kurva B). I figuren visas också den totala vattenmängden i provet. Den frysbara vattenmängden är alltid avsevärt mindre än den totala. Figuren antyder att man inte skulle ha något frysbart vatten vid ett vct understigande ca 0,30 förutsatt att betongen aldrig fått torka. Figuren visar emellertid att en mycket stor ökning av den frysbara vattenmängden sker när betongen en gång varit utsatt för en kraftig uttorkning; vid vct=0,3 fås i en torkad betong en lika hög frysbar vattenmängd som i en otorkad betong med vct=0,6. Liknande effekter har även observerats av bla Sellevold et al/1982/. Det finns indikationer på att liknande effekter finns även i betong som utsatts för betydligt mildare torkning vid rumstemperatur; Fagerlund & Modéer /1974/.

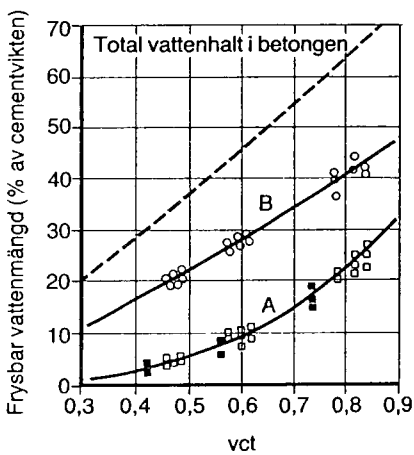


Fig 1: Frysbar vattenmängd i betong vid -15 °C. A: aldrig torkade prover. B: torkade och återuppfuktade prover. Vuorinen /1973/.

Orsaken till denna förändring av den frysbara vattenmängden genom torkning är outredd. Den torde sammanhänga med att torkningen ger någon form av strukturförändring. Den mest sannolika förklaringen är att en mycket stor andel av det potentiellt frysbara porvattnet i den otorkade betongen befinner sig inne i isolerade små kapillärporer. Vattnet förblir därför underkylt ända tills det fryser homogent vid ca -40 °C; Bigg /1953/. Stor isbildning vid just denna temperaturnivå har ofta noterats vid kalorimeterförsök. Genom torkningen uppstår mikrospricksystem i den cementgel som omger de isolerade kapillärporerna. Därför kan isbildningen i dessa nu initieras genom att isen kan tränga fram i sprickorna. Isbildningen sker därför i stort sett vid "den rätta temperaturen" i förhållande till porstorleken. Att denna förklaring är rimlig styrks av att man vid kalorimeterförsök hos otorkade prover får issmältning vid betydligt högre temperatur än vad man får isbildning. En sådan hysteresis

mellan issmältning och isbildning erhålls om underkylningsfenomen av den nämnda typen inträffar. Hos torkade och återuppfuktade prover är hysteresisen betydligt mindre.
Överslagsmässigt gäller för en betong under praktiska förhållanden att alla kapillärporer kommer att innehålla frysbart vatten vid lägsta tänkbara temperatur medan vatten i gelporerna förblir ofruset; Powers & Brownyard /1948/. Detta innebär att den totala frysbara vattenmängden w_f liter per m^3 betong är:

$$w_f \approx B(vbt-0{,}39\cdot\beta) \qquad (1)$$

Där B är bindemedelshalten i kg per m^3 och β är hydratationsgraden. Ekvationen gäller i princip bara för rent portlandcement men kan överslagsmässigt användas även för andra bindemedel. Följande approximativa frysbara vattenmängder erhålls för några typiska betonger.

* vct=0,55: $B\approx330$ kg/m^3; $\alpha\approx0{,}75$; $w_f\approx85$ liter/m^3; $w_f/B\approx0{,}26$. ($k_\theta\approx0{,}37$)
* vct=0,45: $B\approx400$ kg/m^3; $\alpha\approx0{,}70$; $w_f\approx70$ liter/m^3; $w_f/B\approx0{,}18$. ($k_\theta\approx0{,}45$)
* vct=0,30: $B\approx500$ kg/m^3; $\alpha=0{,}50$; $w_f\approx50$ liter/m^3; $w_f/B\approx0{,}10$. ($k_\theta\approx0{,}51$)

Dessa värden överensstämmer väl med de experimentella värdena enligt Fig. 1. (koefficienten k_θ definieras i ekv (3) nedan. I siffrorna ovan antas dock totalporositeten enbart motsvara summan av gel- och kapillärporer. Luftporer inräknas ej).
Man tydligen inte utesluta att även mycket täta betonger med låga vattenbindemedelstal innehåller en viss mängd frysbart vatten. Porstorleksfördelningar som uppmätts för cementpastor med vbt ned till 0,20 visar också att dessa pastor har en stor andel porer med vatten som är potentiellt frysbart vid normalt förekommande temperaturer; se tex Zhang & Gjörv /1991/. Genom åldringsfenomen, tex av ovan beskrivna typ, kan det tänkas att vatten i dessa porer blir reellt frysbart.

Skademekanism 1; Frysning av "sluten behållare"

I det enklaste fallet betraktas varje liten "enhetscell" av betongen som en sluten behållare. Ingen vattentransport från den plats där isen bildas är möjlig antingen därför att betongen inte innehåller något luftfyllt utrymme till vilket vattnet kan transporteras eller därför att permeabiliteten hos porväggen är så låg att vattnet praktiskt sett är orörligt . Den volymökning av 9 % som sker när vatten övergår till is måste därför tas om hand i det närmaste området runt den bildade iskroppen dvs i "den lokala behållaren". Om behållaren är fullständigt vattenfylld kan mycket stora tryck uppstå. Enligt vattnets fasdiagram erfordras ett tryck av ca 10 MPa för att sänka fryspunkten med 1°C. För att motverka isbildning vid -20°C erfordras således ett tryck av ca 200 MPa. Man kan göra en bedömning av vilka

spänningar som därvid uppstår i betongen genom att använda två enkla modeller. I båda fallen antas behållaren utgöras av en vattenfylld hålsfär av cementpasta med dess porer. Behållaren antas vara inkompressibel.

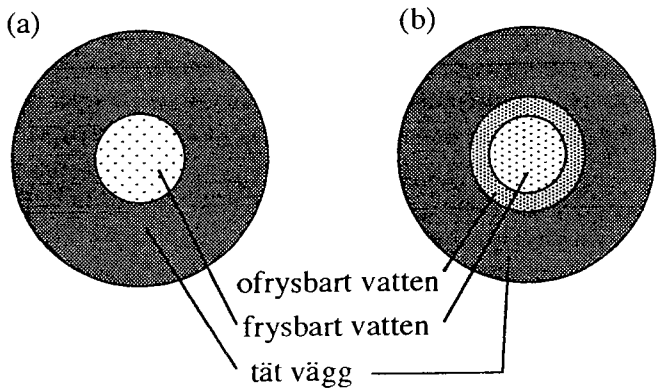


Fig 2: Illustration av skademekanism 1; hålsfär med tät vägg.
(a) Enbart frysbart vatten i hålet. b) Allt porvatten i hålet.

Modell 1: Allt potentiellt frysbart vatten befinner sig inne i sfärens hål medan allt fast material och allt ofrysbart vatten befinner sig i sfärens vägg; Fig 2(a). Behållarväggen antas emellertid vara tät dvs tryck i det potentiellt frysbara vattnet kan inte överföras genom hydraulisk verkan till vattnet i väggen. Den maximala tangentiella spänningen i väggen är; Hult/1966/.

$$\sigma_t = p\cdot(0{,}5+W_f)\,/(1-W_f) \approx 10\cdot\Delta\theta\cdot(0{,}5+W_f)/(1-W_f) \qquad [\text{MPa}] \qquad (2)$$

Där p är vattentrycket [MPa]. $\Delta\theta$ är fryspunktsnedsättningen [°C] och W_f är den frysbara vattenvolymen som andel av totala behållarvolymen [m^3/m^3]. Ett maximalvärde på draghållfastheten hos en cementpasta är 10 MPa. Detta innebär att behållaren, dvs cementpastan/betongen, inte kan motstå frysning ner till lägre temperatur än ca -2°C när den frysbara vattenmängden är 1% av behållar- eller pastavolymen. Detta motsvarar endast 0,3% eller 3 liter/m^3 räknat på betongvolymen. Vid högre mängd frysbart vatten är den möjliga fryspunktsnedsättningen ännu mindre.

Modell 2: Allt porvatten antas befinna sig i sfärens hål. Det potentiellt frysbara vattnet befinner sig i centrum varvid det ofrysbara vattnet överför trycket till behållarväggen; Fig 2(b). Den maximala spänningen ges av ekv (2) med W_f utbytt mot cementpastans porositet P [m^3/m^3]. Denna modell, som är fysikaliskt mera rimlig än modell 1, ger ännu lägre möjliga fryspunktsnedsättningar. Även en mycket tät cementpasta har en totalporositet av minst 20% vilket ger en teoretisk fryspunktsnedsättning av enbart 1,1°C när draghållfastheten är 10 MPa.

Det är därför uppenbart att en sluten inkompressibel behållare inte kan motstå frysning när den är fullständigt vattenmättad. Även en mycket låg vattenhalt räcker för att förstöra porväggarna. Behållaren måste därför innehålla en viss mängd luftfyllt utrymme. Man kan beräkna ett approximativt värde på den maximalt tillåtna effektiva vattenmättnadsgraden hos behållaren, $S_{eff,KR}$, genom att försumma isens och vattnets kompressibilitet och genom att anta att brott inträffar när vattnets 9-procentiga volymökning exakt motsvarar behållarens relativa volymtöjningsförmåga.

$$S_{eff,KR} = 0{,}917 + 3 \cdot \varepsilon_b (1-2\nu) / [1{,}09 \cdot P(1-k_\theta)] \qquad (3)$$

Där ε_b är behållarens -cementpastans- töjbarhet vid enaxiell dragning, ν är Poissons tal och k_θ är en temperaturberoende koefficient som uttrycker andelen icke frysbart vatten i relation till allt vatten när alla porer är vattenfyllda. k_θ minskar alltså med sänkt temperatur. Fortsättningsvis används värdet för den lägsta tänkbara temperaturen dvs ca -30°C.

Effektiv vattenmättnadsgrad definieras:

$$S_{eff} = W_f / (W_f + a) = 1 - (a/P)/(1-k_\theta) \qquad (4)$$

Där a är volymandelen luftfyllt utrymme av totala behållarvolymen. För en höghållfast cementpasta kan följande värden användas; ν=0,20, ε_b=0,2 ‰. Då gäller:

$$S_{eff,KR} = 0{,}917 + 3{,}3 \cdot 10^{-4} / [P(1-k_\theta)] \qquad (5)$$

Oftast är det mer ändamålsenligt att använda begreppet (total) vattenmättnadsgrad som definieras:

$$S = W_e / P = S_{eff}(1-k_\theta) + k_\theta \qquad (6)$$

Där W_e är totala vattenvolymen i behållaren räknat på totala behållarvolymen.
Ekvationerna ovan kan användas för att beräkna den absolut högsta tillåtna frysbara vattenmängden i en helt vattenmättad betong liksom det absolut lägsta luftbehovet i en betong. Detta skall visas med ett par exempel. Högpresterande betong med mycket lågt vattenbindemedelstal används som exempel eftersom sådant material genom sin låga permeabilitet är material för vilka den aktuella destruktionsmodellen i princip borde kunna tillämpas.
För en mycket tät cementpasta med vatten-bindemedelstal 0,2 till 0,3 kan totalporositeter mellan 25 och 30% förväntas Enligt ekv (5) kan således

fullständig vattenmättnad endast accepteras om den icke frysbara vattenmängdens andel av den totala vattenmängden (k_θ) är så hög som 0,984 respektive 0,987. Detta innebär att så gott som inget frysbart vatten kan acceperas om cementpastan skall vara frostbeständig. Den högsta tillåtna frysbara vattenmängden är enbart ca (1-0,984)·25=0,4vol-% dvs 4 liter per m^3 cementpasta. Detta är mycket lägre värden än de som anges av ekv (1). Man kan därför alltid förvänta sig att även en mycket tät betong måste förses med extra luftinblandning.
Genom en mycket begränsad torkning blir emellertid cementpastan -den lokala behållaren- frostbeständig även i de fall där den frysbara vattenmängden är mycket högre än vad som kan accepteras när den är helt vattenfylld. Den kritiska effektiva vattenmättnadsgraden kan beräknas med ekv (5). Som exempel betraktas de båda nyssnämnda cementpastorna med totalporositet 25 resp. 30 %. Andelen frysbart vatten antas vara 10 resp 20 % av totala vattenhalten, dvs k_θ är 0,9 resp. 0,8 för vbt 0,2 resp 0,3. Detta är höga värden på k_θ i förhållande till vad som kan förväntas hos en betong som utsätts för periodvis uttorkning; se ekv (1). Teoretiskt innebär dessa data att den kritiska effektiva vattenmättnadsgraden $S_{eff,KR}$ är 0,930 resp. 0,923, dvs den totala vattenmättnadsgraden S_{KR} är enligt ekv (6) 0,993 resp. 0,985 för de bägge pastorna. Den erforderliga uttorkningsgraden är alltså enbart 0,7 % resp 1,5 %. En luftfylld porvolym räknad på hela pastavolymen av ca (1-0,930)·25≈0,2% resp. (1-0,985)·30≈0,5% räcker för att cementpastorna skall vara frostbeständiga. Denna lufthalt måste vara jämnt fördelad i materialet så att i princip ingen vattentransport från frysplatsen erfordras. Ett bra sätt att åstadkomma detta är den självuttorkning som sker genom cementreaktionen.
Om porvattnet är salthaltigt bör effekten av skademekanism 1 minska något eftersom saltet minskar den totala frysbara vattenmängden.

Skademekanism 1 har tillämpning i åtminstone fem fall:
1: Beräkning av den absolut lägsta möjliga lufthalten i en betong. Den lägsta tänkbara lufthalten i en betong motsvarar 9% av det frysbara vattnets volym. Den högsta frysbara vattenmängden har man i en betong med högsta acceptabla vattencementtal. Detta är ca 0,6 för en utomhusbetong. Enligt Fig 1 kurva A eller ekv (1) är då den frysbara vattenmängden ca 30 % av cementvikten dvs ca 100 liter per m^3 betong. Den absolut lägsta lufthalten i en utomhusbetong är därför ca 1 %. Oavsett hur bra luftporsystem man kan åstadkomma i en betong får denna lufthalt inte underskridas.
2: Porösa ballastkorn inneslutna i betong. Sådana korn kan överslagsmääsigt betraktas som slutna behållare från vilka vattentransport in i omgivande cementpasta är omöjlig. Ballastkorn som har en porositet som överstiger ca 0,5 à 1 % och som kan vattenfyllas till mer än 92 % är uppenbarligen mycket riskabla. Att så är fallet har även visats experimentellt; se Fig. 3. För att ballastkorn skall kunna vattenfyllas

fullständigt måste i stort sett alla porer vara mindre än ca 1 µm. Därför är finporös naturballast av typ kalksten och skiffer särskilt frostkänslig och måste undvikas. En teoretisk behandling av spänningstillståndet i ballastkorn och i omgivande cementpasta i samband med frysning ges i Fagerlund /1978/.

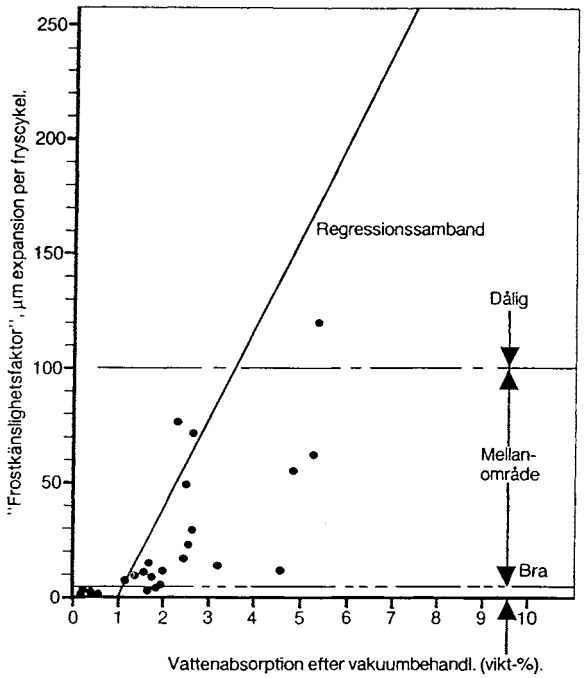


Fig 3: Expansion vid frysning av betong som funktion av ballastens porositet. Larson & Cady /1969/.

3: Högpresterande betong med mycket låga vattenbindemedelstal. Det framförs ibland att en sådan betong kan vara frostbeständig trots att den saknar extra luftinblandning eftersom den i stort sett inte innehåller något frysbart vatten. Beräkningarna ovan visar emellertid att detta enbart är fallet om den har en total frysbar vattenmängd som understiger ca 5 liter per m^3. Enda möjligheten att den kan vara frostbeständig vid en högre frysbar vattenmängd är att den inte blir fullt vattenmättad under praktiska förhållanden. Detta är en osannolik möjlighet; åtminstone för betongens ytparti. Därför erfordras luft även i en mycket tät betong.

4: Frysning av ung betong. Att modellen kan tillämpas på detta fall påvisades redan av Powers /1962/ och har även visats teoretiskt av Fagerlund /1980A/. Genom den självuttorkning som sker vid cementhydratationen skapas lokala luftfyllda porer i anslutning till varje kapillärpor. När självuttorkningen blivit så stor att den effektiva

vattenmättnadsgraden understiger 0,917 kan skador inte längre ske eftersom volymexpansionen när vatten övergår till is kan tas omhand lokalt i anslutning till isbildningen. Den av självuttorkningen skapade luftvolymen a är; Fagerlund /1980B/:

$$a = 0{,}0625 \cdot \beta \cdot B \qquad (7)$$

Den icke frysbara vattenmängden vid -10°C, vilket kan vara en rimlig lägsta temperatur att beakta vid tidig frysning, antas motsvara den mängd vatten som ges av jämviktsfuktkurvan vid den första uttorkningen vid ca 90% RH. Denna RH motsvarar nämligen ca -10°C; jfr avsnittet "Frysbar vattenmängd" ovan. Enligt jämviktsfuktkurvor angivna av Nilsson /1977/ kan då följande ungefärliga samband anges för den icke frysbara vattenmängden (OBS hydratationsgraden i Nilssons kurvor är något högre än vad som gäller hos ung betong. Avvikelsen är troligen marginell):

$$w_{nf} \approx 0{,}5 \cdot vbt \cdot B \qquad (8)$$

Den totala vattenmängden är; Fagerlund /1980/:

$$w_e = B(vbt - 0{,}25 \cdot \beta) \qquad (9)$$

Dvs den frysbara vattenmängden är:

$$w_f = w_e - w_{nf} = B(0{,}5 \cdot vbt - 0{,}25 \cdot \beta) \qquad (10)$$

Villkoret att den effektiva vattenmättnadsgraden skall vara 0,917 ger då:

$$S_{eff,KR} = 0{,}917 = w_f/(w_f + a) = (0{,}5 \cdot vbt - 0{,}25 \cdot \beta)/(0{,}5 \cdot vbt - 0{,}25 \cdot \beta + 0{,}0625 \cdot \beta) \qquad (11)$$

Dvs den erforderliga hydratationsgraden innan ung betong kan frysa utan att skadas är:

$$\beta_{erf} = 0{,}55 \cdot vbt \qquad (12)$$

Detta värde överensstämmer exakt med det halvempiriska värde som bestämts av Powers/1962/ och nästan exakt med det rent experimentella samband som bestämts av Jung /1967/; ($\beta_{erf} = 0{,}48 \cdot vbt$).

5: Sprickor i betong. Sprickor som är öppna mot ytan kan förväntas vara vattenfyllda. Vilka spänningstillstånd som kommer att uppstå när vattnet i sprickan fryser beror på sprickans geometri, på sprickfrekvensen och på möjligheten för vatten att pressas ur sprickan när denna fryser. Det värsta

fallet erhålls när sprickan är så djup att vatten inte kan pressas ur samtidigt som cementpastan är så tät att ingen vattentransport in i denna är möjlig. Genom att vattnet i sprickan står i kontakt med vatten i cementpastan kan då mycket höga tryck i pastan uppnås. Normalt innehåller dock pastan en viss lufthalt dit överskottsvatten kan pressas. Man kan göra en approximativ beräkning av den maximalt tolerabla sprickvidden t_{max} genom att ställa upp följande villkor som innebär att den undanpressade vattenmängden från sprickan samt undanpressad vattenmängd från en angränsande skiva av cementpastan med tjockleken $D_{KR}/2$ skall exakt motsvara lufthalten i denna skiva. D_{KR} är den sk kritiska tjockleken vilken behandlas under skademekanism 2 nedan.

$$0{,}09 \cdot t_{max}/2 + 0{,}09 \cdot W_f \cdot 0{,}5 \cdot D_{KR} = 0{,}5 \cdot D_{KR} \cdot a \qquad (13)$$

Där a är lufthalten [m^3/m^3]. Ekvationen kan förenklas till:

$$t_{max} = D_{KR}\,[a - 0{,}09 \cdot W_f]/0{,}09 \qquad (14)$$

Låt oss anta att D_{KR}=1mm och W_f=50 liter/m^3=0,05 m^3/m^3. Då gäller följande maximala sprickvidder:

* lufthalt 2 %: t_{max} = 0,2 mm
* lufthalt 4 %: t_{max} = 0,4 mm
* lufthalt 6 %: t_{max} = 0,6 mm

En ökad mängd frysbart vatten ger inget större utslag i maximalt tillåten sprickvidd; ex. vid W_f=100 liter/m^3 och lufthalt 4 % fås t_{max}=0,34 mm. Däremot har cementpastans kritiska avstånd avgörande betydelse. I en mycket tät högpresterande betong torde D_{KR} vara lägre i en normalbetong vilket innebär att
den negativa effekten av sprickor är större i en sådan betong.

Skademekanism 2; Hydrauliskt tryck

Erfarenhetsmässigt vet man att det behövs mycket mer luft än den som ges av skademekanism 1. En orsake, som beskrivs av skademekanism 2, är att vatten trängs undan från den plats där isbildning sker till ett luftfyllt utrymme där det kan tas om hand spänningsfritt; normalt till en luftfylld luftpor. Denna vattentransport sker genom ett trångt och delvis isfyllt nät av gel- och kapillärporer. Högt tryck -hydrauliskt tryck- kan därför uppstå i vattenfasen och överföras till porväggarna. Betongen utsätts därvid för dragspänningar. Om dessa överskrider draghållfastheten brister betongen. Skademekanismen åskådliggörs av Fig 4.

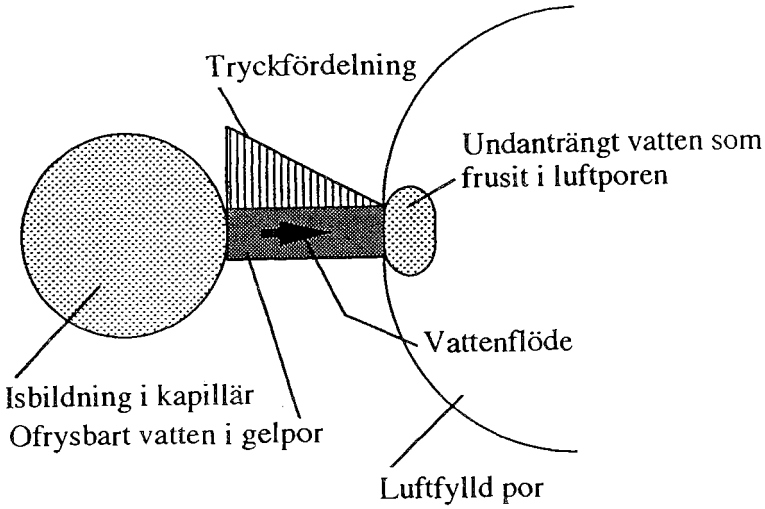


Fig 4: Illustration av skademekanism 2.

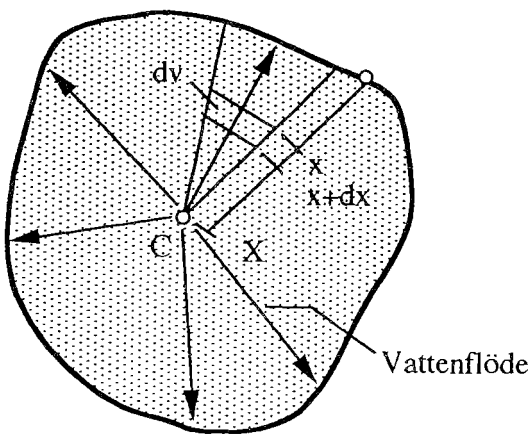


Fig 5: Modell för beräkning av kritisk storlek. Fagerlund /1986/.

Det hydrauliska trycket kan lätt beräknas för enkla fall. Fig. 5 visar en porös helt vattenfylld materialvolym som fryser. Vatten transporteras från en central punkt C mot periferin. Vattentrycket kan beskrivas med Darcy´s lag. För den markerade materialsektorn gäller följande uttryck för trycket p(x) på avståndet x från materialytan; Fagerlund /1986/:

$$p(x) = 0{,}09 \cdot (dW_f/dt) \cdot (1/K) \cdot \int_0^x [v(x)/a(x)] \cdot dx \qquad (15)$$

Där dW_f/dt är isbildningshastigheten $[m^3/(m^3 \cdot s)]$, K är permeabiliteten $[m^2/(Pa \cdot s)]$ och a(x) är sektorns, dvs vattenflödets, tvärsnitt vid koordinat x. Storheten v(x) definieras:

$$v(x) = \int_x^X dv \qquad (16)$$

Där dv är storleken på volymselementet a(x)·dx, dvs v(x) är totala sektorvolymen mellan koordinat x och avståndet X från periferin till flödets utgångspunkt C. Integralen i ekv (15) är således enbart beroende av provets geometri. Maximala trycket p_{max} uppnås i centumpunkten C. Ekv (15) kan då skrivas:

$$p_{max} = 0{,}09 \cdot (dW_f/dt) \cdot (1/K) \cdot f(X) \qquad (17)$$

Där f(X) är ett slags medelavstånd som vatten måste pressas innan det når en fri materialyta där det kan tas om hand. f(X) har olika utseende för olika geometrier. Några exempel skall ges.

* En vattenmättad skiva med tjocklek D; Fig 6a.
  $f(X) = D^2/8$.
* En vattenmättad sfär med diameter Φ; Fig 6b.
  $f(X) = \Phi^2/24$
* Ett vattenmättat skal med impermeabel ytterperiferi och tjocklek L omgivande en sfärisk luftbubbla med specifika arean α; Fig 6c. Detta är den modell som användes av Powers /1949/ i hans definition av avståndsfaktor.
  $f(X) = [L \cdot \alpha/9 + 1/2]L^2$

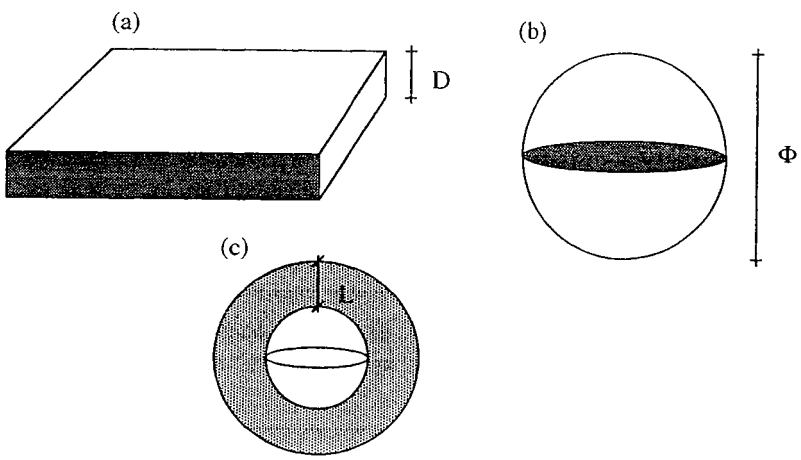


Fig 6: Olika kritiska storlekar.

Det hydrauliska trycket ökar således med ökande isbildningshastighet, med ökande transportavstånd och med minskande permeabilitet. Betongen brister när det hydrauliska trycket, som överförts till porväggen, överstiger dess draghållfasthet f_t; dvs brottvillkoret är $p_{max} = f_t$. Det existerar således kritiska materialstorlekar eller kritiska avstånd som inte får överskridas om

materialet skall vara frostbeständigt. För de tre materialgeometrierna i Fig 6 gäller:

* Vattenmättad skiva:

$$D_{KR} = \{8 \cdot f_t \cdot K/(0{,}09 \cdot dW_f/dt)\}^{1/2}$$

* Vattenmättad sfär:

$$\Phi_{KR} = \{24 \cdot f_t \cdot K/(0{,}09 \cdot dW_f/dt)\}^{1/2}$$

* Vattenmättat skal; L_{KR} är den sk Powers avståndsfaktor:

$$L_{KR}^2\{L_{KR} \cdot \alpha/9+1/2\} = f_t \cdot K/(0{,}09 \cdot dW_f/dt)$$

Det existerar således geometriska samband mellan de olika kritiska avstånden. Sambandet mellan den kritiska tjockleken och den kritiska avståndsfaktorn är tex:

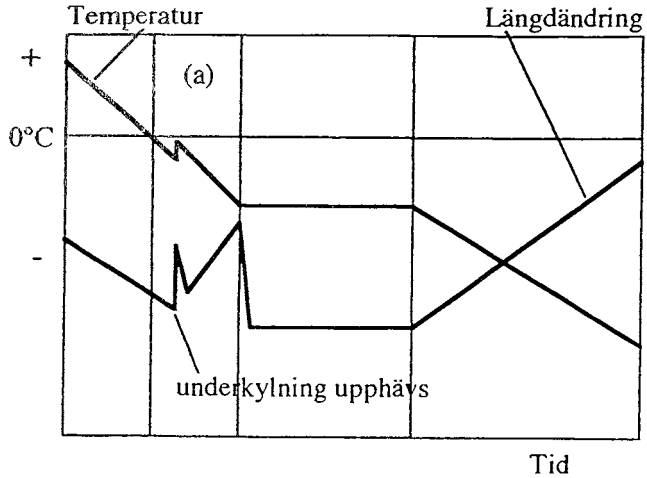
$$D_{KR} = 2 \cdot L_{KR}\{2 \cdot \alpha \cdot L_{KR}/9+1\}^{1/2} \qquad (18)$$

Detta avstånd beror således i viss mån på den luftfyllda porens storlek. Ett normalvärde på α hos de i praktiken luftfyllda porerna i en betong som exponeras för fritt vatten under längre tid, tex under ett frysförsök, är ca 15 mm^{-1}. Om den kritiska tjockleken är 1 mm blir då den kritiska avståndsfaktorn 0,35 mm. Den kritiska avståndsfaktorn är alltså alltid mindre än den kritiska tjockleken.

Det hydrauliska trycket verkar bara så länge ny is bildas, dvs i princip så länge som temperaturen hos betongen sjunker. Isbildningshastigheten kan nämligen skrivas:

$$dW_f/dt = (dW_f/d\theta) \cdot (d\theta/dt) \qquad (19)$$

Där $dW_f/d\theta$ är en materialberoende funktion som beskriver hur mycket is som bildas vid en viss temperatur. Den beror främst av porstorleksfördelningen och av förbehandlingen; se avsnittet "Frysbar vattenmängd" ovan. $d\theta/dt$ är temperatursänkningshastigheten. När denna är noll är därför isbildningshastigheten också noll. Man borde därför i princip få längdändrings-tidskurvor av typ Fig 7a hos en icke frostbeständig betong där temperaturen hålls konstant under en viss tid. I verkligheten har man i vissa fall uppmätt kurvor av typ Fig 7b, dvs provkroppslängden är konstant när temperaturen är konstant. Detta behöver inte helt motbevisa den hydrauliska tryckteorien eftersom man kan tänka sig att det trots allt sker en viss isbildning. Att temperaturen i provet är konstant kan bero på att den värme som utvecklas vid isbildningen kompenserar värmeförlusten till omgivningen. Dessutom kan man tänka sig att den is som bildats tidigare "låser" materialstrukturen så att den inte kan kontrahera. Detta är i så fall ett specialfall av skademekanism 1.



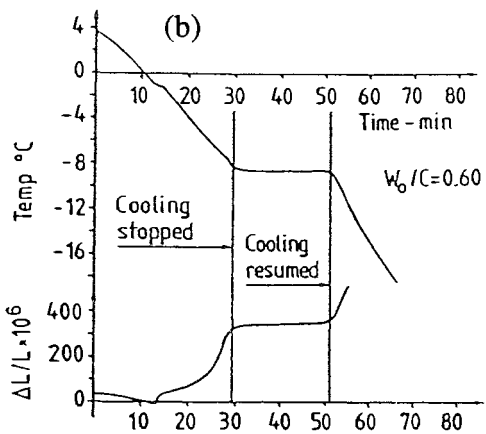


Fig 7: (a) Förväntade temperatur-längdändring-tidkurvor om skademekanism 2 är giltig. (b) Uppmätta kurvor för en cementpasta utan luft med vct=0,6. Powers & Helmuth /1953/.

Enligt hydrauliska tryckteorien borde trycket vara som störst när isbildningshastigheten är som högst dvs normalt i början av isbildningsförloppet vid relativt höga temperaturer. I det senare skedet, vid lägre temperaturer, sker ofta isbildningen långsammare. Man måste emellertid ta hänsyn till att permeabiliteten gradvis minskar på grund av isbildningen i porsystemet. Den minskade permeabiliteten kan mycket väl överväga den minskade isbildningshastigheten. Det faktum att man ofta ser en större expansion hos en betong vid lägre temperaturer behöver därför inte motbevisa den hydrauliska tryckteorien . Detta åskådliggörs i Fig 8.

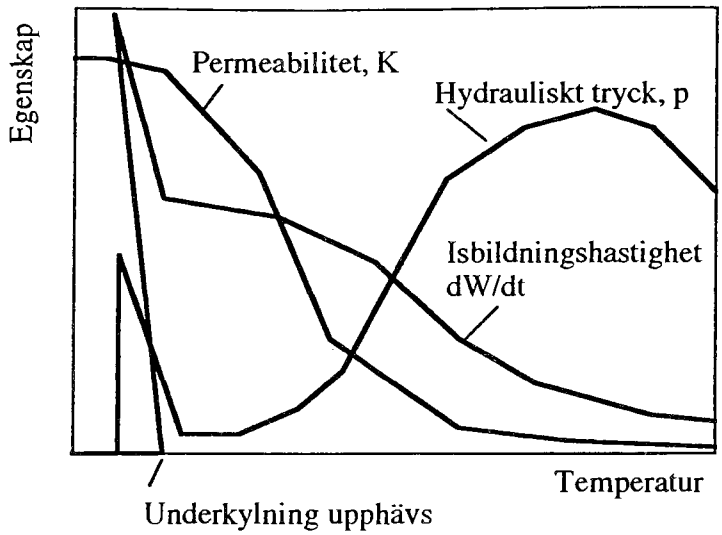


Fig 8: Hypotetiska kurvor över isbildningshastighet, permeabilitet och hydrauliskt tryck..

Det kritiska avståndet beror på isbildningshastigheten, dvs på temperatursänkningshastigheten. En fördubbling av denna ger teoretiskt en 30-procentig minskning av den kritiska storleken. Skademekanism 2 innebär därför att frostskaderisken ökar med ökad temperatursänkningshastighet.
Om porvattnet är salthaltigt bör det hydrauliska trycket minska något eftersom saltet minskar den frysbara vattenmängden. Detta förutsätter dock att saltet inte ökar betongens fuktinnehåll. Skulle detta ske kan saltet i stället öka det hydrauliska trycket eftersom avståndsparametern f(X) i det verkliga materialet då ökar.
Skademekanismen behandlades teoretiskt första gången av Powers /1949/.

Skademekanism 2 har särskilt stor betydelse i åtminstone två fall:
1: I det initiella frysskedet när underkylning av porvattnet upphävs. På grund av underkylning fryser normalt vattnet i porerna inte förrän vid en temperatur som är upp till 5 grader lägre än den teoretiska fryspunkten. När isbildning väl initieras sker den mycket snabbt över en rätt stor materialvolym varvid temperaturen momentant stiger till den normala fryspunkten. Man ser då ofta en kraftig momentan expansion som normalt återgår efter några minuter. Detta tyder på en hydraulisk "pumpeffekt" när en stor mängd vatten på kort tid måste transporteras till luftfyllda porer. Normalt är denna expansion inte tillräckligt stor för att ödelägga betongen. Den stora expansionen brukar nämligen komma i ett senare skede; se Fig 8.

2: Hos relativt grovporösa material; tex betonger med höga vatten-cementtal eller porös ballast. Hos dessa material är den icke frysbara vattenmängden liten. Därför kan inte skademekanism 3 ha så stor betydelse som i mera finporösa material. Det är emellertid inte uteslutet att skademekanism 2 är dominant även för mycket finporösa material, tex betonger med låga vct. Den relativa betydelsen av mekanism 2 och 3 har aldrig klarlagts.

Skademekanism 3; Mikroskopisk islinsbildning

I en betong som vid en viss frystemperatur innehåller såväl iskroppar i de grövre kapillärporerna och i vissa luftporer som ofruset vatten i de finaste kapillärporerna och i gelporerna kan en förstörelsemekanism som är av samma typ som den som orsakar tjällyftning i mark uppträda. Ofruset vatten har vid varje minustemperatur alltid ett högre energiinnehåll än is vid samma temperatur. Iskropparna kommer därför att dra till sig ofruset vatten. Man får således en vattentransport i riktning mot platsen för isbildning. De mikroskopiska iskropparna kommer därvid att växa och utsätta porväggarna för tryck. Detta innebär att även isen utsätts för tryck varvid dess energiinnehåll ökar samtidigt som det kvarvarande ofrusna vattnets energiinnnehåll minskar på grund av den uttorkningseffekt som fuktvandringen innebär. Iskristalltillväxten stoppar inte förrän isens fria energi är hög nog att balansera det ofrusna vattnets fria energi. Innan dess kan troligen så höga tryck byggas upp att betongen skadas allvarligt, vilket framgår av beräkningen nedan. Skademekanismen illustreras av Fig 9.

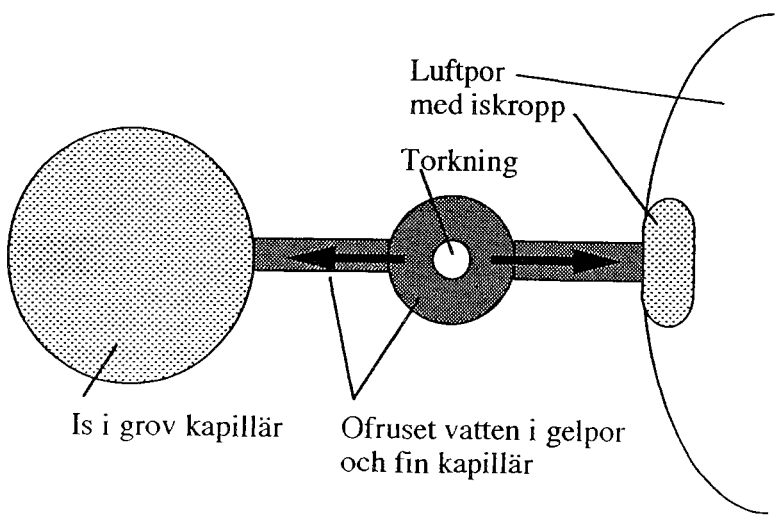


Fig 9: Illustration av skademekanism 3.

Storleken på trycken är svåra att kvantifiera. De beror i hög grad på vilka menisksystem som existerar inne i porsystemet och på hur kraftig uttorkningseffekten är, dvs på mängden icke frysbart vatten i porer av olika storlekar. Ju mera ofruset vatten beläget i relativt grova porer desto större vattentransport och desto större spänningar kan uppstå. För det fall som visas i Fig 10(a), där en sfärisk iskropp omgiven av vatten växer isolerat i en por med tillgång till en oändligt stor mängd ofruset vatten via en trång por där isbildning ej kan ske, ges trycket av följande ekvation:

$$p = (\Delta H/T)\cdot[\Delta\theta/(v_i - v_w)] \qquad (20)$$

Där ΔH är smältvärmet ($6\cdot10^6$ J/kmol), $\Delta\theta$ är den aktuella frystemperaturen ("fryspunktsnedsättningen") och v_i och v_w är isens resp. vattnets molvolym ($19{,}8\cdot10^{-3}$ resp. $18\cdot10^{-3}$ m^3/kmol). T är den aktuella absoluta temperaturen (T=273,15 - $\Delta\theta$ °K).Trycket ökar således med sänkt temperatur. Vid -20°C fås trycket 260 MPa.

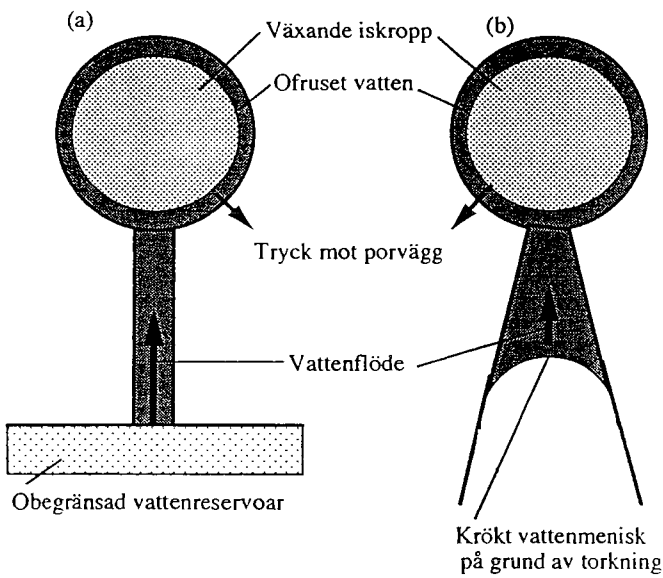


Fig 10: Modell för beräkning av tryck från mikroskopisk islinsbildning. (a) Obegränsad tillgång till ofruset vatten. (b) Begränsad tillgång till ofruset vatten; uttorkningseffekt.

Powers /1956/behandlar fallet där trycket från iskroppen verkar direkt mot porväggen, dvs vattenfasen utsätts inte för något tryck. Detta leder till väsentligt lägre tryck vilka dock fortfarande kan vara tillräckligt stora för att förstöra materialet.
En uttorkningseffekt sänker trycket. Följande uttryck kan användas för

modellen i Fig 10(b):

$$p = (\Delta H/T)\cdot[\Delta\theta/(v_i - v_w)] - [v_w/(v_i - v_w)]\cdot p_d \qquad (21)$$

Där p_d är det undertryck i vattenfasen som skapas av uttorkningen och som bestäms av krökningsradien r_d hos menisken ofruset vatten-luft och som beskrivs av Laplace´s ekvation:

$$p_d = 2\cdot\sigma/r_d \qquad (22)$$

Där σ är ytenergin vatten-luft ($75\cdot10^{-3}$ N/m). Låt oss liksom ovan anta att temperaturen är -20°C samtidigt som uttorkningen har skapat ett undertryck som beskrivs av meniskradien 70 Å motsvarande ca 85% RH enligt Kelvinekvationen. Iskroppens tryck reduceras då genom torkeffekten från ca 260 MPa till ca 45 MPa. Vid en kraftigare uttorkning fås ännu lägre tryck.
Tryck från mikroskopisk islinsbildning kan uppträda så länge som vattentransport sker, dvs så länge som energibalans inte råder mellan is och vatten. Man kan därför få expansion hos betongen utan att temperaturen sjunker. Ett exempel på detta visas i Fig 11.

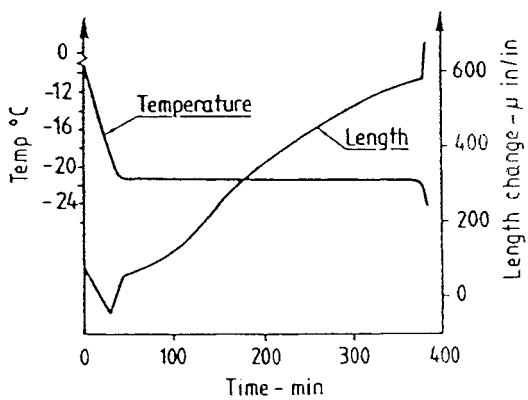


Fig 11: Uppmätta temperatur-längdändring-tidkurvor för en cementpasta utan luft med vct=0,45. Längdändringskurvans utseende är ett indicium för skademekanism 3. Powers & Helmuth /1953/.

Iskristalltillväxt som sker i luftporer sker spänningslöst. Vattentransporten går därför företrädesvis mot dessa iskroppar. Så småningom kommer andra iskroppar, som står under spänning, att delvis smälta varvid vattnet transporteras mot iskroppar i luftporerna. De maximala spänningarna som kan uppträda beror följaktligen på möjligheten till vattentransport mot

luftporerna dvs på medelavståndet mellan dessa. Skademekanism 3 medför därför, liksom skademekanism 2, att det existerar kritiska avstånd tex kritiska tjocklekar eller kritiska avståndsfaktorer. Detta styrks av mätningar; se tex Fig 12 som visar längdändringsmätningar på cementpasta med olika avståndsfaktor dvs olika medelavstånd mellan luftporerna. Ju större avståndet är desto mera expanderar pastan. Vid mycket små luftporavstånd fås en kraftig kontraktion vilket troligen beror på att den uttorkningseffekt, som vattentransporten medför, dominerar över trycket från de i kapillärerna växande iskropparna. Den andra termen i högra ledet av ekv (21) dominerar alltså över den första termen.

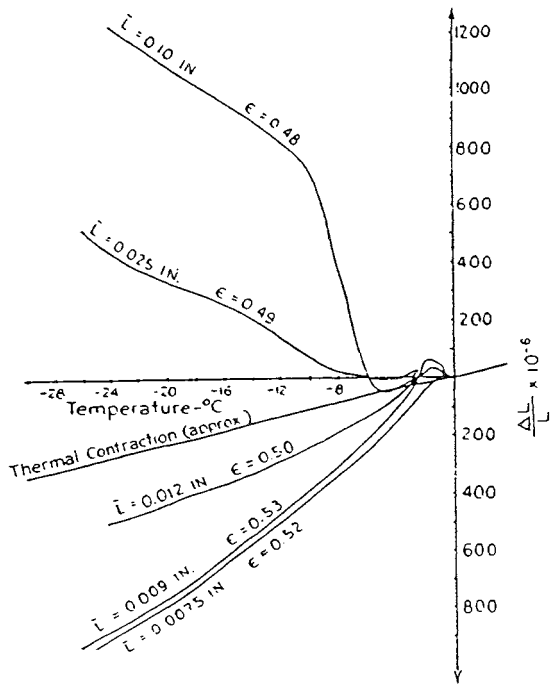


Fig 12: Inverkan av Powers´ avståndsfaktor på längdändring hos cementpasta med vct=0,6 under en fryscykel. Powers & Helmuth /1953/. Avståndsfaktorn anges i tum.. ε =w_e=mängd förångningsbart vatten [m³/m³]. Avkylningshastigheten är 0,25°C per tim..

Skademekanism 3 borde teoretiskt sett öka med minskande fryshastighet och med ökande längd hos frysperioderna. Därvid får nämligen iskristalltillväxten större möjlighet att utvecklas. Skademekanism 3 skiljer sig därvidlag från skademekanism 2, som gynnas av snabb frysning.
Vid salt i porsystemet bör trycket öka. När salthaltigt vatten fryser i de grövre kapillärerna ökar nämligen salthalten i den del av vattnet i

kapillärerna som inte frusit. Diffusion av saltjoner i cementpasta sker mycket långsammare än diffusion av vatten. Därför uppstår en koncentrationsskillnad mellan vatten i porer som innehåller en iskropp och vatten i porer som saknar iskroppar, tex fina kapillärporer eller gelporer. Ett osmotiskt tryck byggs därför upp och adderas till det tryck som hade uppstått i ett saltfritt porsystem. Vid högre salthalt minskar emellertid den frysbara vattenmängden vilket är en positiv faktor. Man kan därför tänka sig att de största trycken uppstår vid en viss farligaste salthalt. Detta åskådliggörs i Fig 13 där den schematiska inverkan av den inre salthalten på de inre spänningarna har utritats.

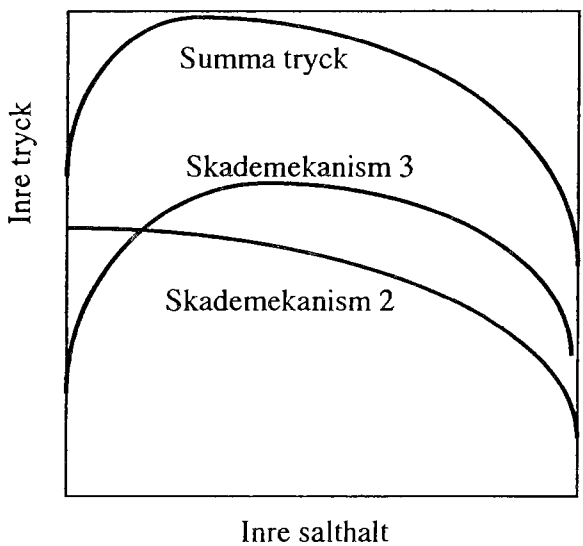


Fig 13: Hypotetisk effekt av den inre salthalten på tryck enligt skademekanismer 2 och 3 samt summaeffekten.

En experimentell indikation på att större spänningar erhålls vid en viss salthalt visas i Fig 14. Provkroppar av cementbruk fylldes med saltlösningar av fyra olika koncentrationer; 0, 2.5, 5 och 10% till en viss konstant vattenmättnadsgrad. I alla försök gav koncentrationen 2,5% den största expansionen medan 10% inte gav nämnvärt större expansion än 0%. Skademekanismen har behandlats av flera författare. Den första tillämpningen på betong gjordes av Powers & Helmuth /1953/. Se även Powers /1956 /, Everett / 1961/ och Setzer /1978/.

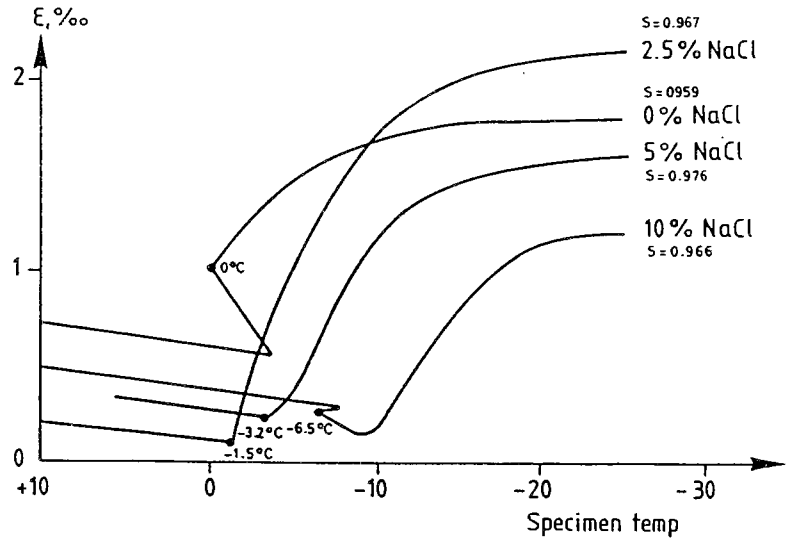


Fig 14: Uppmätta längdändringar hos cementbruk med olika inre salthalt men med nästan samma vattenmättnadsgrad. Fagerlund /1992B/.

Skademekanism 3 har betydelse i åtminstone två fall.
1: Hos betong med en stor mängd ofrysbart vatten; tex betong med låga vattenbindemedelstal. Förekomst av ofrysbart vatten är en nödvändig förutsättning för att en islins skall kunna växa. Om den ofrysbara vattenmängden är stor kan dessutom stora tryck byggas upp innan uttorkningseffekten begränsar trycket.

2: Vid frysning i närvaro av salt. Orsaken behandlades ovan .

Skademekanism 4; makroskopisk islinstillväxt

Mekanismen är i princip exakt densamma som den som ger tjälskjutning i mark. Förutsättningen för mekanismen är att en stillaliggande isbildningsfront uppstår i betongen, tex i dess ytskikt, och att denna isfront kontinuerligt kan förses med ofruset vatten från en "reservoar" belägen i den ofrusna delen av betongen eller utanför denna. Mekanismen illustreras av Fig 15(a).
För att isfronten eller nollgradersfronten skall ligga stilla måste först och främst energibalans råda, dvs den värme per tidsenhet som förloras mot omgivande luft skall vara lika hög som summan av den värme som tillförs genom vatten som leds till isfronten och den värme som utvecklas när detta vatten övergår till is vid fronten. Det första villkoret för makroskopisk islinsbildning är därför:

$$dQ/dt = \{dQ/dt\}_f + \{dQ/dt\}_c \qquad (23)$$

Där dQ/dt är värmeflödet från isfronten, $\{dQ/dt\}_f$ är det latenta värmet vid frysning av det vatten som transporteras fram till isfronten och $\{dQ/dt\}_c$ är värmeinnehållet hos detta vatten. De båda flödena i högra ledet bestäms av permeabiliteten hos betongen och av den drivande kraften. Denna är exakt av samma typ som den som ligger bakom skademekanism 3, dvs energiskillnader mellan isen och det ofrysta vattnet. Drivkraften förstärks genom att vattnet i detta fall oftast är varmare än isen.
Powers /1956/ anger att islinstillväxten bör upphöra under normala fall när permeabiliteten hos betongen definierad enligt ekv (24) understiger ca $50 \cdot 10^{-12}$ s. Permeabilitetsvärden av samma storleksordning har beräknats av Fagerlund /1980A/ när det gäller fallet islinstillväxt i färsk betong . Vid lägre permeabilitet kommer isfronten att vandra in i betongen varvid islinstillväxt omöjliggörs. Det exakta värdet på den kritiska permeabiliteten beror på de yttre temperaturförhållndena, dvs på hur snabbt betongen avkyls.

$$dq/dt = B \cdot dp/dx \qquad (24)$$

Där dq/dt är vattenflödet [kg/(m^2·s)], dp/dx är tryckgradienten [N/(m^2·m)] och B är permeabilitetskoefficienten [s].
Permeabilitetsnivåerna ovan gäller när vatten enbart transporteras fram genom energiskillnaden mellan is och vatten. När betongen dessutom utsätts för yttre vattentryck kan islinstillväxt även ske vid betydligt lägre permeabilitet; Fig 15 (b). En normal välhärdad utomhusbetong torde emellertid alltid vara så tät att makroskopisk islinstillväxt är omöjlig.
Den drivande kraften minskar om betongen torkar på grund av vattentransporten. Mekanismen är densamma som den som beskrivs av ekv (21).
Ett andra villkor för att islinstillväxt skall kunna ske är att trycket i islinsen inte är så stort att den automatiskt penetrerar en angränsande por. Om detta sker ligger inte längre frysfronten stilla. Detta villkor ges av följande ekvation som angivits av Penner /1958/.

$$p_{max} = 3{,}75 \cdot 10^9 \{1 - \exp(-4{,}54 \cdot 10^{-10}/r)\} \qquad (25)$$

Där r är radien hos en ekvivalent cylindrisk por som leder in till poren som innehåller iskroppen. Man kan därför förhindra skador av islinstillväxt genom att se till att betonghållfastheten överstiger ett visst kritiskt värde som ges indirekt av ekv (25). På motsvarande sätt kan islinstillväxt i vägar och därav följande tjällyftning förhindras genom att det tjälfarliga materialet belastas med tillräckligt högt tryck.
Redan innan trycket enligt ekv (25) nås kan i vissa fall en spännings-

avlastning ske genom att isen tränger ut mot den frusna sidan. För vissa grovporösa material, tex tegel och natursten, har man ibland observerat att långa "ismaskar" trängt ut ur porerna på kalla sidan i fall där en isfront legat stilla under lång tid och materialet haft tillgång till stora mängder fritt vatten.
Om betongen har låg draghållfasthet och samtidigt mycket hög permeabilitet kan den i princip förstöras av makroskopisk islinstillväxt. Betong torde alltid ha kapillärporsystem med en största diameter som understiger 1 µm. Därför kan man enligt ekv (25) förvänta sig att istryck av storleksordningen 3,4 MPa eller mer kan uppnås innan islinstillväxten stoppas. Många betonger kan förmodligen inte motstå detta tryck eftersom det genom hydraulisk verkan via porvattnet angriper över i stort sett hela tvärsnittsytan. Skadetypen har observerats av Collins /1944/ hos lågkvalitativ betong.
Mekanismen har behandlats teoretiskt av många författare. Den första beskrivningen gjordes av Beskow /1935/. Se även Penner /1958/ och Powers /1956/.

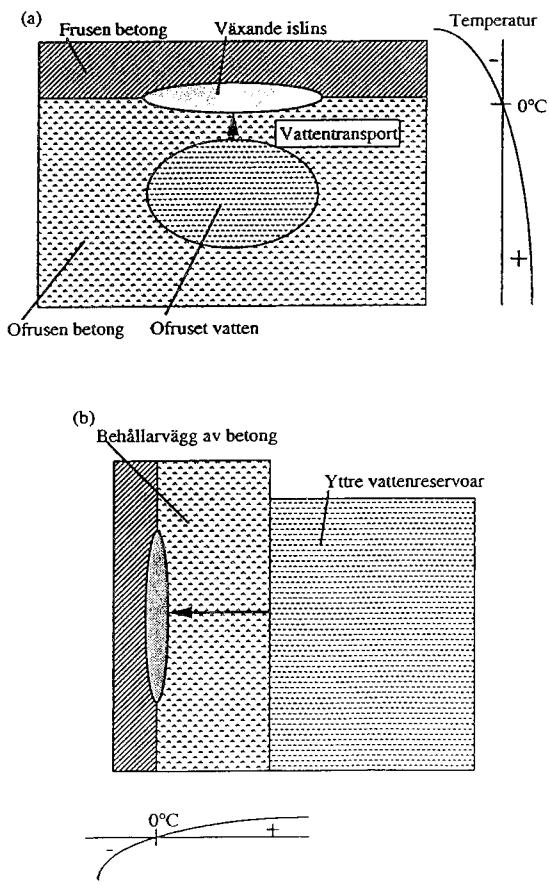


Fig 15: Illustration av skademekanism 4.

Skademekanism 4 har stor betydelse i åtminstone två fall.
1: Ung betong. Om betongen fryser kort tid efter gjutning är normalt alla kriterier för makroskopisk islinstillväxt uppfyllda. Isbildningen sker i betongytan som är kall. Betongens ofrusna inre förser isen med vatten så att islinsen kan växa tämligen ohämmat. Islinstillväxten avstannar inte förrän permeabiliteten sjunkit genom hydratation eller betongen torkat så kraftigt att drivkraften är för låg för att värmebalans skall kunna upprätthållas. Isfronten vandrar då inåt och betongen kan i fortsättningen enbart skadas av de övriga skademekanismerna. Islinserna utbildas ofta i fasgränsen till grova ballastkorn och ger då kvarstående hålrum. Även delamineringar har iakttagits; Johansson /1976/.

2: Vattenbyggnadsbetong av låg kvalitet; Fig 16. I detta fall kan vattenreservoaren på uppströmssidan förse betongen med vatten. Islinsen utbildas på den kalla nedströmssidan och kan i värsta fall delaminera betongen.

Exempel på andra skademekanismer

Andra skademekanismer har föreslagits av bl a Haynes /1964/, Dunn & Hudec /1965/ och Litvan /1972/. Läsaren hänvisas till dessa källor.

Kritisk avståndsfaktor-fiktiv och reell

Huvudmekanismerna, dvs mekanismer 2 och 3 ovan, förutspår existensen av kritiska avstånd, tex ett kritiskt medelavstånd mellan luftfyllda porer. Detta uttrycks ofta genom Powers´ avståndsfaktor L som baseras på en pormodell enligt Fig 16, dvs alla luftporer antas vara lika stora och inordnade i ett kubiskt gitter bestående av cementpasta och luftporer. Avståndsfaktorn är avståndet från kubens hörn till luftporens periferi och utgör därför det längsta avstånd som vatten måste pressas undan vid frysning. Powers /1949/ härledde följande geometriska samband:

$$L = \{1{,}4[V_p/a + 1]^{1/3}\}\cdot 3/\alpha \qquad (26)$$

Där α är specifika arean hos luftporsystemet, vilken är densamma som specifika arean på porerna i Powers geometriska modell, a är luftporvolymen och V_p är volymen cementpasta exklusive luftporer. I V_p bör även sådana sandkorn som interfererar med luftporerna inkluderas, dvs sandkorn som understiger ca 0,5 mm.

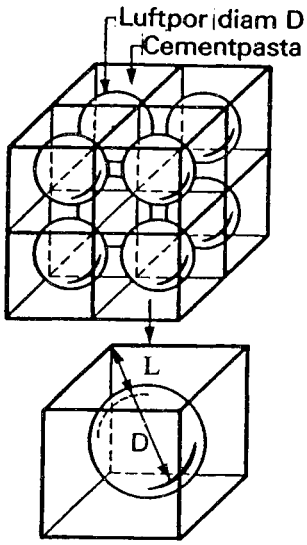


Fig 16: Modell som definierar Powers´ avståndsfaktor. Powers /1949/.

Många författare har funnit att sådana kritiska avståndsfaktorer existerar; tex Ivey & Torrans som funnit värden av storleksordningen 0,22 à 0,25 mm för frysning i rent vatten och Bonzel & Siebel som funnit värdet 0,20 mm för frysning i 3 % NaCl-lösning; se Fig 17. Andra författare har funnit andra värden. Så tex anger Fagerlund /1983/ värdet 0,18 mm (ev 0,16 mm) för frysning i 3% NaCl-lösning med en hård frystestmetod. Höghållfast betong tycks ha något högre värden än normalbetong; Gagne et al /1985/.

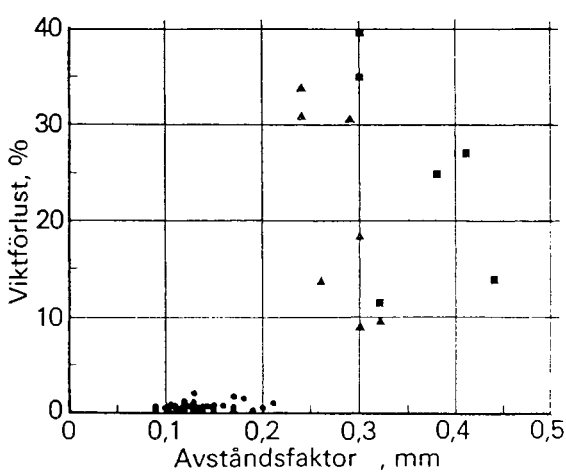


Fig 17: Samband mellan viktförlust vid saltfrysning och Powers´ avståndsfaktor. Bonzel & Siebel /1977/.

I alla dessa fall baseras värdena på en mätning av avståndsfaktorn för det totala luftporsystemet, dvs även sådana porer som vattenfylls i praktiken antas vara luftfyllda. De kritiska avståndsfaktorerna är därför fiktiva (L_F) och betydligt mindre än de som baseras på enbart de luftporer som verkligen var luftfyllda i samband med den aktuella frystesten.
I verkligheten är en viss andel av luftporerna vattenfyllda. Därför kommer det verkliga medelavståndet mellan luftfyllda porer i samband med frysningen att vara betydligt större än det fiktiva värdet. Den reella kritiska avståndsfaktorn (L_R) måste därför bestämmas genom en jämförelse mellan dessa reella avstånd och frysresultat. Den reella kritiska avståndsfaktorn är bristfälligt känd. Vissa preliminära tester och beräkningar har gjorts; Fagerlund /1981, 1982/. De tyder på att värdet är av storleksordningen 0,4 mm för frysning i rent vatten. Data för frysning i saltlösning är ännu sämre kända. Preliminära resultat visar att L_R är något högre än för frysning i rent vatten; ca 0,55 mm, Fagerlund /1981/. I samtliga fall tycks värdena vara tämligen oberoende av vattencementtalet. Vid mycket låga vct tycks dock värdena öka. De är också beroende av betongens förbehandling. Torkade och återuppfuktade betonger ger mycket lägre värden än betonger som aldrig torkat; Fagerlund /1981/.
Den reella kritiska avståndsfaktorn kan i princip beräknas ur data över den kritiska vattenmättnadsgraden -se nedan- och luftporfördelningen. Metoden beskrivs i detalj i Fagerlund /1979/.

Orsaken till att de fiktiva avståndsfaktorerna förefaller vara tämligen väldefinierade trots att de teoretiskt sett är orimliga är troligen att de allra flesta luftporsystem har ungefär samma utseende. Därför råder i de flesta fall ett rätt konstant förhållande mellan den fiktiva och den reella kritiska avståndsfaktorn vilket gör att lufthalter beräknade med Powers´ekv (26) med användning av den fiktiva avståndsfaktorn och av värden α och a för det totala luftporsystemet blir rimligt höga. Vid ovanliga luftporsystem -tex extremt finporösa- kan man däremot förvänta sig mycket stora fel. Sådana luftporsystem fyller sig mycket snabbt med vatten och inaktiveras därför. Genom att använda den fiktiva avståndsfaktorn för beräkning av luftbehovet får man därför en oönskat låg frostbeständighet. Motsvarande gäller vid ovanligt grova luftporsystem. Dessa får enligt bedömning med den fiktiva avståndsfaktorn mycket låg frostbeständighet om man inte använder mycket hög lufthalt. I verkligheten förblir sådana luftporsystem luftfyllda under mycket lång tid och är därför användbara även vid måttliga lufthalter. Se även avsnittet lufthaltsbehov nedan.
Man måste därför -ur rent teoretisk synpunkt- varna starkt för en okritisk användning av avståndsfsaktorn som denna normalt definieras, dvs baserad på hela luftporsystemet.

Notat: Powers avståndsfaktor bygger på en orealistisk geometrisk modell. I verkligheten är luftporerna av mycket olika storlek och slumpvis fördelade över betongvolymen. En betydligt bättre avståndsfaktor är den sk Philleo spacing factor

vilken utgör ett avstånd med en viss sannolikhet är lika med eller större än avståndet från varje godtycklig punkt i betongen till den närmaste luftfyllda poren; Philleo /1955/. En avståndsfaktor av samma typ men härledd enligt en annan teoretisk modell där hänsyn även tas till den aktuella luftporfördelningen har anvisats av Fagerlund /1977A/. Vid en sannolikhet av 63 % att en godtycklig punkt skall ligga inom avståndet d från en luftpor gäller uttrycket:

$$a\{1+0{,}5\cdot d\cdot\alpha+0{,}5\cdot d^2\cdot\alpha\cdot[u]_1/[u]_2+0{,}17\cdot d^3\cdot\alpha\cdot[u]_0/[u]_2\} = 1 \qquad (27)$$

Där a är lufthalten , α är specifika arean hos luftporsystemet i sin helhet och $[u]_i$ är det i:te statistiska momentet för luftporfördelningen.
För typiska kontinuerliga luftporfördelningar blir avståndsfaktorn d ca hälften så stor som Powers´avståndsfaktor. Man kan välja en högre sannolikhet för att cementpastan skall vara skyddad än 63%. Därvid minskar avståndsfaktorn d.

Den kritiska vattenmättnadsgraden

Teoretiskt

Existensen av en kritisk avståndsfaktor, vilken förefaller säkerställd, leder direkt till existensen av en kritisk vattenmättnadsgrad, S_{KR}, definierad av ekv (6). Detta inses lätt genom följande resonemang:
Betrakta en betong med så hög lufthalt att den inte skadas när alla porer utom luftporerna är vattenfyllda. Det verkliga luftporavståndet är då kortare än det kritiska. Om betongen därefter utsätts för en kontinuerlig vattenlagring eller om den utsätts för en evakuering till ett visst resttryck och sedan får ta upp vatten kommer vatteninnehållet gradvis att öka genom absorption i luftporsystemet. Luften i en luftpor står nämligen under ett övertryck som är större ju mindre poren är. Luften löser sig därför i omgivande porvatten och diffunderar bort, först till större luftporer och slutligen till ytan. Det är rimligt att anta att en mindre por fyller sig före en större eftersom dess tryck är högre. Porer som är mindre än ca 10 µm löser sig nästan momentant i det porvatten som omger själva poren; Fagerlund /1993/.
Genom vattenabsorptionen minskar den resterande lufthalten, a_r. Denna ges av

$$a_r = \int_{r_w}^{r_{max}} (4/3)\cdot\pi\cdot r^3\cdot f(r)\cdot dr \qquad (28)$$

Där f(r) är frekvenskurvan för luftporfördelningen. r_{max} och r_w är radierna hos den största luftporen resp. den största vattenfyllda luftporen.
På motsvarande sätt fås den resterande luftporarean s_r av

$$s_r = \int_{r_w}^{r_{max}} 4 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot f(r) \cdot dr \qquad (29)$$

Den resterande specifika arean α_r fås ur

$$\alpha_r = s_r / a_r \qquad (30)$$

Slutligen fås den resterande avståndsfaktorn, tex Powers avståndsfaktor L_r, definierad av ekv (26) genom insättning av värdena a_r och α_r.

Ett hypotetiskt exempel på hur en gradvis vattenabsorption minskar värdena ar och αr samtidigt som avståndsfaktorn L_r ökar visas i Fig 18. Vid en viss vattenabsorption motsvarar den resterande avståndsfaktorn exakt den kritiska. Man har då uppnått en kritisk vattenabsorption $(w_e)_{KR}$ i betongen och därmed en kritisk vattenmättnadsgrad som bestäms av

$$S_{KR} = (W_e)_{KR}/P \qquad (31)$$

Där P är totala porositeten i betongen.
Det exakta värdet på S_{KR} beror, för ett givet värde på den kritiska avståndsfaktorn, enbart på den totala lufthalten och på luftporfördelningen. S_{KR}-värdet kan alltså i princip beräknas teoretiskt förutsatt att lufthalt, luftporfördelning och kritisk avståndsfaktor är kända. Man behöver endast anta att vattenbsorptionen sker efter ett visst förlopp. Normalt kan man anta att den sker efter ökande porstorlek.

$$S_{KR} = f\{a;f(r)L_{KR}\} \qquad (32)$$

Omvänt, kan den kritiska avståndsfaktorn beräknas när den kritiska vattenmättnadsgraden är känd.

$$L_{KR} = f\{a;f(r);S_{KR}\} \qquad (33)$$

Exempel på sådana beräkningar av S_{KR} och L_{KR} ges i Fagerlund /1981/ resp /1982/.

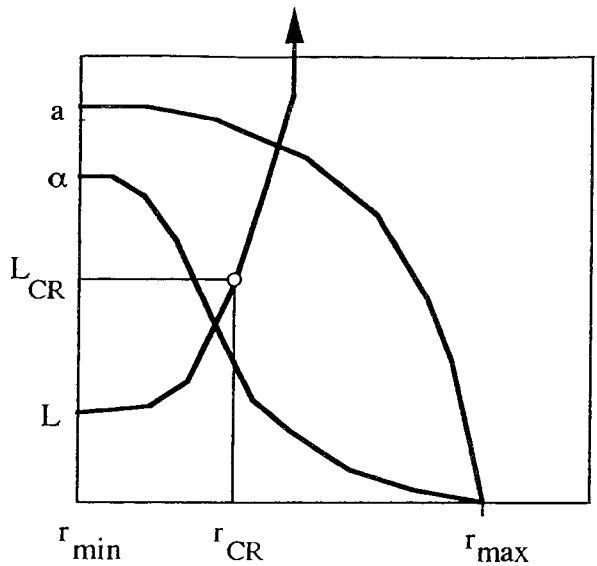


Fig 18: Illustration av hur en gradvis vattenabsorption i luftporsystemet förändrar resterande lufthalt, specifik area och avståndsfaktor.

Experimentellt

Man kan bestämma den kritiska vattenmättnadsgraden experimentellt med metoder som beskrivs i Fagerlund /1977B/. Ett antal provkroppar anpassas till individuella vattenmättnadsgrader genom uttorkning från vakuumättat tillstånd eller genom absorption av vatten efter vakuumbehandling till olika resttryck. Proverna förseglas sedan mot vattenförlust varefter de frystestas under en eller upprepade fryscykler. Normalt erfordras mindre än 10 cykler för att identifiera SKR-värdet. Skadorna detekteras genom mätning av den dynamiska E-modulen eller genom längdändringsmätningar under fryscykeln. SKR-värdet erhålls genom en plottning av skada versus S-värde för alla prover. Ett exempel visas i Fig 19. SKR för denna betong, vilken har hög lufthalt, är 0,80. Högre vattenmättnadsgrader än så ger mycket stora skador medan värden som är lägre än 0,80 inte ger några som helst skador. SKR är därför ett brottvärde analogt med tryckhållfastheten. Normalt minskar SKR med ökad lufthalt vilket förklaras av att en större lufporvolym då är luftfylld i det ögonblick SKR uppnås; jfr föregående avsnitt.
Antalet fryscykler har mycket liten betydelse för SKR-värdet vilket innebär att frostbeständighetsproblemet inte är ett utmattningsproblem. Ett exempel på detta visas i Fig 20. Orsaken till detta beteende är att provet är förseglat under frysningen. I en normal frystest är provet oförseglat och kan därför ta upp vatten under provningen. Detta leder normalt till att skadegraden ökar med ökat antal fryscykler.

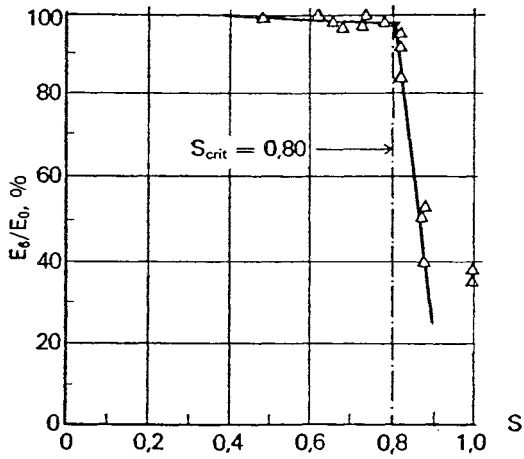


Fig 19: Exempel på en experimentell bestämning av den kritiska vattenmättnadsgraden hos en betong med vct=0,54 och lufthalt a=7,1 %. E är dynamisk E-modul, n är antal fryscykler. Fagerlund /1981/.

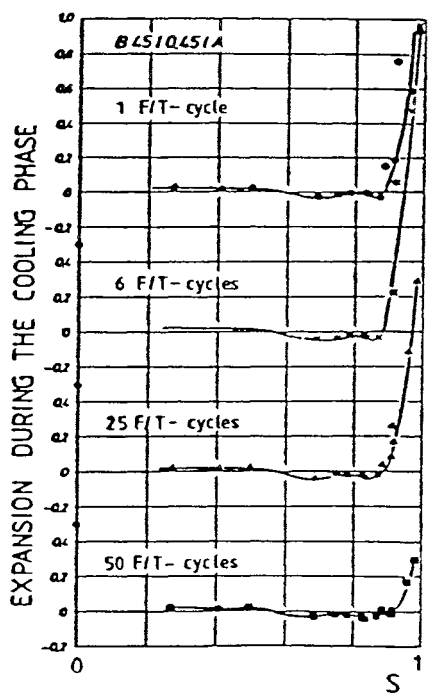


Fig 20. Inverkan av antalet fryscykler på den kritiska vattenmättnadsgraden definierad av brytpunkten i diagrammen; Klamrowski & Neustupny /1984/

Inte heller temperatursänkningshastigheten har någon större betydelse för SKR-värdet. Ett exempel på detta visas i Fig 21. Två andra exempel hämtade från en internationell studie av den sk SKR-metoden visas i Fig 22; det finns en viss tendens till att SKR minskar med ökande fryshastighet men effekten är förvånansvärt liten. Den kan emellertid förklaras teoretiskt. Enligt skademekanism 2 innebär en fördubbling av fryshastigheten en 30-procentig reduktion av den kritiska avståndsfaktorn. Detta innebär att en något mindre vattenabsoprption i luftporsystemet kan accepteras. För flera luftporsystem är emellertid denna effekt mycket liten eftersom sambandet mellan den resterande avståndsfaktorn L_r och den resterande lufthalten a_r är brant. Principen framgår av Fig 18. Se även Fagerlund /1992A/.

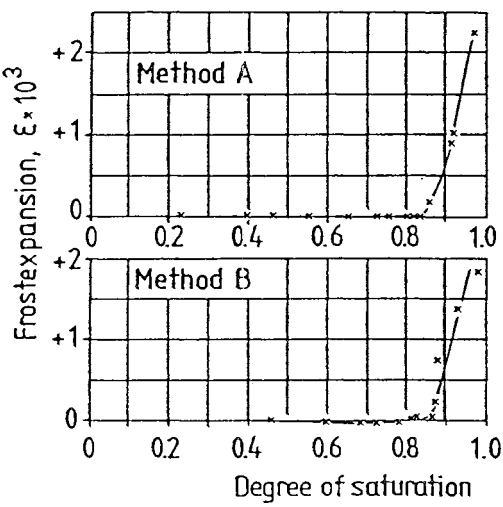


Fig 21: Inverkan av fryshastigheten på den kritiska vattenmättnadsgraden definierad av brytpunkten i diagrammen. Metod A, 6°C per tim; Metod B, 12°C per tim. Klamrowski & Neustupny /1984/.

Inverkan av salthaltigt porvatten på SKR-värdet är okänt. Det förefaller som om påkänningarna ökar något när porerna innehåller salt -se Fig 14- vilket tyder på att den kritiska avståndsfaktorn möjligen minskar något. I enlighet med resonemanget ovan beträffande fryshastighetens betydelse kan trots detta effekten på SKR vara marginell. Saltets dominerande effekt under ett frysförsök torde därför i första hand sammanhänga med dess effekt på vattenhalten i betongen.

SKR-värdet tycks alltså i stort sett vara oberoende av de yttre miljöförhållandena varför det kan betraktas som en sann materialegenskap . Detta har stor betydelse för en förståelse och lösning av frostbeständighets-problemet.

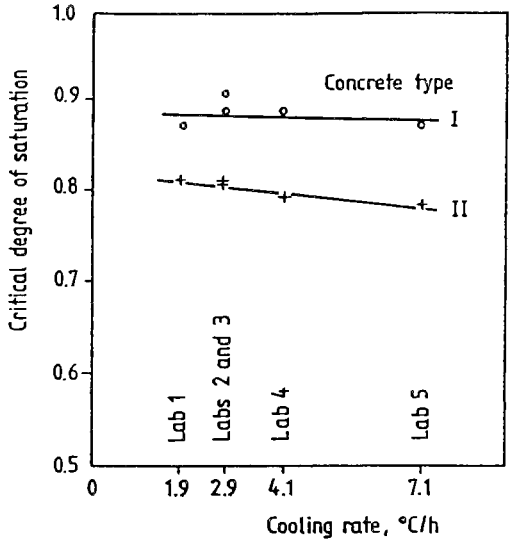


Fig 22: Inverkan av fryshastigheten på den kritiska vattenmättnadsgraden hos två betonger. Typ I utan extra luft; Typ II med 7,1 % luft. Fagerlund /1977B/.

Aktuell vattenmättnadsgrad - livslängd

Livslängdsproblematiken generellt

Betrakta ett litet representativt volymselement på några cm^3 inne i en betongkonstruktion. Elementets SKR-värde antas vara tidsoberoende bortsett från de första månaderna när strukturen byggs upp. Det enda som kan inträffa, som påverkar SKR på lång sikt, är att sekundära cementreaktionsprodukter och tex kalcitkristaller kan lagras in i vissa luftporer. Detta sker emellertid företrädesvis i porer som ändå blir vattenfyllda under praktiska förhållanden. Dessa porer är alltså ändå inaktiverade. Under praktiska förhållanden kommer den aktuella vattenmättnadsgraden SAKT i elementet att fluktuera på ett sätt som är omöjligt att förutse. Vid någon tidpunkt överskrids eventuellt SKR-värdet. Om elementet samtidigt fryser kan det skadas allvarligt. I normalfallet skadas ett stort antal volymselement samtidigt varför man får en mätbar skada hos konstruktionen.

Detta resonemng visar att frostbeständighetsproblemet är ett i hög grad statistiskt problem; man kan aldrig i förväg förutse när den farliga kombinationen av hög fuktnivå och frystemperaturer kommer att inträffa. Därför kan man inte heller förutse livslängden med avseende på

frostskador. Den allvarliga kombinationen av de båda miljölasterna hög fuktnivå och låg frystemperatur kan inträffa lika väl det första året som efter 100 år. Den enda möjligheten man har att få en hög livslängd hos konstruktionen är därför att se till att sannolikheten att den farliga kombinationen någon gång skall inträffa under konstruktionens önskade livslängd är försumbar. Man skall alltså tillse att differensen mellan material-egenskapen S_{KR} och miljöegenskapen S_{AKT} blir stor. Detta gör man främst genom att använda hög lufthalt och lågt vattenbindemedelstal. Därvid minskas S_{AKT} kraftigare än vad S_{KR} gör varvid differensen mellan dem ökar. Vid tillräckligt hög lufthalt fördelad på ett bra sätt är sannolikheten för frostskador mycket liten. Teoretiskt sett föreligger enbart problem där en betong kontinuerligt under 50 år eller mer utsätts för fritt vatten, tex i en dammvägg. Då kan det vara svårt att undvika att så gott som hela luftporsystemet fylls även när lufthalten är hög.
Resonemanget ovan visar också att frostbeständighetsproblemet primärt är ett fuktmekaniskt problem. Man kan aldrig förutse frostbeständigheten hos en konstruktion om man inte kan förutse det framtida fukttillståndet. Nedan ges en metod med vilket detta kan göras; åtminstone så länge betongen enbart utsätts för rent vatten.

Kapillär vattenmättnadsgrad - potentiell livslängd

Eftersom man inte kan få fram det verkliga framtida fukttillsttåndet i en konstruktion kan man aldrig få fram den verkliga livslängden. Man kan emellertid utnyttja en "standardiserad fuktmiljö" och därvid få fram en "potentiell livslängd". En sådan standardmiljö är ett kontinuerligt kapillärsugningsförsök där betongen antingen suger vatten kontinuerligt från en sida eller är helt neddoppad under lång tid varvid fukthalten stiger kontinuerligt; först genom absorption i gel- och kapillärporer, sedan genom en gradvis, långsam fyllning av luftporsystemet. Fuktupptagningsförloppet följs varvid den kapillära vattenmättnadsgraden som funktion av tiden, $S_{KAP}(t)$, kan beräknas. Den potentiella livslängden t_p ges av villkoret

$$S_{KAP}(t_p) = S_{KR} \qquad (34)$$

Exempel på kapillärsugningskurvor för en viss typ betong med olika lufthalt ges i Fig 23. Den första branta kurvan representerar absorption i gel- och kapillärporer. Knickpunkten motsvarar nästan exakt det tillstånd där alla dessa porer är fyllda i hela provet medan alla luftporer större än ca 10 µm är tomma. Den flacka kurvan representerar den långsamma absorptionen i luftporerna.

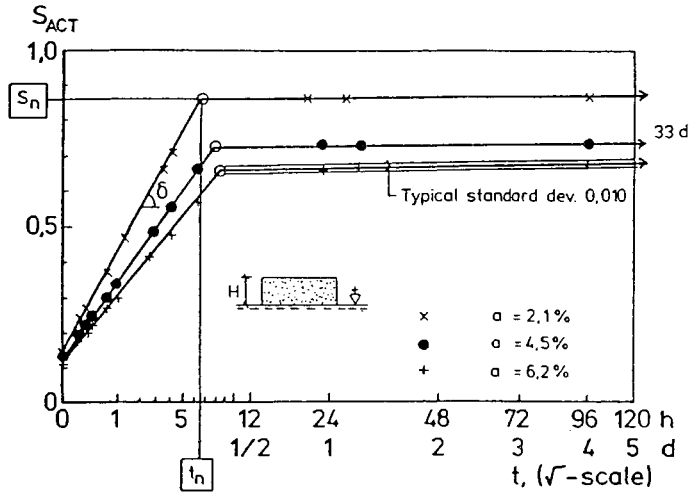


Fig 23: Exempel på vattenabsorptionskurvor hos 25 mm tjocka skivor placerade i kontakt med en fri vattenyta. (a=lufthalten). Fagerlund /1972/.

I princip motsvarar varje konstruktion en viss punkt på absorptionskurvan. En vertikal vägg kanske motsvarar 1 vecka, en brobanebalk ett par månader och en bropelare i vattenlinjen hela konstruktionens förväntade livslängd, tex 100 år. Varje konstruktion kan således klassificeras med avseende på sin fuktnivå genom en representativ kapillärsugningstid.
Man kan inte genomföra kapillärsugningsförsök under obegränsat lång tid. Därför tvingas man för att få fram den potentiella livslängden enligt ekv (34) extrapolera den experimentella kurvan från ca 2 veckor à 1 månad till flera decennier eller sekel. I Fagerlund /1993/ anges teoretiska principer för en sådan extrapolation. Absorptionskurvans form är kraftigt beroende av luftporfördelningens form och luftporernas storleksfördelning. Snäva porfördelningar och fördelningar förskjutna mot små porer ger mycket snabbare absorption än breda fördelningar och fördelningar förskjutna mot grövre porer. Den mest optimala luftporfördelningen ur livslängds- och hållfasthetssynpunkt är därför troligen inte den som har den högsta specifika arean dvs den som ger den lägsta Powers´avståndsfaktor vid given lufthalt.
Absorptionen i luftporsystemet tycks teoretiskt kunna beskrivas av ett uttryck av följande typ

$$S_a(t) = C \cdot \alpha^D \cdot (\delta \cdot t)^E \qquad (35)$$

Där $S_a(t)$ är vattenmättnadsgraden hos själva luftporsystemet (S_a=0 när alla luftporer är tomma och S_a=1 när alla luftporer är vattenfyllda). α är det totala luftporsystemets specifika area, δ är diffusiviteten för löst luft i

porvatten ($\delta \approx 10^{-11}$ á 10^{-12} m^2/s) . C och D är generella konstanter medan E är en koefficient vilken beror på luftporsystemets specifika area.
Den totala vattenmättnadsgraden blir

$$S_{KAP}(t) = (P_g+P_k)/P + Sa(t)\cdot a/P \qquad (36)$$

Där P_g och P_k är gelporositeten resp. kapillärporositeten. Man får alltså följande enkla uttryck för det långsamma vattenupptagningsförloppet i en betong

$$S_{KAP}(t) = A + F\cdot t^E \qquad (37)$$

Dvs vattenabsorptiopnen följer ett enkelt potensuttryck. Konstanterna A, F och E kan enkelt bestämmas ur ett relativt kortvarigt kapillärsugningsförsök utfört med hög noggrannhet. Koefficienterna A och F kan också beräknas teoretiskt enligt följande.

$$A = (Pg+Pk)/P = 1-a/P \qquad (38)$$

$$F= C\cdot\alpha^D\cdot\delta^E\cdot a/P \qquad (39)$$

Koefficienten A beror således enbart på relationen lufthalt/totalporositet medan koefficienterna F och E är individuella och olika för varje luftporfördelning och lufthalt.
Insättning av Ekv (37) i (34) ger följande uttryck för den potentiella livslängden t_p

$$t_p = \{(S_{KR}-A)/F\}^{1/E} \qquad (40)$$

I Fig 24 visas ett exempel på beräknade vattenabsorptionskurvor för ett luftporsystem vars allmänna form beskrivs av följande frekvensfunktion

$$f(r) = n\{1/r^b-1/r_{max}^b\} \qquad (41)$$

Där n och b är konstanter där b är en funktion av luftporsystemets specifika area. r_{max} är radien hos den största luftporen. Som synes av Fig 24 har porstorleken en avgörande betydelse för vattenabsorptionshastigheten och därmed för livslängden.

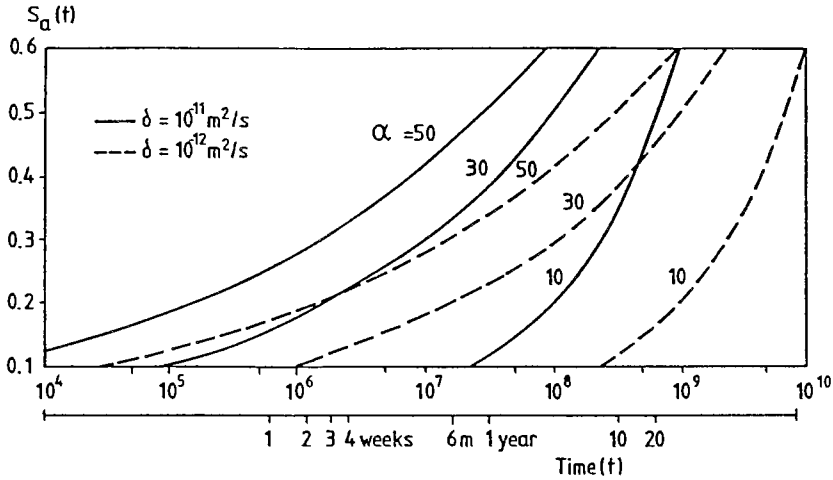


Fig 24: Beräknad vattenabsorption i luftporsystemet hos betong som kontinuerligt lagras i vatten. Luftporsystemet definierat av ekv (41). Fagerlund /1993/. α är totala luftporsystemets specifika area.

I Fig 25 visas exempel på en beräkning av den förväntade tiden tills dess 50 % av luftporsystemet vattenfyllts. Beräkningen baseras på extrapolerade kapillärsugningsförsök för betong med konstant vbt=0,45 men med olika slagghalt. Extrapolationen är gjord på basis av mätta luftporfördelningar vilka visade sig kunna anpassas väl till ekv (41). De uppmätta vattenabsorptionskurvorna anslöt sig med god precision till ett uttryck av typ (35). Som synes har en ökad slagghalt starkt negativ betydelse för livslängden. Den primära orsaken till detta är troligen den ökade specifika area som är följden av den ökade slagghalten.

Effekt av salt på vattenabsorptionen

Ovan behandlades enbart absorption av rent vatten. Som nämnts tidigare ökar frostbelastningen när salthaltigt vatten står i kontakt med betongytan förutsatt att salthalten inte är alltför hög. Delvis kan detta förklaras av att det kritiska avståndet minskar på grund av ökade inre påfrestningar. En sannolik orsak är emellertid också att fukttillståndet i betongens ytparti ökar. Dels medför salt att betongytan blir fuktigare under längre tid, dvs tiden för kontinuerlig vatteninsugning ökar, dels kan saltet medföra att fukt från betongens inre dras mot ytan på grund av osmos varvid fukttillståndet ökar lokalt. Fenomenet skulle bero på att saltjoner vandrar mycket långsammare i betong än vad vatten gör. Storleksordningen och hastigheten hos denna effekt har aldrig undersökts. Att just 3% saltlösning ger störst skador skulle kunna bero på att man då har den farligaste kombinationen av låg kritisk avståndsfaktor, dvs lågt SKR-värde och högt

SAKT-värde. Vid lägre koncentrationer än den pessimala är SKR högre och SAKT lägre vilket minskar belastningen. Vid högre koncentration än den pessimala är SAKT visserligen högre eftersom den osmotiska effekten är högre men detta motverkas av ett högre SKR-värde. Förklaringen är emellertid enbart hypotetisk.
De fuktmekaniska effekterna av närvaro av salt utanför och inne i betongen måste klarläggas innan en definitiv förklaring till iakttagna fenomen erhålls. Detta är också viktigt om man vill få fram en livslängdsmodell för sk saltfrysning.

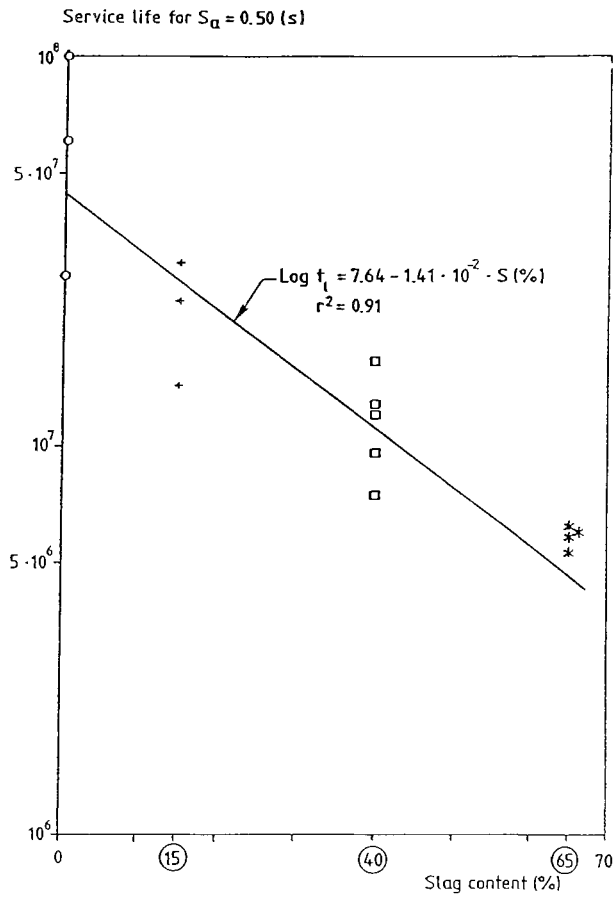


Fig 25: Ur kapillärsugningsförsök extrapolerad tid som erfordras för att fylla 50% av luftporsystemet i betong tillverkad med cement med olika slagghalt. Fagerlund /1993/.

Grad av frostbeständighet

Graden av frostbeständighet hos en konstruktion kan definieras på åtminstone tre sätt varav två är kvantitativa och den tredje är kvalitativ. De båda första metoderna bygger på en experimentell bestämning av den kritiska och den kapillära vattenmättnadsgraden.

Metod 1: Differensen mellan SKR och SKAP
Som nämndes ovan får varje konstruktion en viss aktuell vattenmättnadsgrad, vilken approximativt kan uttryckas genom en viss punkt på den experimentella SKAP-kurvan. För en vertikal fasad kan tex SKAP efter 1 veckas kontinuerlig vattensugning med en viss säkerhet kunna anses representera den maximala vattenhalten i verkligheten. Detta värde kan då jämföras med SKR-värdet för konstruktionen vilket ger ett mått på graden av frostbeständighet; ju större differens mellan SKR och SKAP desto högre grad av frostbeständighet. Denna kan därför definieras

$$F(t_{repr}) = S_{KR} - S_{KAP}(t_{repr}) \qquad (42)$$

Där tiden t_{repr} är den vattensugningstid som representerar den verkliga konstruktionen. Eftersom SKAP ökar med ökande absorptionstid får en given konstruktion en lägre grad av frostbeständighet ju fuktigare miljön är, dvs ju längre tiden t_{repr} är.
Genom ekv (42) kan frostbeständigheten kvantifieras vilket gör det möjligt att göra rättvisa jämförelser mellan olika material. Man kan också kvantifiera effekten på frostbeständigheten av olika yttre fuktmiljöer.

Metod 2: Potentiell livslängd
Ett annat sätt att kvantifiera frostbeständigheten ges av den potentiella livslängden vilken kan beräknas med ekv (40). Ju högre potentiell livslängd desto högre grad av frostbeständighet. Risken är emellertid att man gör en felaktig extrapolation av SKAP-kurvan, tex genom att vattenabsorptionsförsöket är slarvigt utfört. Detta kan leda till att man gör en felbedömning såväl av livslängden som vid en jämförelse mellan olika material.

Metod 3: Direkta frysförsök
Det finns en stor mängd försök att välja på varav flera är normerade i olika länder. De möjliggör aldrig en kvantifiering av frostbeständigheten eller livslängden. De kan också vara vilseledande på olika sätt, tex:

* Provningsmetoden är inte representativ vilket gör att man antingen överskattar eller underskattar frostbeständigheten i den aktuella miljön. Det förra felet är naturligtvis allvarligast. Därför bör en frystest alltid

vara strängare än vad som motsvarar verkliga förhållanden, dvs den bör vara "på säkra sidan".

* Provningsmetoden rangordnar inte de provade materialen på ett rättvist sätt. En metod som är väl anpassad till en viss materialtyp passar t ex inte en annan typ vilket gör att material nedklassas felaktigt.
* Provningsmetoder av vanlig typ beaktar inte det aktuella sättet att använda materialet. Samma material testas ofta på samma sätt oavsett hur det används. En betong, som aldrig kommer att utsättas för några större fuktbelastningar, provas trots detta ofta med en traditionell test med upprepade mycket "våta" fryscykler.

Många metoder ger dock ett mått på den allmänna frostbeständighetsnivån. Resultaten bör emellertid tolkas med omdöme.

Lufthaltsbehov

Vid en bedömning av lufthaltsbehovet i en betong måste man teoretiskt sett ta hänsyn till att luftporsystemet i praktiken kommer att delvis vattenfyllas och att denna vattenfyllning är starkt beroende av luftporfördelningen. Detsamma gäller när man vill göra en bedömning av frostbeständigheten hos en redan utförd konstruktion. Sådan hänsyn tar man inte i den traditionella metoden baserad på Powers´ ekv(26) vilken lämpligen skrivs på följande sätt när det gäller att beräkna lufthaltsbehovet

$$a = V_p/\{0{,}364[L\cdot\alpha/3+1]^3-1\} \qquad (43)$$

Vid en traditionell beräkning används den fiktiva avståndsfaktorn $L=L_F$. Genom att använda det kritiska värdet på denna och ett förväntat värde på α hos det totala luftporsystemet fås lufthaltsbehovet ur ekv (40). Genom att i stället gå in med uppmätta värden på a och α för en utförd konstruktion fås det aktuella värdet på L_F vilket kan jämföras med det kritiska när en bedömning av frostbeständigheten skall göras.
Man använder alltså den fiktiva avståndsfaktorn som är betydligt lägre än den reella och man använder den totala lufthalten a och specifika arean α för det totala luftporsystemet i stället för motsvarande värden för den del av porsystemet som verkligen är luftfyllt under praktiska förhållanden. Så länge man arbetar med "normala" luftporsystem kan felet bli begränsat eftersom den fiktiva kritiska avståndsfaktorn torde vara ett statistiskt medelvärde för betong med sådana normala porsystem samtidigt som den bestämts på basis av tomma luftporsystem. Vid mera ovanliga porsystem kan man emellertid göra fatala feluppskattningar av luftbehovet; vid finporösa system underskattas detta och vice versa.

Ett mera realistiskt värde på luftbehovet får man genom att använda följande uttryck

$$a = a_w + a_{KR} + a_b \qquad (44)$$

Där a_w är den i praktiken vattenfyllda luftporvolymen. a_{KR} är den luftvolym som erfordras för att inte den rella kritiska avståndsfaktorn $(L_R)_{KR}$ skall överstigas just när a_w har uppnåtts. a_b är en "luftbuffert" som erfordras ur säkerhetssynpunkt.
a_{KR} beräknas med ekv (43) varvid den reella kritiska avståndsfaktorn $(L_R)_{KR}$ används samt den specifika arean α_{KR} hos den del av luftporsystemet som är luftfylld när den reella avståndsfaktorn är just $(L_R)_{KR}$.
Värdet a_w beror på miljöförhållandena; ju våtare miljön är desto högre blir värdet a_w och ju större blir storleken hos den största vattenfyllda luftporen. Därför minskar även den resterande specifika arean när miljön blir våtare. Detta leder i sin tur enligt ekv (43) till att den erforderliga luftfyllda porvolymen a_{KR} ökar. Enligt ekv (44) måste därför den totala lufthalten öka för att kompensera för en våtare miljö. Detta beaktas inte vid en traditionell beräkning av lufthaltsbehovet med Powers´ ekvation tillämpad på tomma luftporsystem.

Beräkningsmetoden åskådliggörs med tre exempel.
Den aktuella betongen antas ha en cementpastahalt av 37% inkluderande fin ballast som interferar med luftporerna. Luftporsystemet beskrivs av följande frekvensfunktion

$$f(r) = n \cdot (\ln b)/b^r \qquad (45)$$

Där n och b är konstanter. Specifika arean hos det totala porsystemet antas vara 30 mm^{-1} vilket motsvarar b=1,03 när porradien r uttrycks i µm. Beräkningar av samband mellan vattenabsorption som andel av totala luftporvolymen, S_a, resterande specifik area, α_r, och porradie, r_w, för den största vattenfyllda poren görs enligt principer som redovisas i avsnitt "Den kritiska vattenmättnadsgraden" ovan.
Den reella kritiska avståndsfaktorn antas vara 0,4 mm såväl vid vanlig frysning som vid saltfrysning.

Fall 1: Måttligt fuktigt. Vanlig frysning
Alla porer med radie mindre än 70 µm antas vara vattenfyllda. Detta ger en resterande specifik area α_r=23 mm^{-1} för detta porsystem. Motsvarande vattenmättnadsgrad hos luftporsystemet är S_a=0,16.
a_{KR} fås ur ekv (43)

$$a_{KR} = 0{,}37/\{0{,}364[0{,}40 \cdot 23/3+1]^3-1\} \cdot 100 = 1{,}6\ \%.$$

Det absolut minsta lufthaltsbehovet fås ur ekv (44)

$a = S_a \cdot a + a_{KR} = 0{,}16 \cdot a + 1{,}6 =$ **1,9 %**

Till detta bör ca 1 % lufthaltsbuffert adderas.

Fall 2: Mycket fuktigt. Vanlig frysning
Fuktinnehållet är nu högre än i fall 1. Alla porer med radie mindre än 100 µm antas vara vattenfyllda. Detta ger en resterande specifik area α_r=19,5 mm^{-1} för detta porsystem. Motsvarande vattenmättnadsgrad hos luftporsystemet är S_a=0,34.
a_{KR} fås ur ekv (43)

$a_{KR} = 0{,}37/\{0{,}364[0{,}40 \cdot 19{,}5/3+1]^3-1\} \cdot 100 = 2{,}3$ %.

Det absolut minsta lufthaltsbehovet fås ur ekv (44)

$a = S_a \cdot a + a_{KR} = 0{,}34 \cdot a + 2{,}3 =$ **3,5 %**

Till detta bör ca 1 % lufthaltsbuffert adderas.
Luftbehovet ökar alltså med 1,6 procentenheter när betongen blir fuktigare.

Fall 3: Fukt enligt Fall 2. Saltfrysning
Vattenabsorptionen i ytskiktet antas öka när salt är närvarande. Alla porer med radie mindre än 120 µm antas vara vattenfyllda. Detta ger en resterande specifik area α_r=18 mm^{-1} för detta porsystem. Motsvarande vattenmättnadsgrad hos luftporsystemet är S_a=0,48.
a_{KR} fås ur ekv (43)

$a_{KR} = 0{,}37/\{0{,}364[0{,}40 \cdot 18/3+1]^3-1\} \cdot 100 = 2{,}8$ %.

Det absolut minsta lufthaltsbehovet fås ur ekv (44)

$a = S_a \cdot a + a_{KR} = 0{,}48 \cdot a + 2{,}8 =$ **5,4%**
Till detta bör ca 1 % lufthaltsbuffert adderas.

Beräkningen visar alltså att små förändringar i vattenabsorptionen kommer att ge stort utslag i lufthaltsbehovet. Detta kan förklara den stora negativa effekt som salt har på frostbeständigheten.

Symboler

A	koefficient
B	bindemedelshalt [kg/m^3]
B	permeabilitet [s]
C,D,E,F	koefficienter
D	skikttjocklek [m]
F	grad av frostbeständighet
K	permeabilitet [m^2/Pa·s]
L	Powers´ avståndsfaktor [m]
P	porositet [m^3/m^3]
Pg	gelporositet [m^3/m^3]
Pk	kapillärporositet [m^3/m^3]
S	vattenmättnadsgrad [m^3/m^3]
Sa	vattenmättnadsgrad hos luftporsystemet [m^3/m^3]
Seff	effektiv vattenmättnadsgrad [m^3/m^3]
T	absolut temperatur [°K]
Vp	cementpastahalt exkl. luftporer [m^3/m^3]
We	förångningsbart vatten [m^3/m^3]
Wf	frysbart vatten [m^3/m^3]
a	lufthalt [m^3/m^3]
ab	"luftbuffert" (säkerhetsmarginal) [m^3/m^3]
aw	vattenfylld luftporvolym [m^3/m^3]
b	koefficient
dQ/dt	värmeflöde [J/m^2·s]
dq/dt	fuktflöde [kg/m^2·s]
f(r)	frekvensfunktion för luftporer
ft	draghållfasthet [Pa]
kθ	andel icke frysbart vatten av allt vatten när alla porer är fyllda [1]
n	koefficient
p	tryck [Pa]
r	porradie [m]
s	mantelarea hos luftporer [m^2]
t	tid [s]
tmax	max tillåten sprickvidd [m]
v	molvolym [m^3/mol]
vct	vattencementtal [1]
vbt	vattenbindemedelstal [1]
we	förångningsbart vatten [kg/m^3]
wf	frysbart vatten [kg/m^3]
wnf	icke förångningsbart vatten [kg/m^3]
α	specifik area hos luftporer [m^{-1}]
β	hydratationsgrad
ΔH	isbildningsvärme [J/mol]
Δθ	fryspunktsnedsättning [grad]

δ	diffusivitet hos löst luft [m^2/s]
ν	poissons tal
ε_b	brottöjning [m/m]
θ	temperatur [°C]
σ	ytspänning [N/m]
σ_t	tangentiell spänning [MPa]

Index:

AKT	aktuell (verklig)
F	fiktiv
KAP	kapillär
KR	kritisk
R	reell
i	is
p	potentiell
r	resterande
w	vatten

Referenser

Beskow G: Tjälbildningen och tjällyftningen med hänsyn till vägar och järnvägar. Sveriges Geologiska Undersökningar Årsbok 26, Stockholm, 1935.

Bigg EK: The super-cooling of water. Proc. Phys. Soc. B66, London, 1953.

Bonzel J: Siebel E: Neuere Untersuchungen über den Frost-Tausaltz-Widerstand von Beton. Beton Heft 4,5 och 6, 1977.

Collins AR: The destruction of concrete by frost. J. Inst. Civil Eng., Paper No 5412, London, 1944.

Defay R; Prigogine I; Everett DH: Surface tension and adsorption. Longmans, London 1966.

Dunn JR; Hudec PP: The infleuence of clay on the water and ice in rock pores. New York State Department of Public Works, Physical Res. Report RR65-5, 1965.

Everett DH: The thermodynamics of frost damage to porous solids. Trans. Farad. Soc.No 57, London, 1961

Fagerlund G: Non-freezable water contents of porous building materials. Avd byggnadsmaterial, LTH, Report 42, Lund, 1974.

Fagerlund G; Modéer M: Opublicerade kalorimeterförsök. Avd Byggnadsmaterial, LTH, Lund, 1974.

Fagerlund G: Equations for calculating the mean free distance between aggregate particles or air-pores in concrete. CBI Research 8:77, Stockholm, 1977A.

Fagerlund G: The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete. 2 artiklar i Materials and Structures Vol 10, 1977B

Fagerlund GG Frost resistance of concrete with porous aggregate. CBI Research Fo 2:78, Stockholm, 1978.

Fagerlund G: Prediction of the service life of concrete exposed to frost action. Ingår i "Studies on concrete technology", CBI, Stockholm, 1979.

Fagerlund G: Influence of slag on the frost resistance of concrete- A theoretical analysis. CBI Research Fo 1:80, Stockholm, 1980A.

Fagerlund G: Struktur. Ingår i "Betonghandbok, Material", Stockholm, 1980B.

Fagerlund G: Principer för betongs frostbeständighet. Nordisk Betong Nr 2, 1981.

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

Fagerlund G: Inverkan av lufthalt, luftporstruktur, konsistens, vattencementtal och komprimeringssätt på betongens beständighet. Ingår i "Betongs Frostbeständighet", CBI, Rapport Ra 2.83, Stockholm, 1983

Fagerlund G: The critical size in connection with freezing of porous materials. Cementa, Rapport CMT 86039, Danderyd, 1986.

Fagerlund G: Effect of the freezing rate on the frost resistance of concrete. Nordic Concrete Research, Publ no 11, Oslo ,1992A.

Fagerlund G: Studies of the scaling, the water uptake and the dilation of specimens exposed to freezing and thawing in NaCl-solution. Ingår i "Freeze-thaw and de-icing resistance of concrete. Avd Byggnadsmaterial, LTH, Report TVBM-3048, Lund, 1992B.

Fagerlund G: The long time water absorption in the air pore structure of concrete. Avd byggnadsmaterial LTH, Report TVBM-3051, Lund, 1993

Gagne R; Aitcin PC; Pigeon M; Pleau R: Frost durability of high performance concrete. Ingår i "High Performance Concrete. From Material to Structure". F&FN Spon, London, 1992.

Haynes JM: Frost action as a capillary effect. Trans. Brit. Ceram. Soc. nr11, London, 1964.

Hult J: Hållfasthetslära. Almqvist & Wiksell, Stockholm, 1966.

Ivey DL; Torrans PH: Air void systems in ready mixed concrete. J. of Materials, Nr 5, 1970.

Johansson L: Skador hos betongbalkonger. CBI, Forskning Fo 3:76, Stockholm, 1976.

Larson TD; Cady PD: Identification of frost susceptible particles in concrete aggregates. National Cooperative Highway Research Program, Report 66, 1969.

Jung F: Über die Frostbeständigkeit des jungen Betons. Zement-Kalk-Gips, Nr 3, 1967.

Klamrowski G; Neustupny P: Untersuchungen zur Prüfung von Beton auf Frostwiderstand. Bundesanstalt für Materialprüfung, Forschungsbericht 100, Berlin, 1984.

Lindmark S. Opublicerade frysförsök. Avd byggnadsmaterial LTH, Lund, 1993.

Litvan GG: Phase transition of adsorbates: IV Mechanism of frost action on hardened cement paste. J. Amer. Ceram. Soc. Vol 55, 1972.

Nilsson L-O: Fuktproblem vid betonggolv. Avd byggnadsmaterial LTH, Rapport TVBM-3002, Lund, 1977.

Penner E: Pressures developed in a porous granular system as a result of ice segregation. Highw. Res. Board Special Report Nr 40, 1958.

Philleo RE: A method for analyzing void distribution in air-entrained concrete. Portland Cement Ass. Tentative Paper , Chicago, 1955.

Powers TC: The air-requirement of frost resistant concrete. Proc. Highw. Res. Board No 29, 1949.

Powers TC: Resistance of concrete to frost at early ages. Proc. RILEM Symp. "Winter Concreting", Copenhagen, 1956.

Powers TC: Prevention of frost damage to green concrete. Bulletin RILEM, No 14, 1962.

Powers TC; Brownyard TL: Physical properties of cement-paste. Res. Labs. Cem. Ass. Bull. 22, Chicago, 1948.

Powers TC; Helmuth RA: Theory of volume changes in hardened portland cement paste during freezing. Proc. Highw. Res. Board No 32, 1953.

Sellevold E; Bager D; Klitgaard-Jensen E; Knudsen T: Silica fume cement pastes: hydration and pore structure. Ingår i "Condensed silica fume in concrete", Inst Byggnadsmateriallära, NTH, Report BML 86.610, Trondheim, 1982.

Setzer MJ: Einfluss des Wassergehaltes auf die Eigenschaften des erhärteten Betons. Schriftenreihe Deutsche Ausschuss für Stahlbeton, Heft 280, 1977.

Verbeck GJ; Klieger P. Studies of the salt-scaling of concrete. Highway Research Board, Bull. 150, 1957.

Vuorinen J: On determination of effective degree of saturation of concrete. Betong- och Jordlaboratoriet; Imatran Voima OY, Uleåborg, 1973.

Zhang M-H; Gjørv OE: Effect of silica fume on pore structure and chloride diffusivity of low porosity cement pastes. Cem. and Concr. Res. Vol 21, No 6, 1991.

Funktionsprovning av betongs frostbeständighet

Per-Erik Petersson,
Sveriges Provnings- och Forskningsinstitut (SP)
Box 857, 501 15 Borås, Sverige

Sammanfattning

Den sk Boråsmetoden (SS 13 72 44) för provning av betongs saltfrostbeständighet beskrivs. Resultat erhållna med hjälp av Boråsmetoden presenteras som visar att betong med luftporbildare som enda tillsatsmedel normalt leder till bättre saltfrostbeständighet än då luftporbildaren kombineras med vattenreducerare eller flyttillsatser. Vidare framgår det att den kemiska sammansättningen av portlandcement har en markant effekt på frostbeständigheten. Ett sulfatresistent cement med lågt alkaliinnehåll (Degerhamn anl) gav markant lägre avskalningar än då ett annat cement med högt alkaliinnehåll (Slite std) användes.

Erfarenheter från praktisk användning av Boråsmetoden i Sverige presenteras. Förprovningsresultat för betong till broar stämmer väl överens med värden från fortlöpande provning på provkroppar som tillverkats på byggarbetsplatser. Resultaten tyder också på att betong till broar i Sverige normalt är av hög kvalitet, åtminstone med avseende på saltfrostbeständighet. Kvaliten på brobetong i Sverige har påtagligt förbättrats sedan förprovning och fortlöpande provning blev obligatorisk 1988.

Någon påtaglig negativ åldringseffekt har inte kunnat påvisas efter nio månaders fältexponering av betong på den svenska västkusten. Detta indikerar att resultat från normenlig provning på 28 dygn gammal betong är representativa för verkliga betongkonstruktioner.

Inledning

Då fuktig betong utsätts för frost bildas det is i porerna. På grund av hydrauliska krafter, osmos eller islinstillväxt uppstår ett tryck inne i betongen. Detta tryck blir ofta så stort att materialet inte kan stå emot vilket medför en nedbrytning av betongen. Då frysningen sker i rent vattnet in-

träffar normalt en inre nedbrytning med en kraftig hållfasthetsförlust som följd.

När frysningen sker i närvaro av salt, t ex NaCl, blir processen kraftigt accelererad samtidigt som nedbrytningsmekanismerna förändras. Nedbrytningen sker i form av avskalning av material från ytan medan betongen närmast under tycks vara i stort sett opåverkad och ha kvar sin hållfasthet. Någon allmänt accepterad teori om varför salt så kraftigt påverkar nedbrytningsprocessen finns inte. De kunskaper som finns om saltfrostbeständighet hos betong baseras därför huvudsakligen på erfarenhet och inte på förståelse av de verkande mekanismerna.

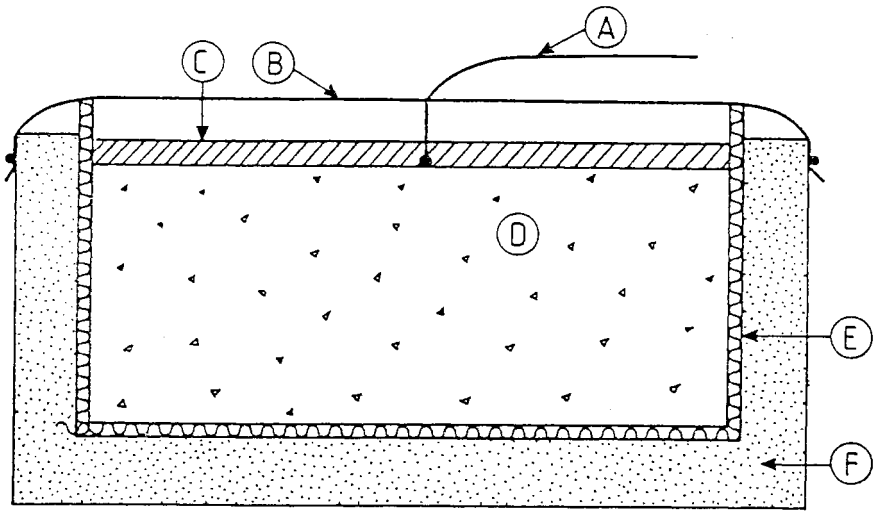
Detta seminarium omfattar *marina* betongkonstruktioners livslängd och därför behandlar denna artikel endast funktionsprovning av betongs frostbeständighet i närvaro av *salt*.

Den sk Boråsmetoden, SS 13 72 44 (1988), är den metod som det finns mest erfarenhet av då det gäller praktisk tillämpning. T ex används den sedan 1988 för att prova all betong som används till broar i Sverige. Vidare kommer metoden under hösten 1993 att utarbetas till en ENV (europeisk förstandard) för att så småningom troligen bli en allmänt accepterad europeisk referensmetod. Av dessa skäl koncentreras denna framställning framförallt till Boråsmetoden och till de erfarenheter som finns av användningen av denna.

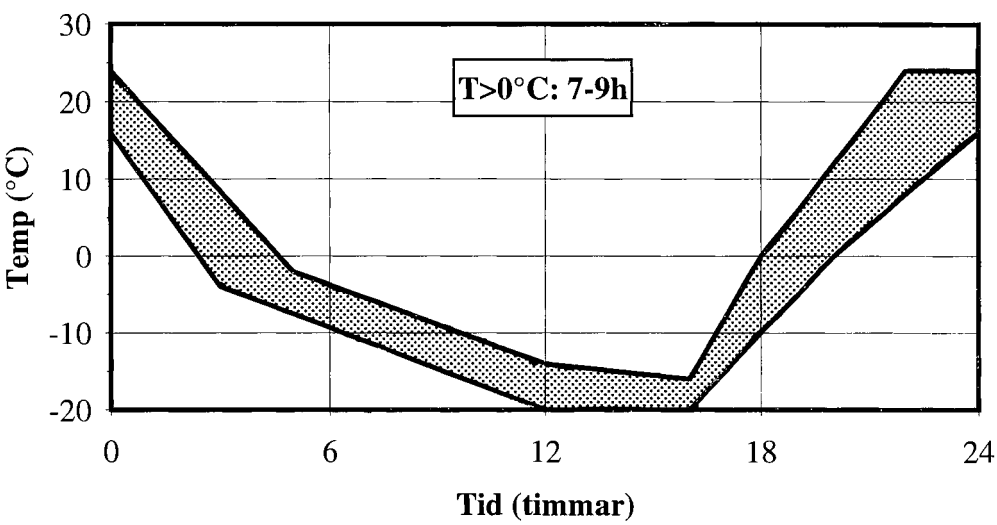
Boråsmetoden

Provkropparna utgörs normalt av 50 mm tjocka betongskivor som sågas från 150 mm kuber. Provytan utgörs av ett sågsnitt som placeras mitt i kuben och vinkelrätt mot kubens överyta. Efter gjutning lagras kuberna i vatten (+20°C) under sju dagar och sedan i luft (+20°C, 50 % relativ luftfuktighet, vindhastighet mindre än 0,1 m/s) fram till 21 dygn då sågningen sker. Sedan placeras provkropparna i samma klimat igen fram till 28 dygn. Under denna period limmas gummiduk på alla provkroppens sidor utom provytan. Gummiduken når 20 mm över provytan och gummikanten gör det möjligt att ha saltlösning på provytan under provningen. Provuppställningen visas i figur 1.

Vid 28 dygns ålder hälls vatten på provytan och denna återuppfuktning varar tre dygn. Därefter ersätts vattnet med ett 3 mm tjockt lager 3% natriumkloridlösning. Saltlösningen täcks med en plastfolie för att förhindra avdunstning från ytan. Detta skulle nämlingen påverka saltkoncentrationen och därmed provningsresultaten såsom rapporterats av Verbeck och Klieger (1956). Slutligen täcks alla sidor utom provytan med ett 20 mm tjockt



Figur 1 *Provuppställning för Boråsmetoden. A=temperaturgivare, B=plastfolie, C=saltlösning, D=provkropp, E=gummiduk, F=värmeisolering*



Figur 2 *Temperaturcykel enligt Boråsmetoden*

lager värmeisoleringsmaterial. Detta gör att värmetransporten blir endimensionell, vilket dels eliminerar risken för eventuella randeffekter, och dels medför att nedkylningen sker genom provytan och inte via provkroppens bottenyta.

Provkropparna placeras sedan i ett frysskåp där de utsätts för frost-töcykler i enlighet med figur 2. Temperaturen registreras i saltlösningen för åtminstone en provkropp i varje frysskåp. Efter 7, 14, 28, 42 och 56 cykler samlas det avskalade materialet upp och torkas vid +105°C varefter det vägs. Resultatet redovisas som vikt avskalat material per ytenhet.

I allmänhet provas fyra provkroppar. Saltfrostbeständigheten utvärderas normalt enligt tabell 1. Tabellen är främst användbar för normal portlandcementbetong. För andra betongtyper (t ex vakuumbehandlad betong, betong med högt kiselstoftsinnehåll, betong med nya typer av tillsatsmedel, etc) kan det ibland vara nödvändigt att använda en något annorlunda utvärderingsprocedur. Detta kan t ex innebära att utvärderingen görs efter fler än 56 fryscykler, se Petersson (1986).

Tabell 1 Utvärdering av betong provad enligt Boråsmetoden

Beständighet	**Krav**
Mycket god	Ingen provkropp har större avskalning än 0,1 kg/m² efter 56 cykler
God	Avskalningarnas medelvärde efter 56 cykler (m_{56}) är mindre än 0,5 kg/m², och m_{56}/m_{28} är mindre än 2
Acceptabel	Avskalningarnas medelvärde efter 56 cykler (m_{56}) är mindre än 1,0 kg/m², och m_{56}/m_{28} är mindre än 2
Inte acceptabel	Kraven för acceptabel saltfrostbeständighet uppfylls inte

Faktorer som påverkar betongs saltfrost-beständighet

Inledning

Förutom lufthalt och vattencementtal finns det ett antal parametrar som påverkar betongs saltfrostbeständighet. Med hjälp av Boråsmetoden har två sådana parametrar studerats: typ och kombinationer av tillsatsmedel samt cementets kemiska sammansättning.

Inverkan av typ och kombination av luftporbildande och vattenreducerande tillsatsmedel

Petersson (1989) jämförde ett antal betongblandningar med avseende på saltfrostbeständighet. Två luftporbildare (LP1 och LP2) användes liksom en kombination av luftporbildare och vattenreducerare (LP1+VR). Medlen tillsattes den färska betongen enligt tillverkarens rekommendationer. Följande tillsatsmedelstyper användes:

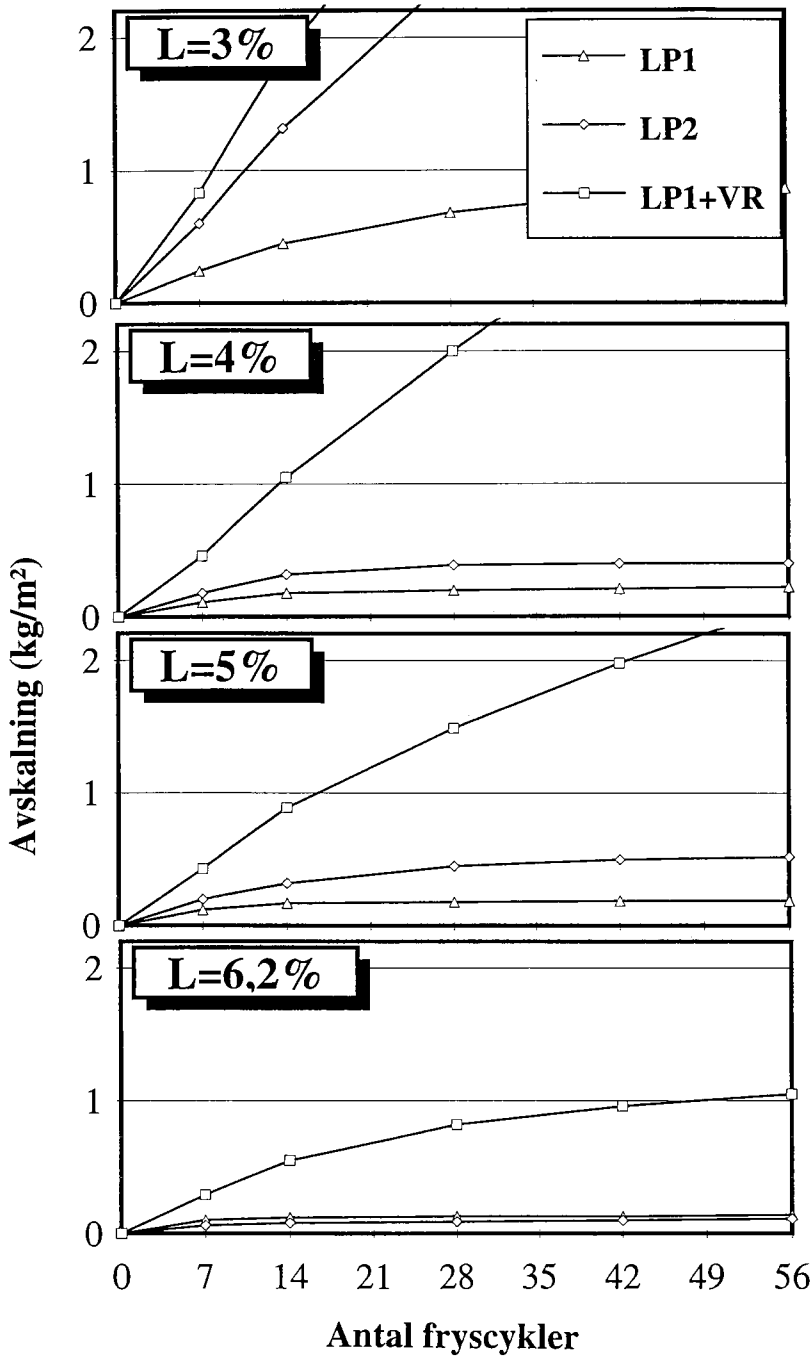
LP1: en blandning av neutraliserad Vinsol resin+syntetisk tensid
LP2: en neutraliserad Vinsol resin
VR: en melaminbaserad vattenreducerare

Ett svenskt sulfatresistent portlandcement (Degerhamn anl) användes vars kemiska sammansättningen framgår av tabell 2 nedan. Vattencementtalet var 0,43-0,47 och sättmåttet 75-85 mm för alla blandningar. Ballasten bestod av naturgrus och singel med en största kornstorlek på 16 mm. Betongblandningar med 3, 4, 5 och 6,2% luftinnehåll provades.

För blandningarna utan vattenreducerande tillsatsmedel varierade cementhalten mellan 400-425 kg/m³. Vid den använda doseringen av vattenreducerare, dvs enligt tillverkarens deklaration, minskade cementbehovet med ungefär 50 kg/m³. En ökning av den största stenstorleken från 16 till 32 mm bör medföra att cementhalten kan sänkas med ytterligare 20-30 kg/m³.

Brobetong i Sverige ska normalt uppfylla hållfasthetsklass K40 vilket innebär att medelkubhållfastheten måste överstiga ca 45 MPa. Enligt resultaten i denna undersökning får då inte lufthalten överstiga 5,5-6,0% vid ett vattencementtal på 0,45.

Resultaten presenteras i figur 3. För betong med LP1 som det enda tillsatsmedlet blir avskalningarna små då lufthalten överstiger ca 4% men



Figur 3 *Mängd avskalat material som funktion av antalet fryscykler för olika luftinnehåll och olika typer och kombinationer av tillsatsmedel. LP=luftporbildare, VR=vattenreducerare (enligt Petersson 1989)*

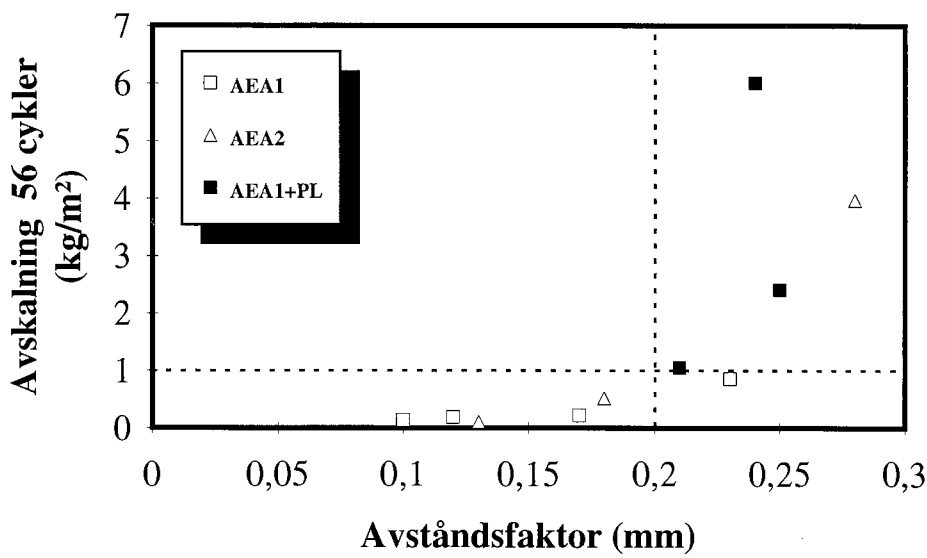
även då lufthalten är så låg som 3% blir frostbeständigheten acceptabel. För betong med LP2 som luftporbildare blir beständigheten också god då lufthalten överstiger ca 4% medan beständigheten blir dålig vid 3% luftinnehåll.

Avskalningarna blir höga då kombinationen av luftporbildare och vattenreducerare används. Kraven för acceptabel frostbeständighet uppfylls inte ens då luftinnehållet är så högt som 6%.

Resultaten indikerar att en kombination av luftporbildare och vattenreducerare ger sämre resultat än då endast luftporbildare används. För en god luftporbildare tycks det vara möjligt att uppnå samma beständighet vid 2% lägre lufthalt än då luftporbildaren kombineras med en vattenreducerare. Andra kombinationer kanske leder till andra resultat men man måste emellertid alltid vara medveten om de svårigheter som kan uppstå när luftporbildare kombineras med vattenreducerare (eller flyttillsatser).

I figur 4 visas avskalningarna som funktion av avståndsfaktorn. Avståndsfaktorn motsvarar ungefär halva medelavståndet mellan luftporerna och detta bör vara litet för betong med god frostbeständighet. Av resultaten framgår det att vattenreduceraren orsakar en förgrovning av porsystemet, dvs en ökning av avståndsfaktorn.

Enligt figur 4 måste avståndsfaktorn understiga 0,20 mm för ett acceptabelt resultat, dvs avskalningar mindre än 1,0 kg/m² efter 56 cykler. För en bra luftporbildare kan detta uppnås vid en lufthalt på 3-4% medan motsvarande värde för kombinationen av luftporbildare och vattenreducerare är 6%.



Figur 4 *Avskalningar efter 56 cykler som funktion av avståndsfaktorn för resultaten i figur 3 (enligt Petersson 1989)*

Inverkan av cementets kemiska sammansättning

Malmstöm (1990) undersökte två svenska portlandcement, Slite std och Degerhamn anl, med avseende på deras förmåga att ge betong med god saltfrostbeständighet. Cementens kemiska sammansättning visas i tabell 2. Degerhamn anl är ett sulfatresistent cement med låg värmeutveckling, lågt alkaliinnehåll och lågt C_3A-innehåll.

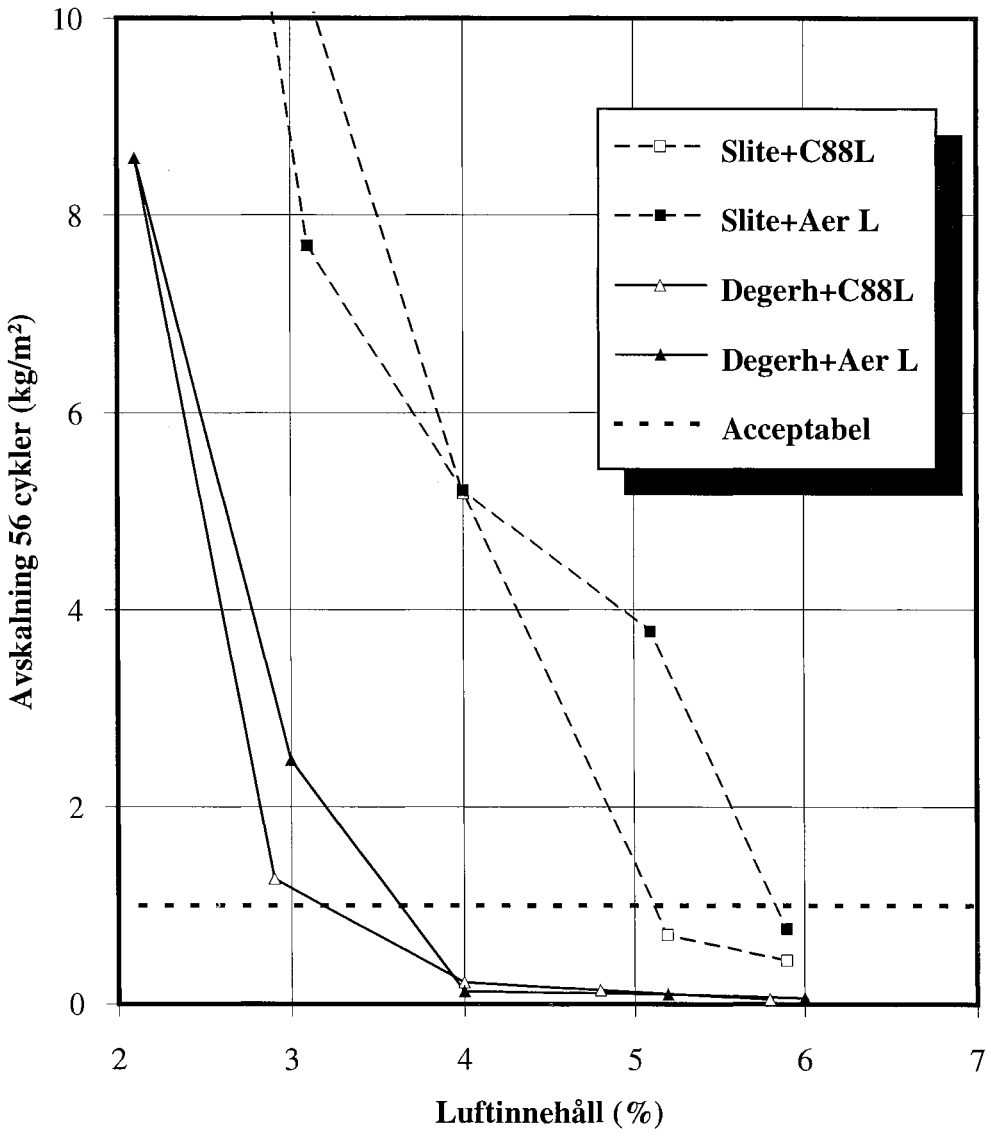
Två olika luftporbildare användes. C88L är en neutraliserad Vinsol resin och Aer L är en syntetisk tensid. Vattencementtalet var 0,43-0,46 och sättmåttet 75-85 mm för alla blandningar. Ballasten bestod av naturmaterial med en största kornstorlek på 16 mm. Betongblandningar med luftinnehåll på 2 till 6% studerades.

Tabell 2 De använda cementens kemiska sammansättning

	Slite std	**Degerhamn anl**
Komponent	**Vikt-%**	**Vikt-%**
SiO_2	20.4	22.6
TiO_2	0.24	0.20
Fe_2O_3	2.16	4.29
Al_2O_3	4.58	3.41
MnO	0.06	0.22
CaO	63.9	66.3
MgO	3.16	1.19
Na_2O	0.25	0.13
K_2O	1.28	0.70
SO_3	3.4	2.4
C_3S	61.2	62.4
C_2S	12.3	17.7
C_3A	8.5	1.8
C_4AF	6.6	13.1
Värmeutv. (7 dagar)	320 kJ/kg	260 kJ/kg

Resultaten presenteras i figur 5 där avskalningarna efter 56 cykler visas som funktion av luftinnehållet. Resultaten visar att valet av cement tycks ha en markant inverkan på frostresistensen, medan de två typerna av luftporbildare ger ungefär samma resultat. För Slite std måste lufthalten överstiga 5-6% för att beständigheten ska bli acceptabel. Motsvarande värde för Degerhamn anl är ca 3-4%. Detta innebär att valet av cement kan påverka lufthaltsbehovet kraftigt, också för olika typer av portlandcement.

Det finns inte någon definitiv förklaring till skillnaden mellan de två cementen. Möjligen påverkar alkaliinnehållet och kanske också C_3A-innehållet saltfrostbeständigheten.



Figur 5 *Avskalning efter 56 cykler som funktion av luftinnehållet för två portlandcement och två luftporbildare (enligt Malmström 1990)*

Erfarenhet från praktisk användning av Boråsmetoden i Sverige

All brobetong som används i Sverige måste testas med avseende på saltfrostbeständighet enligt Boråsmetoden. Provningen omfattar två delar:

1. Före byggstart ska den aktuella betongblandningen förprovas och uppfylla kravet för god frostbeständighet, dvs avskalningarna efter 56 cykler får inte överstiga 0,5 kg/m². Förprovningen utförs på serier om fyra provkroppar.

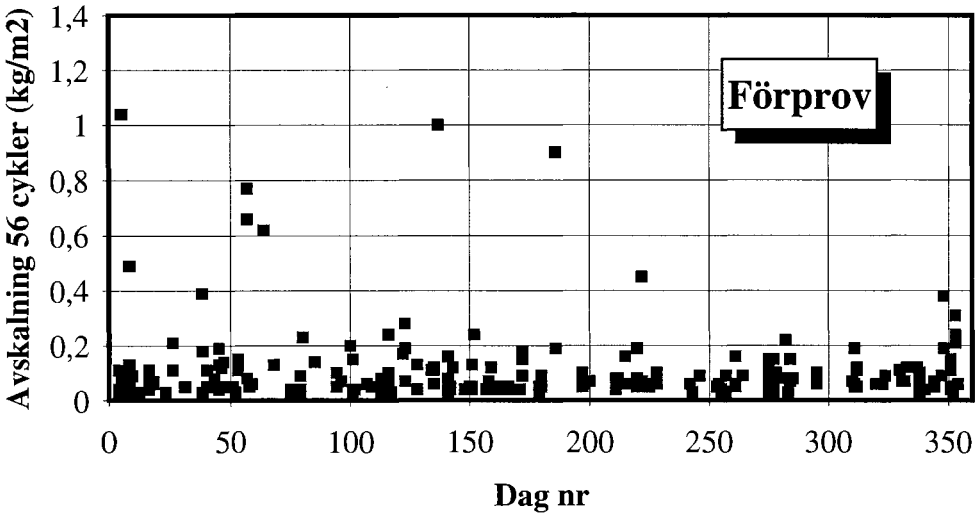
2. Under byggtiden genomförs fortlöpande provning. Ett antal provkroppar tillverkas på byggarbetsplatsen. Antalet beror på objektets storlek men ska alltid vara minst tre. Kravet vid fortlöpande provning är acceptabel frostbeständighet, dvs avskalningarna får inte överstiga 1,0 kg/m² efter 56 cykler.

Sedan frostprovningarna blev obligatoriska 1988 har betongkvaliteten i svenska broar förbättrats avsevärt, åtminstone med avseende på saltfrostbeständighet. Detta beror huvudsakligen på att personer involverade i tillverkning, transport och gjutning av betong har fått en ökad kvalitetsmedvetenhet. Man vet också att varje misstag kommer att avslöjas genom provningsrutinerna. Detta har medfört att delmaterial som används till brobetong numera nästan undantagslöst är av hög kvalitet. Degerhamn anl, se figur 5, används till all brobetong i Sverige och tillsatsmedel och kombinationer av tillsatsmedel funktionstestas alltid i de aktuella betongblandningarna. Som en följd av detta är det därför numera ovanligt med för låga lufthalter, för höga vattencementtal eller dålig frostbeständighet då betong levereras till byggarbetsplatser.

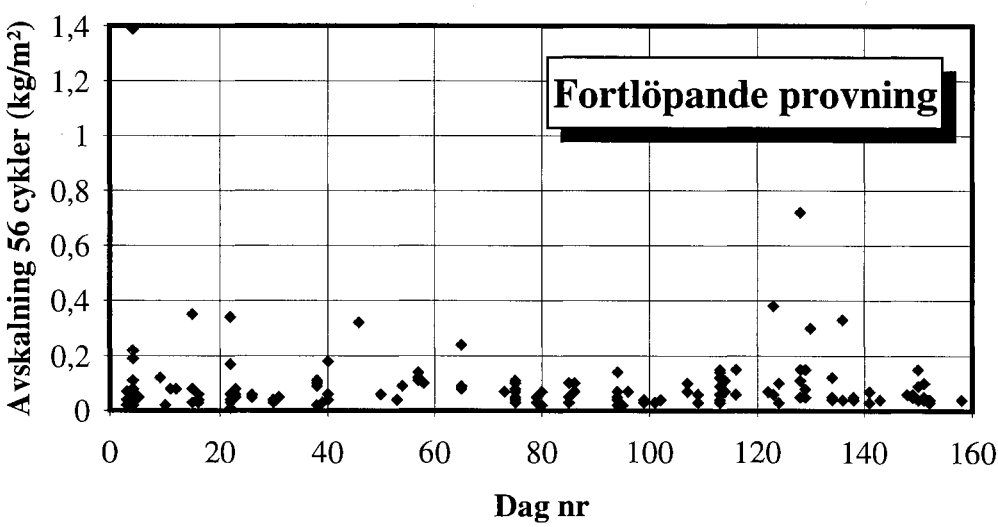
Alla resultat från förprovningar som utfördes på SP i Borås under 1990 visas i kronologisk ordning i figur 6. Varje punkt representerar medelvärdet för fyra provkroppar. Bara sex resultat (2,5%) överskrider kravet vid förprov, dvs 0,5 kg/m² efter 56 cykler medan avskalningarna för 220 serier (92%) är mindre än 0,2 kg/m². Medelvärdet för alla provningsresultat är 0,10 kg/m².

I figur 7 visas resultaten från den fortlöpande provningen på SP under det första halvåret 1990. Varje punkt representerar en provkropp. Endast ett värde (0,6%) uppfyller inte kravet vid fortlöpande provning, dvs 1,0 kg/m² efter 56 cykler och 94 % har avskalningar som är lägre än 0,2 kg/m². Medelvärdet för alla provkroppar är 0,09 kg/m².

Resultaten visar att brobetong i Sverige är av hög kvalitet, åtminstone med avseende på saltfrostbeständighet. Man kan också notera att överensstämmelsen är god mellan förprovning och fortlöpande provning. Förprovningsresultaten bör därför vara representativa för frostbeständigheten hos verkliga konstruktioner.



Figur 6 *Förprovningsresultat med avseende på saltfrostbeständighet. Provningarna utfördes på SP i Borås 1990.*



Figur 7 *Fortlöpande provning av saltfrostbeständigheten. Provningarna utfördes på SP under det första halvåret 1990 på provkroppar som tillverkats på byggarbetsplatser.*

Fältexponering

Det som presenterats hittills har uteslutande behandlat frostbeständigheten hos provkroppar som provats i laboratorium vid 28 dygns ålder. Tyvärr finns det knappast några jämförelser rapporterade där laboratorieresultat jämförts med beständigheten hos verkliga konstruktioner. Det är därför svårt att uttala sig om laboratorieresultats relevans, t ex beaktas inte åldringseffekters inverkan på provningsresultaten.

Sedan 1992 pågår ett fältexponeringsförsök i Träslövsläge på den svenska västkusten varvid bl a åldringens inverkan på saltfrostbeständigheten studeras. Betongpaneler med dimensionerna 1000x700x100 mm tillverkas och fästs på sidorna på flytbryggor så att halva panelen kommer under och halva över vattenlinjen. Dessutom tillverkas kuber för normenlig bestämning av saltfrostbeständigheten vid 28 dygn. Slutligen placeras också halva kuber uppe på bryggan med den sågade provytan vänd uppåt. Dessa kubhalvor blir utsatta för kraftig uttorkning på sommarhalvåret samtidigt som de periodvis blir uppfuktade genom regn och saltstänk från vågor.

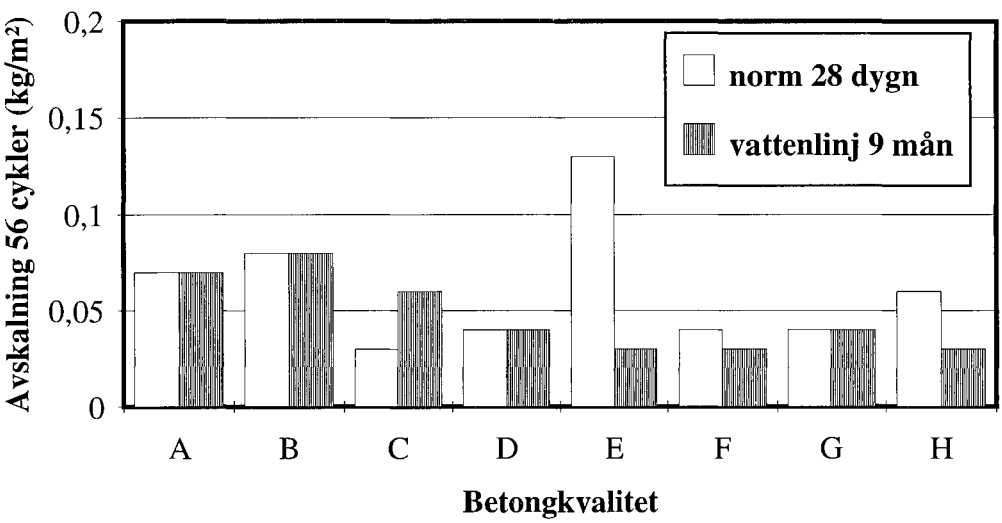
Med jämna mellanrum kommer paneler (och kubhalvor) att tas upp, provkroppar tillverkas och provas varefter panelerna placeras ut igen. Hittills har en sådan provserie på åldrade provkroppar genomförts efter nio månaders exponering. De betongkvaliteter som analyserades vid detta första provupptag framgår av tabell 3. Cementen är Degerhamn anl, Slite std eller Danskt lavalkali-cement, vct varierar mellan 0,35 och 0,5, lufthalten är ca 6% och vissa kvaliteter innehåller silica och/eller flygaska.

Tabell 3 De betongkvaliteter från fältexponeringsförsöken som analyserats hittills.

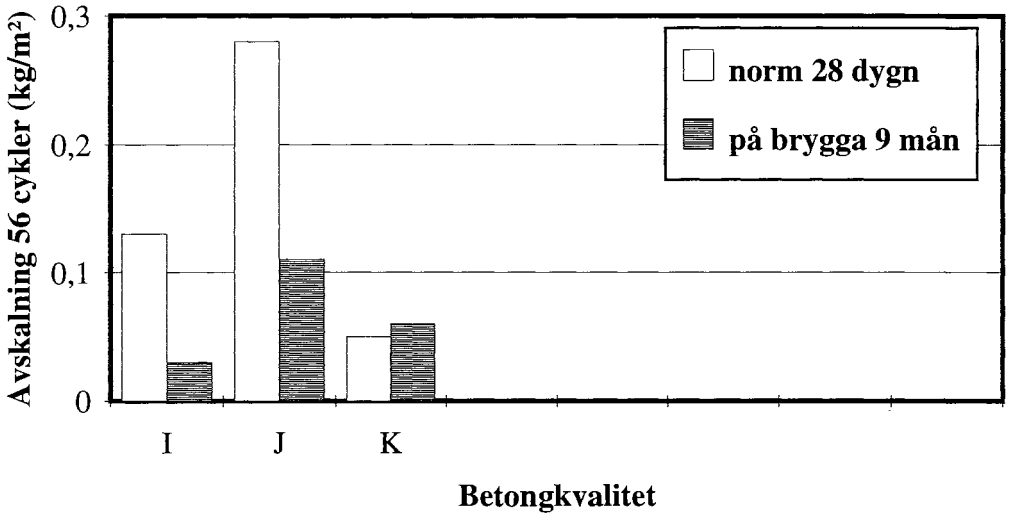
Kvalitet	Cement	vct	Luft (%)	Silica (%)	FA (%)
A	Degerh anl	0,35	6,0	-	-
B	Degerh anl	0,35	5,8	5	-
C	Degerh anl	0,40	6,1	5	-
D	Degerh anl	0,40	6,6	10	-
E	Dansk LA	0,40	6,5	5	-
F	Dansk LA	0,40	6,1	4,5	17
G	Dansk LA	0,35	5,7	5	10
H	Degerh anl	0,35	6,4	5	10
I	Degerh anl	0,50	6,4	-	-
J	Slite std	0,50	5,8	-	-
K	Degerh anl	0,50	6,0	5	-

I figur 8 presenteras resultat för de åtta kvaliteter som lagrats i eller nära vattenlinjen under 9 månader. Samtliga kvaliteter har lågt vct (0,35-0,40) och hög lufthalt (ca 6%) och avskalningarna är följdaktligen mycket låga. Det kan noteras att det är stor samstämmighet mellan resultaten från de normenligt lagrade och de fältexponerade provkropparna. Under de nio första månaderna har således inte någon påtaglig åldringseffekt kunnat påvisas.

I figur 9 visas resultat för provkroppar (halva kuber) som lagrats uppe på bryggan under nio månader. I detta fall har samtliga kvaliteter ett vct på 0,5 och en lufthalt på 6% medan tre olika bindemedel har använts. Avskalningarna är genomgående relativt låga och resultaten indikerar att åldringseffekten, om det finns någon, snarare tycks ha en <u>positiv</u> än en negativ effekt på saltfrostbeständigheten. De normenliga proven skulle därför ge resultat på den säkra sidan. Det ska dock observeras att denna utvärdering är gjord efter endast nio månaders fältexponering. Längre exponeringstider kan leda till andra resultat och slutsatser.



Figur 8 *Avskalning efter 56 cykler för olika betongkvaliteter vid normenlig provning respektive efter 9 månaders exponering i eller nära vattenlinjen vid den svenska västkusten. Betongkvaliteterna presenteras i tabell 2.*



Figur 9 *Avskalning efter 56 cykler för olika betongkvaliteter vid normenlig provning respektive nio månaders fältexponering uppe på en flytbrygga vid den svenska västkusten. Lufthalt=6%, vct=0,5 och bindemedlen är Degerhamn anl (I), Slite std (J) och Degerhamn anl+5% silica (K), jfr tabell 2.*

Referenser

Malmström, K (1990). Cementsortens inverkan på betongs frostbeständighet. SP-RAPPORT 1990:07, Statens provningsanstalt,Borås, Sweden.

Petersson P.E. (1986). The influence of silica fume on the salt frost resistance of concrete. SP-RAPPORT 1986:32, Statens provningsanstalt, Borås, Sweden.

Petersson P.E. (1989). The use of air-entraining and plasticizing admixtures for producing concrete with good salt-frost resistance. SP-RAPPORT 1989:37, Statens provningsanstalt, Borås, Sweden.

SS 13 72 44 (1988). Betongprovning-Hårdnad betong- Frostbeständighet. Svensk standard, BST, Stockholm. Sweden.

Verbeck, G.J. and Klieger, P. (1957). Studies of salt scaling of concrete. Highway research board, Bulletin 150.

Korrosion på armering

Tekn.dr. Kyösti Tuutti, Cementa AB
Box 144, 182 12 Danderyd, Sverige

Sammanfattning

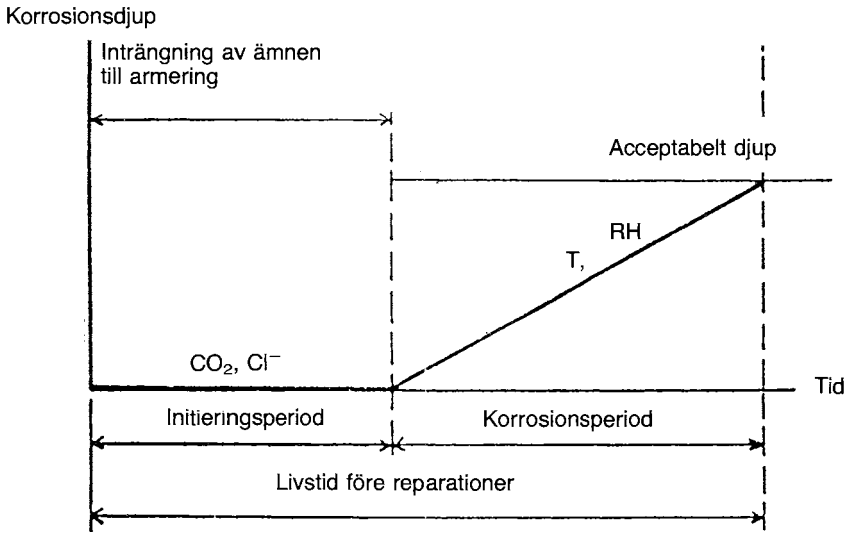
Stål i betong skyddas från korrosion på grund av den basiska miljö som omger det ingjutna stålet. Denna miljö är emellertid föränderlig vilket medför att korrosionsförhållandena förändras med tiden. Ämnen i omgivningen kan tex neutralisera den ursprungligt basiska miljö vilket upphäver korrosionsskyddet. Korrosiva ämnen såsom kloridjoner kan tränga in till stålet och aktivera en korrosionsprocess. Efter en sådan aktivering kommer stålets nedbrytning till olika oxider att ske med varierande hastighet främst beroende av fukt och temperaturförhållandena i betongen. Rapporten beskriver dessa olika mekanismer som påverkar en betongkonstruktions livslängd. Generellt gäller dock att man alltid måste beakta alla ingående mekanismer i en sådan livslängdskalkyl för att kunna utvärdera effekten av en enskild parameter. Detta sista påpekande är mycket befogat då man allt som oftast hänvisar till livslängdsförbättringar från studier av enskilda parametrar som vid en total utvärdering skulle gett motsatt resultat.

Introduktion

Betong skyddar ingjutet stål mot korrosion till följd av att porvattnet i betong är så alkalisk att stålytan passiveras. Passiveringen innebär att nedbrytningen bromsas upp genom att den oxid som bildas på stålytan är tät och därmed begränsar dess tillväxt till skillnad mot de mer voluminösa och otäta reaktionsprodukter som bildas vid en aktiv korrosionsprocess.

Det passiva tillståndet kan övergå till ett aktivt tillstånd som innebär en förändrad struktur i reaktionsprodukterna och en markant ökning av nedbrytningshastigheten. De mekanismer som åstadkommer denna förändring är antingen att miljön närmast stålet neutraliseras eller att korrosiva ämnen såsom klorider tränger in till det porvatten som omger stålet. Normalt är dessa förändringar ett åldringsfenomen där onaturliga balanser i koncentration söker efter en utjämning. När korrosionsprocessen väl startat

kommer tiden till dess skador uppträder på betongens yta att bero på framförallt fukt och temperaturförhållandena i porsystemet. Med dessa grundläggande mekanismer i beaktande kan en betongkonstruktions livslängd uppdelas i en initieringsperiod och en korrosionsperiod, se figur 1.



Figur 1. Schematisk figur som beskriver de olika mekanismer som verkar vid stålets korrosion i betong.

I marin miljö där kloridjonen är den huvudsakliga initieringsmekanismen är korrosionsperioden i vårt klimat relativt kort, ca 10 år, vilket innebär att det framförallt är initieringsperiodens längd som blir avgörande för konstruktionens livslängd. Ett undantag från denna regel är konstruktioner nedsänkta i havet utan tillgång till luft, syre, där korrosionshastigheten kommer att begränsas av syrebrist.

Korrosionsinitiering - karbonatisering

Karbonatiseringsprocessen innebär att luftens koldioxid tränger in i betong och neutraliserar den ursprungligt basiska miljön. Denna process tränger in som en klart avskiljbar front där man på ena sidan har ett högt pH-värde och på den andra sidan ett lågt pH-värde, vilket möjliggör att det passiverade stålet kan börja korrodera. Karbonatisering av betong är normalt en mycket långsam diffusionsprocess till följd av att halten av kolidoxid är mycket låg i luft och att betong har en stor kapacitet att absorbera den inträngande gasen. Denna initieringsmekanism blir därför endast av betydelse för lågkvalitativa konstruktionsdelar i ett utomhusklimat. De betonkvaliteter som utnyttjas för marina konstruktioner kommer endast att karbonatisera ett fåtal

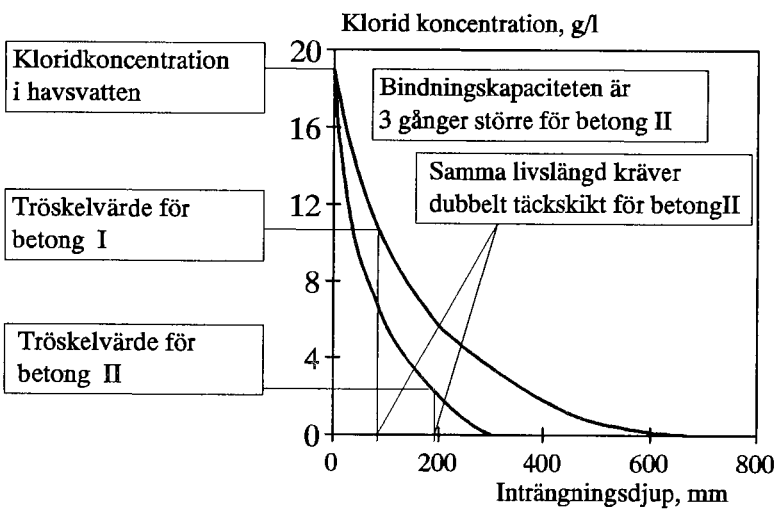
millimeter under en hundraårsperiod varför det inte finns anledning att närmare behandla denna problematik.

Korrosionsinitiering kloridpenetration

Introduktion

Klorider finns oftast i mycket små koncentrationer i nygjuten betong och härrör från de spårämnen som alltid finns i de delmaterial som ingår betong. Tidigare tillsattes även klorider i höga doser för att accelerera cementets hårdnande vilket naturligtvis minskat toleransen för en extra tillskjutande mängd av klorid från omgivningen. Den intressanta parametern är den kloridkoncentration som vid ett specifikt tillfälle omger ett ingjutet stål. Vid en viss koncentration, tröskelvärdet, kommer korrosionsprocessen att initieras. Den tid det tar att uppnå dessa kritiska kloridhalter beror främst på den omgivande koncentration som finns vid betongytan men också på den specifika betongens diffusionsmotstånd.

En sammanfattning av hur denna initieringsmekanism verkar kan ses i figur 2, som beskriver kloridkoncentrationen för två olika betongkvaliteter efter en lika lång exponeringstid.



Figur 2. Schematisk skiss av hur tröskelvärde och kloriddiffusivitet påverkar krav på täckskikt för att lika livslängd skall erhållas.

Det finns en risk att misstolka denna typ av figurer eftersom läsaren normalt är rädd för den korrosiva kloridjonen. Det är naturligt att den första reaktionen blir att betong I anses ha en kortare livslängd till följd av att kloriderna kunnat tränga in djupare i materialet. En värdering där även tröskelvärdet beaktas visar klart att förhållandet är det omvända. Vid lika livslängd måste täckskiktet för betong II sättas till ungefär dubbelt så stort som för betong I.

Parametrar i en kloridinitieringsmodell

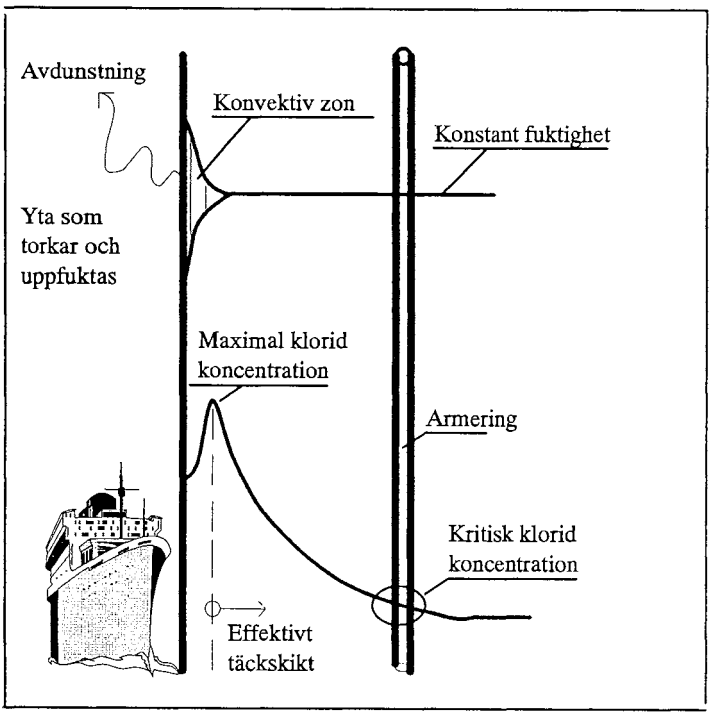
Initieringstiden är således bestämd av hur snabbt betong täckskiktet fylls med kloridjoner och vilken toleransnivå, tröskelvärde, som den aktuella betongblandningen ger för att starta korrosionsprocessen.

Penetrationen kan beskrivas som en diffusionsprocess med en variabel diffusionskonstant över tiden. I praktiken kommer man inte alltid att ha dessa enkla beräkningsmässiga transporter utan det blir ofta frågan om en kombination av kapillär sugning, diffusion och uttorkning. Denna typ av svårberäkneliga transportfenomen blir mer utslagsgivande för otäta betongkvaliteter än för de täta kvaliteter som numera alltid utnyttjas i kloridmiljöer. Vidare kommer sådana varierande förhållanden som ger betongen möjlighet att torka mellan exponeringarna att minska den exponeringstid som kommer att verka på konstruktionen. Ofta blir det också frågan om urlakning eller tvättning till följd av det regnvatten som spolar över betongytor.

Kloridkoncentrationen kommer därför att fluktuera i en ytzon, den konvektiva zonen, och uppnå ett maximivärde en bit in i konstruktionen. Bakom denna fluktuerande zon kommer man att få en tillräckligt bra beskrivning av kloridpenetrationen med diffusionsekvationer som tar hänsyn till att diffusionskonstanten varierar med tiden, se figur 3.

Mass transport till följd av en fysikalisk diffusion med vissa kemiska reaktioner ger följande parametrar som måste beaktas i en initieringsmodell.

- koncetrationsskillnaden mellan betongens inre delar och maximi koncentrationen som verkar i ytskiktet
- betongens porositet som avgör dess förmåga att släppa igenom kloridjoner
- bindemedlets förmåga att binda kloridjoner i strukturen
- täckskiktets tjocklek
- tröskelvärdets storlek



Figur 3. Schematisk skiss över fuktprofilen och kloridkoncentrationen i en bropelare i havsvatten, Sandberg /1992/.

Djupet hos den konvektiva zonen bestäms av
- uppfuktnings- och torkningstiden
- kapillärsugningstiden under uppfuktning
- betongens vattenpermeabilitet
- skillnad i vattenångtryck mellan inre och yttre delar

Den konvektiva zonen är viktig eftersom den påverkar många korrosionsparametrar och då framförallt tröskelvärdet.

Beräkningsmodell för kloridinträngning

Penetrationen av kloridjoner från den omgivande miljön kan beräknas med Fick´s 2:a ekvation om man tar hänsyn till att diffusionskonstanten minskar de 5 - 10 första åren.

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D\frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

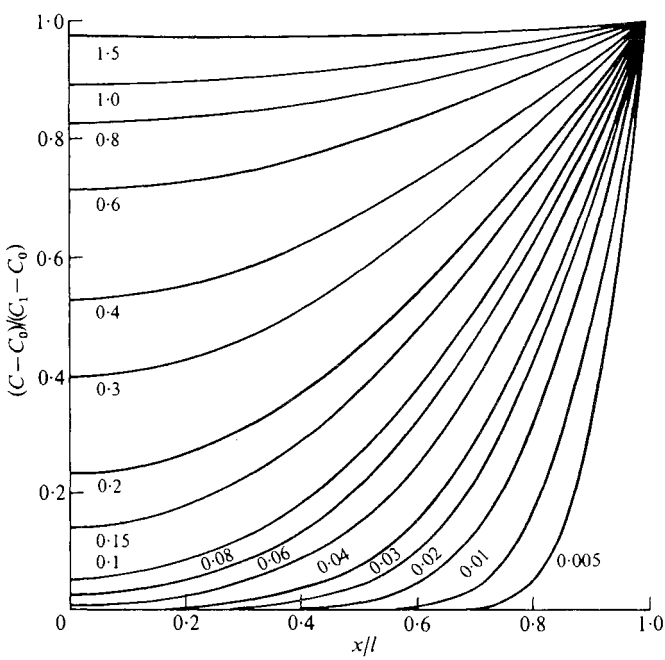
där C = koncentration
D = effektiv diffusions konstant
t = tid
x = distans

För ett semi-infinite medium är det möjligt att modifiera den generella ekvationen till

$$C = C_0 erfc\left(\frac{x}{2\sqrt{Dt}}\right)$$

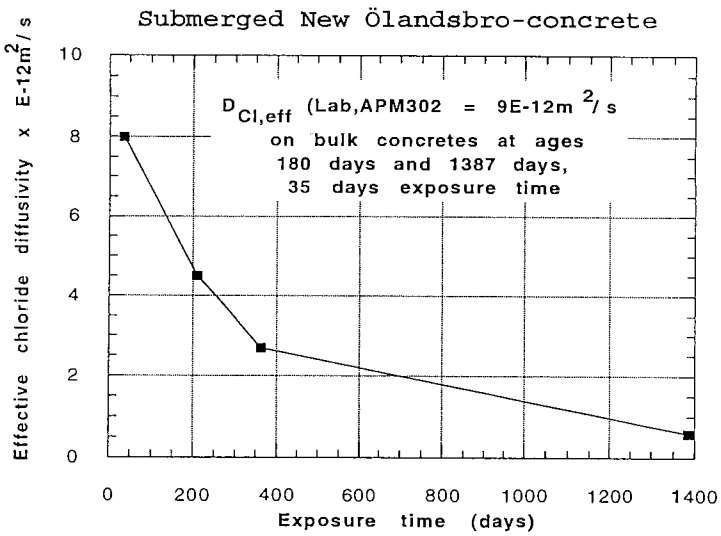
där C = ytkoncentration
C_0 = initial koncentration
D = effektiv diffusion konstant, inkluderande bindningskapaciteten av klorid i strukturen

För praktiska fall finns denna typ av diffusionsekvationer redan lösta och presenteras normalt i diagramform med de dimensionslösa parametrarna Dt/l^2 och x/l, se figur 4.



Figur 4. Koncentrations profiler i ett plan som beskriver ett diffusionsförlopp med de dimensionslösa parametrarna Dt/l^2 och x/l.

Beräkningsmodeller av den typ som redovisas ovan måste utnyttja material koefficienter som beskriver det naturliga förloppet. Under senare tid har man i såväl nordisk som annan litteratur redovisat diffusionskonstanter som erhållits med olika typer av bindemedel efter några månaders laboratorie undersökningar. Nu i efterhand har man kunnat konstatera att dessa korta laboratoriemätningar eller mätningar där man inte kontrollerar diffusions konstantens tidsberoende i verklig miljö under en 10 års period är behäftade med felaktigheter i en storleksordning som kan räknas i tiopotenser, se figur 5.



Figur 5. Uppmätt diffusionskonstant som funktion av tid på en betongkvalitet motsvarande det recept som utnyttjas vid reparationsarbetena på Ölands-bron. Exponering har skett i verkligt havsvatten, Sandberg /1993/.

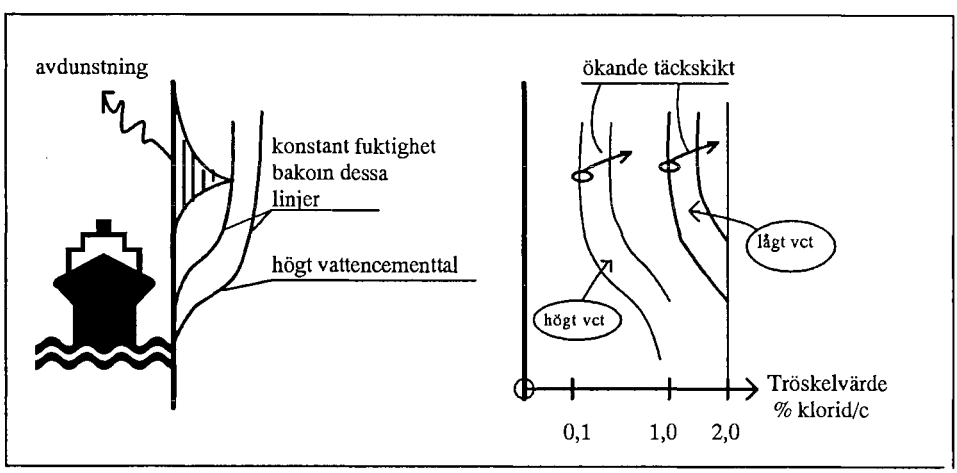
Försök i havsvatten har visat att det sker en utfällning av tätande ämnen i sprickor och porer, vilket ger en tätningseffekt som vida överskrider cement matrisens ursprungliga permeabilitet. Fidjestöl och Nielsen /1980/ kunde konstatera att spruckna Portland cement betonger var helt tätade efter 2 års exponering i havsvatten. Tätningseffekten förklaras med att det sker ett utbyte av joner mellan betong och havsvatten där magnesium byter plats med kalcium och ger en utfällning. För att denna mekanism skall fungera krävs således tillgång på fria kalcium joner där de kan tränga ut snabbare än magnesium jonens inträngning från havsvatten. Mötesplatsen blir nämligen tilltäppt av reaktionsprodukter vilket visar betydelsen av tillgången på fria kalcium joner. Man kan således särskilja på olika kloridmiljöer där det ensartade angreppet av tex tösalter är mycket aggressivare än havsvatten.

Frågan om hur mycket klorider som kan omhändertas av det bindemedel som används är en relativt ointressant frågeställning eftersom effekten är mycket liten vid även stora bindningskapaciteter. Vidare kommer beräkningsmetoden att inkludera effekten av bindning i den så kallade effektiva diffusionskonstanten.

Tröskelvärden

Toleransnivån eller det så kallade tröskelvärdet för klorider skiljer sig för olika betong kvaliteter, täckskiktets tjocklek och olika bindemedel som utnyttjas i betong. Även den omgivande miljön runt betongkonstruktionen kommer att influera på tröskelvärdet. Många vetenskapliga undersökningar redovisar därför olika värden på den klorid koncentration då korrosion initieras. De lägsta värdena ligger kring 0.2 - 0.4 % klorid per viktsenhet tillsatt cement, vilket motsvarar ca 2 gram Cl i porvattnet. Dessa värden utnyttjas i vissa nationella normer som toleransgräns för klorid. Å andra sidan finns det många undersökningar i framförallt nordeuropa som visar att tröskelvärdet kan vara så högt som 1 - 3 % klorid per viktsenhet tillsatt cement vilket motsvarar ca 10 - 30 gram Cl i porvattnet, Bergström och Holst /1960/, Page /1991/, Pettersson /1991/.

Höga tröskelvärden erhålles oftast där provning skett i konstanta miljöer med små variationer i relativ fuktighet. Områden med små täckskikt kommer därför att förutom en snabbare ökning av kloridkoncentrationen drabbas av en reduktion av tröskelvärdet, se figur 6.



Figur 6. Schematisk skiss av hur tröskelvärdet påverkas av varierande fuktförhållanden för en bropelare.

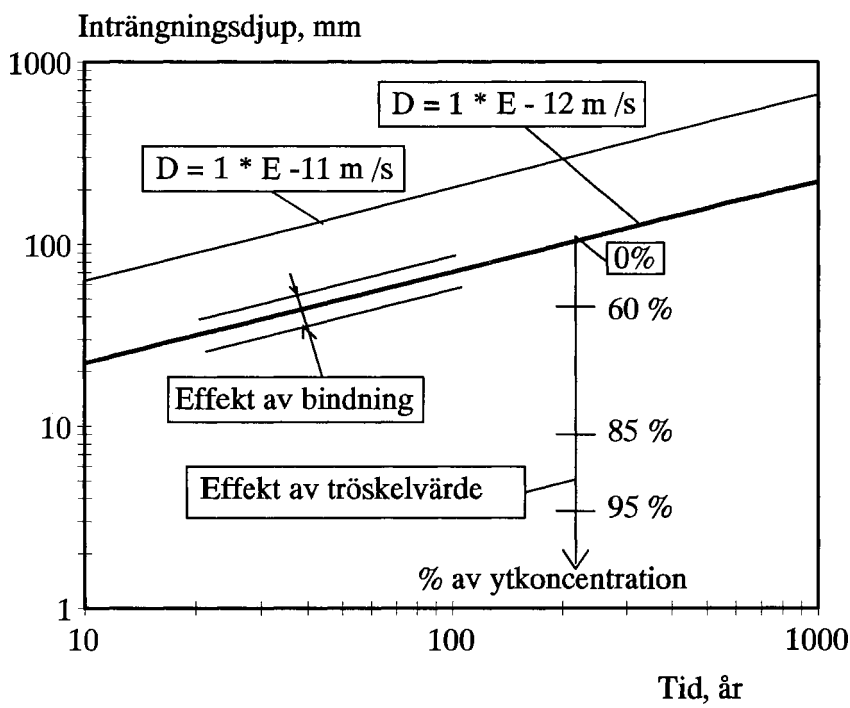
Sammanställning av de olika parametrarnas effekt

Alla de effekter som de olika parametrarna ger på en konstruktions initieringstid finns sammanfattade i figur 7.

Porositeten eller permeabiliteten hos det täckande betongskiktet har primär betydelse för hur fort kloridjoner tränger in i materialet. En förändring av diffusions konstanten med en faktor 10 kommer att ändra inträngningsdjupet för en specifik koncentration med en faktor roten ur 10.

Kloridbindningen däremot har endast mycken liten effekt på hur fort klorider tränger in i betong.

Den största betydelsen på initieringstidens längd har tröskelvärdet. Detta gäller speciellt om tröskelvärdet ligger nära den koncentration som finns i den omgivande miljön.



Figur 7. Figuren illustrerar effekterna av diffusionskonstantens storlek, kloridbindningen och tröskelvärdet. Beräkningstekniskt har teorin om "moving boundry" tillämpats.

Korrosionsperioden

Allmänt

Stål i betong har både ett fysikaliskt och ett elektrokemiskt skydd. Det fysikaliska skyddet begränsar rörligheten hos varierande ämnen runt korrosionsområdet. Det elektrokemiska skyddet fungerar som tidigare nämnts endast under initieringsperioden. Efter en korrosionsinitiering kommer följande faktorer att påverka korrosionshastigheten:

- den kemiska sammansättningen i den vätska som omsluter stålet
- elektrolytens konduktivitet som påverkar kontakten mellan anod - katod
- syre tillgången till katodytan
- temperaturen som påverkar lösligheten för olika ämnen och rörligheten hos dessa. Normalt påverkas också den kemiska reaktionshastigheten.

Kemisk sammansättning hos elektrolyten

Den kemiska sammansättningen blir av avgörande betydelse endast för lågkvalitativa betonger där karbonatiseringsinitiering är möjlig. Varierande pH värden utefter en stålyta kommer nämligen att öka potentialskillnaderna mellan anod och katodytor vilket ökar korrosionshastigheten.

Elektrolytens konduktivitet

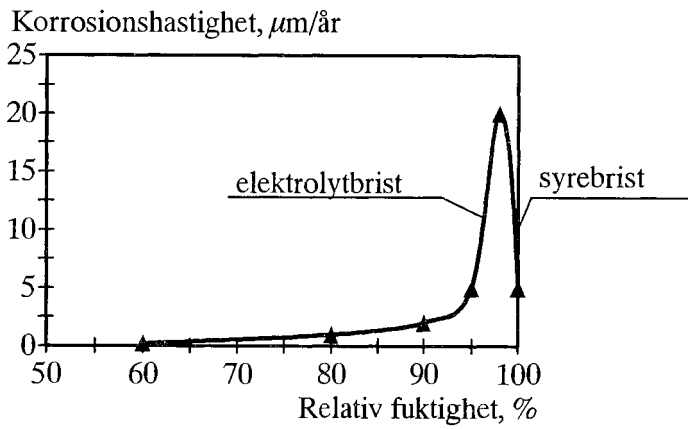
Elektrolyten i betong består utav porvatten vilket ger en relativt konstant konduktivitet för fullständigt vattenmättad betong. Konduktiviteten enligt Gjörv /1977/ förändrades endast med en faktor 2 vid så stora förändringar som en förskjutning av vattencementtalet från 0.70 till 0.40 eller en ökning av kalciumklorid mängden till 4 vikts% av cement innehållet.

För delvis vattenfyllda betonger blir emellertid förhållandena annorlunda. En torr betong kan nämligen hindra kontakten mellan anod och katod varvid korrosionsprocessen avstannar. Detta fenomen kan vi se på betong i ett inomhusklimat där korrosionsprocessen normalt avstannar. I högkvalitativa betonger, vct<0.40, med en stor inre uttorkning kan man också förvänta sig liknande effekter.

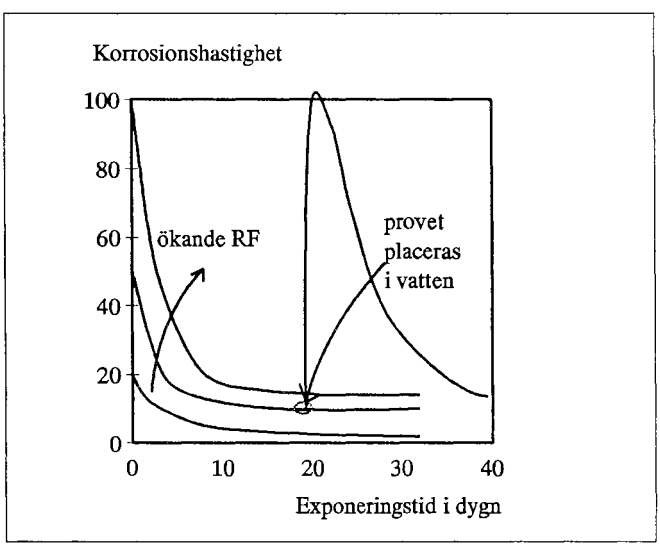
Syre tillgång

Helt vattenfyllda porer i betong kommer att begränsa korrosionshastigheten efter initiering genom att syre inte förmår försörja katodreaktionen, se figur

8. Konstanta miljöförhållanden brukar också vara lågkorrosiva. Exempel på sådan miljöer är konditioneringsrum i laboratorier. Betongkonstruktioner i ett utomhusklimat befinner sig däremot inte i ett konstant klimat även om de är skyddade för regn. Elektrokemiska mätningar har visat att under vissa perioder när temperaturen fluktuerar kommer det vatten som kondenserar på ytan att skapa stora elektrokemiska effekter, se figur 9. Därför kan man förvänta sig att korrosionshastigheten påverkas starkt vid de tillfällen när det sker fuktvariationer i betongtäckskiktet.



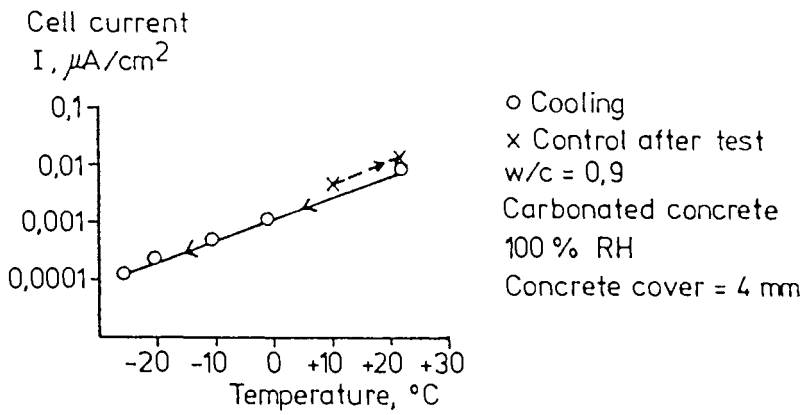
Figur 8. Korrosionshastighet som funktion av relativ fuktighet i karbonatiserad betong, Andrade /1992/.



Figur 9. Schematisk skiss av korrosionshastigheten vid uppfuktning.

Temperatur

De flesta kemiska och elektrokemiska reaktioner ökar i hastighet vid ökande temperatur. Det finns emellertid situationer när detta inte sker till exempel genom att andra begränsade effekter inträder såsom en uttorkning i samband med att temperaturen stiger. Vid i övrigt konstanta förhållanden kan man dock se att de allmänna reglerna är giltiga, vilket innebär att en temperatur ökning på 10 grader fördubblar korrosionshastigheten, se figur 10.



Figur 10. Korrosionshastighet som funktion av temperatur i karbonatiserad betong.

Exempel på tillämpning av teorierna

Cementtypens betydelse på erforderligt täckskikt

En hög halt av slagg eller flygaska i betong ger en lägre diffusivitet för kloridjoner. Vid två jämförbara recepturer har man uppmätt en diffusionskonstant för blandcement innehållande slagg till $2*10^{-13}m^2/s$ och för Portlandcementet till $10*10^{-13}m^2/s$. Motsvarande tröskelvärde kan approximeras till 2 g/l för bland cementet och till 11 g/l för Portland cementet. Extremt höga tröskelvärden, 74 g/l, har visserligen uppmätts för Anläggningscement med vct under 0.40 men fortfarande råder viss osäkerhet på denna punkt varför ett normalvärde utnyttjas i denna jämförelse. I tabell 2 redovisas erforderligt betong täckskikt för dessa två cementtyper för olika initieringstider där ovanstående värden utnyttjats i beräkningen.

Tabell 2. Erforderligt täckskikt för bland cement betong och Portland cement betong vid varierande initieringstider. Om tröskelvärdet 74 g/l använts för Portlandcement betongen hade dessa uppvisat en total immunitet gentemot ett korrosionsangrepp.

Beräknat täckskikt i mm		
Initieringstid i år	Blandcement betong	Portland cement betong
30	20	17
50	25	22
75	30	25
100	35	30

Diffusionskonstant - tröskelvärde - täckskikt

I tabell 1 redovisas några beräknade värden på hur livstiden påverkas av diffusionskonstant, tröskelvärde och betongtäckskikt. Observera att man vid jämförelse av olika betonger måste utnyttja diffusionskonstanterna som gäller efter ca 10 års exponering för att jämförelsen skall bli korrekt. Detta gäller speciellt om man jämför betonger som innehåller höga halter av pozzolan med rena Portlandcement.

*Tabell 1. Beräknade värden på erforderlig diffusionskonstant för 50 och 100 års livslängd på betong med varierande tröskelvärde och täckskikt. Diffusionskonstanten anges i tabellen *E-12* med sorten m^2/s.

Tröskel värde Cl%/C	Livstid år	Betong täckskikt mm					
		20	30	40	50	60	70
0.4	50	0.05	0.1	0.2	0.2	0.5	0.6
	100	0.02	0.04	0.1	0.2	0.2	0.3
1.0	50	0.2	0.3	0.6	1	1.2	1.5
	100	0.1	0.2	0.3	0.4	0.7	1
2.0	50	1	2	2	3	4	5
	100	0.4	1	1.2	1.5	1.5	2

Bropelare i havsvatten

Det första exemplet skall belysa effekten av vad som inträffar på lite längre sikt i en bropelare som står i havsvatten. Vi har idag många möjligheter att analysera vad som sker kemiskt i ett täckande betongskikt. Antag att vi studerar hur långt kloridjonerna trängt in efter 30 år i dels en dålig betong, dels en mycket bra betong, se figur 11. Med en dålig betong menas i detta exempel en normal vattentät betong som vi ofta utnyttjat till enklare brokonstruktioner. Med en mycket bra betong menar vi en betong som tillverkats med exempelvis ett Anläggningscement eller Aalborg Portlands LA cement och där vattencementtalet understiger värdet 0.40.

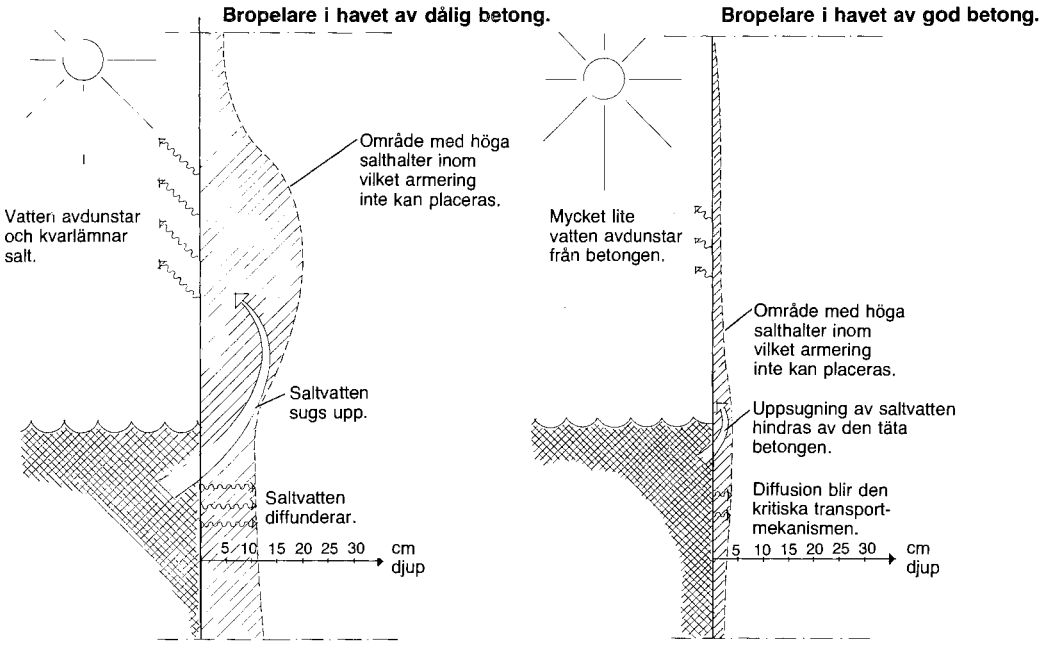
I den dåliga betongen kommer det salthaltiga vattnet att sugas upp precis som i en tvättsvamp och därefter kommer det rena vattnet att avdunsta en bit ovanför vattenytan. På så sätt koncentreras salterna i avdunstningszonen varvid salterna fortsätter att tränga in ännu djupare i betongen. Vi kan efter 30 år se en betydande uppsprickning av täckskiktet eftersom vi inte skiljer på det täckande betongskiktet på delar som ligger strax ovanför vattenytan. Normalt ligger således armeringen i en mycket korrosiv betong redan efter så kort tid om man väljer ett felaktigt recept.

Den täta betongen är så tät att vatten svårligen transporteras i den. På så sätt hindras det salthaltiga vattnet att sugas upp och koncentreras över vattenlinjen. Den dimensionerande transportmekanismen blir den rena diffusionen under vattenytan, vilket i detta fall är en mycket långsam process. Vi kan också konstatera att det är endast ett mycket tunnt ytskikt som är korrosivt i detta exempel.

Kantbalkar på broar

I figur 12 visas en schematisk genomskärning av en brokonstruktion. Vi kan konstatera att hela konstruktionsbetongen skyddas med ett tätande membran och saltvattnet avleds med rör och rännor. Kantbalkarna är svåra att skydda med membran men många har provat hydrofoberande kemikalier med god verkan under några år. Svårigheten med olika kemikalier är att betong i sig själv innehåller mycket starka kemikalier som påverkar andra ämnen starkt. Det bästa skyddet är naturligtvis en mycket bra betong.

Avisningssalter är också farligare än havsvatten eftersom saltkoncentrationen är ungefär 10 gånger högre i smältvattnet. På så sätt kommer inträngningen att gå 10 gånger snabbare jämfört med konstruktioner utsatta för havsvatten. Å andra sidan saltar vi inte våra konstruktioner alla dagar utan ett fåtal

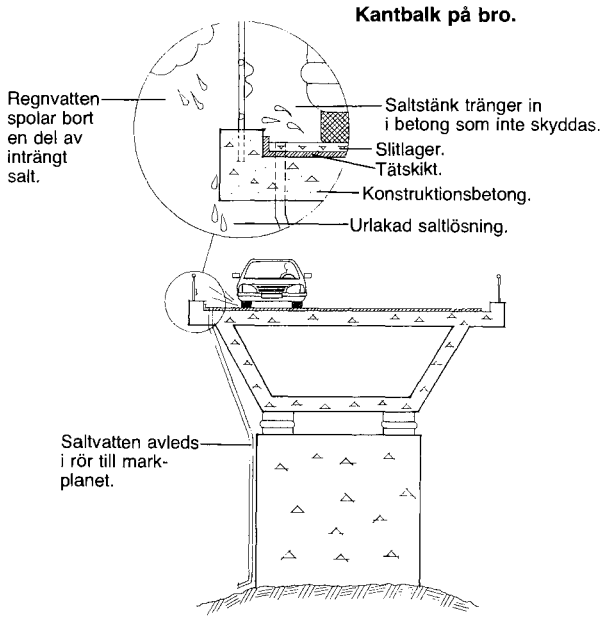


Figur 11. Schematisk skiss av kloridprofilen i en betong med låg respektive hög kvalitet .

vinterdagar. Sommartider kommer regnvattnet att lösa ut de höga salthalterna i ytan och på så sätt mildra angreppet. Det är således en fråga om hur ofta man saltar och hur ofta det regnar. Det viktigaste är som tidigare att hindra inträngningen med en extremt tät betong. Det skulle inte heller skada om denna konstruktionsdel blev lätt utbytbar i framtiden.

Ölandsbron

Ett belysande exempel på just effekten av betongkvalitet på en bro som utsätts för såväl havsvatten som salter är Ölandsbron. Bropelarna fick från begynnelsen en synnerligen dålig kvalitet och vi vet att man nu måste reparera dessa. Kantbalkarna på samma bro fick en något bättre kvalitet än vad man normalt utnyttjade till brobetonger. Dessa håller än idag fastän de utsätts för en mycket korrosivare miljö än själva pelarna. Vi har nyligen också fått förmånen att studera de nya lagningarna till de gamla pelarna. Undersökningarna visar att dessa kommer att hålla i ca 150 år innan man behöver vidtaga några reparationsåtgärder igen. Det är bara att lyckönska Vägverket till en bra reparation.



Figur 12. Skiss över korrosionsförhållandena i en kantbalk

Referenser

Sandberg, P. Kloridinitierad armeringskorrosion i betong, University of Lund 1992, Building Materials, TVBM-7032.

Sandberg, P. Personlig kommunikation, uppgifter från arbetsrapport Träslövsläge, University of Lund 1992, Building Materials.

Arfvidsson and Hedenblad. Calculation of moisture variation in concrete surfaces, University of Lund 1991, Building Materials & Building Physics.

Kjaer, U. Concrete for the fixed link across the Great Belt - Store Bält, Dansk Beton , No 4, 1990.

Byfors, K. Chloride initiated reinforcement corrosion. Swedish Cement and Concrete Research Institute, Report 1:90, Stockholm 1990.

Lambert, Page and Vassie. Investigations of reinforcement corrosion. 2. Electrochemical monitoring of steel in chloride-contaminated concrete. Materials and Structures, Vol. 24, No. 143, 1991.

Pettersson, K. Corrosion threshold value and corrosion rate in reinforced concrete, CBI Report 2:92, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1992..

Pettersson and Woltze. Fältförsök beständiga marina betongkonstruktioner, Delrapport 1, Rapport nr 92057, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1992.

Fidjestöl och Nielsen. Field test of reinforcement corrosion in concrete. ACI Publication SP-65, Performance of concrete in marine environment, 1980.

Bergström och Holst. Korrosionsrisken vid användning av kalciumklorid i betong. Statens nämnd för byggnadsforskning, rapport 60, Stockholm 1960.

Gjörv, Vennesland och El-Busaidy. Electrical resistivity of concrete in the oceans. The 9 th annual offshore technology conference in Houston, May 2-5 1977.

Andrade C. Personlig kommunikation, Instituto Eduardo Torroja. Madrid 1993.

Bestemmelse af diffusivitet for forskellige betonkvaliteter

Ervin Poulsen, AEC. Staktoften 20, DK-2950 Vedbæk

Sammenfatning

Ved proportionering af beton til bærende konstruktioner i marint miljø tilstræbes det, at betonen dels får nærmere definerede egenskaber og dels at betonen mindst kan bevare disse egenskaber i en ønsket levetid.

I nærværende artikel omtales en speciel egenskab hos beton, nemlig den chloridbremsende evne. Herunder gennemgås følgende:

- Hvorledes kan chloridindtrængning i beton i marint miljø estimeres?
- Hvordan måles chloridindtrængning i beton i marine konstruktioner?
- Hvilke muligheder er der for at proportionere beton, således at tilstræbt chloridbremsende evne opnås?

Baggrund

Chloridindtrængning i beton har tidligt været erkendt som et problem for armerede betonkonstruktioners holdbarhed i marint miljø, [1]. Det var dog først i begyndelsen af 1970'erne, at diffusion af chloridioner i beton blev tilgængelig for beregning, idet *Collepardi,* [2] og [3], opstillede de matematiske modeller for indtrængning af chlorider i beton ved diffusion og dokumenterede, at *Ficks love* med god tilnærmelse kunne modellere chloridindtrængning i beton ved diffusion. Ved hjælp af disse matematiske modeller blev det muligt at beregne chlorids indtrængning i beton ved diffusion. Det betød, at konsekvenserne for armerede betonkonstruktioner i marint miljø kunne estimeres med større sikkerhed end tidligere.

Chloridindtrængning i beton efter disse modeller, [4], indgik i Statsbroen Storebælts forarbejder til en bro over Storebælt sidst i 1970'erne. Ved udarbejdelse sidst i 1980'erne af krav til beton i konstruktioner for den faste forbindelse over Storebælt har Ficks love dannet det teoretiske grundlag, som sammen med undersøgelse af forskellige betonsammensætninger, har givet A/S Storebæltsforbindelsen mulighed for et konsistent kravsæt til betonen, baseret på ønsket om en levetid på mindst 100 år, [5].

Ved udarbejdelse af betonbeskrivelsen for beton i konstruktioner til den faste forbindelse over Storebælt gennemførte A/S Storebæltsforbindelsen betonundersøgelser for at optimere krav til betonens delmaterialer og sammensætning. Desuden har A/S Storebæltsforbindelsen i 1992 igangsat et eksperimentelt undersøgelsesprogram, som har til hensigt at dokumentere, hvad der i praksis er opnået af chloridbremsende evne hos den valgte beton.

Chloridkilder

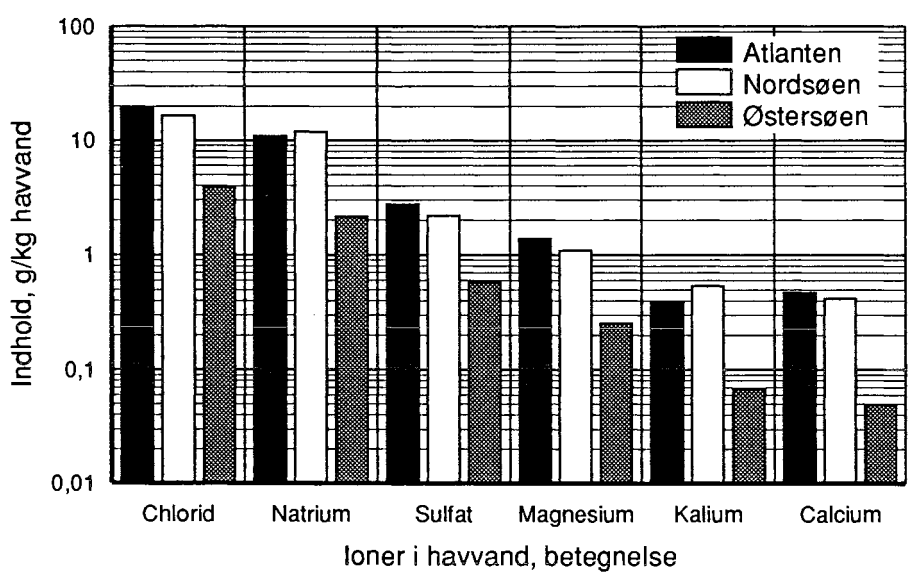
Chlorid kan tilføres beton ved blandeprocessen som urenheder eller med chloridholdige tilsætningsstoffer. Der har i de senere år været fokuseret på rustskader som følge af chloridtilsætning til beton. Det har medført, at betonnormer ikke længere tillader tilsætning af chlorid til beton. Desuden kræver mange betonbeskrivelser, at det ved prøvning dokumenteres, at betons indhold af chlorider er passende lavt.

Chlorid i beton findes dog fortsat i marine konstruktioner, hvor chlorid trænger fra havvand ind i betonen. Indtrængningshastigheden afhænger blandt andet af betonens tæthed samt af havvandets chloridkoncentration og temperatur.

Havvand

Havvand og brakvand indeholder stoffer, der er aggressive over for beton og dens armering; specielt medfører chlorider kraftig korrosion på armering i beton, hvis betingelserne herfor ellers er til stede, dvs. passende høj chloridkoncentration i beton omkring armering, tilstrækkelig fugtighed og mulighed for tilførsel af oxygen.

Havvands chloridindhold varierer både fra sted til sted og med dybden under havoverfladen. Kystvand har normalt et lavt chloridindhold, medens stillestående, dyberestående havvand har et højere saltindhold. Dette gælder også for Øresund. Typisk, gennemsnitligt indhold af ioner i havvand fremgår af figur 1, som er gengivet efter DIN 4030-1969, [6].



Figur 1. Oversigt over gennemsnitligt indhold af ioner i typiske havområder. Forholdet mellem tilsvarende ionkoncentrationer er næsten ens i alle havområder, på nær udprægede brakvandsområder. Gengivet efter DIN 4030-1969, [6].

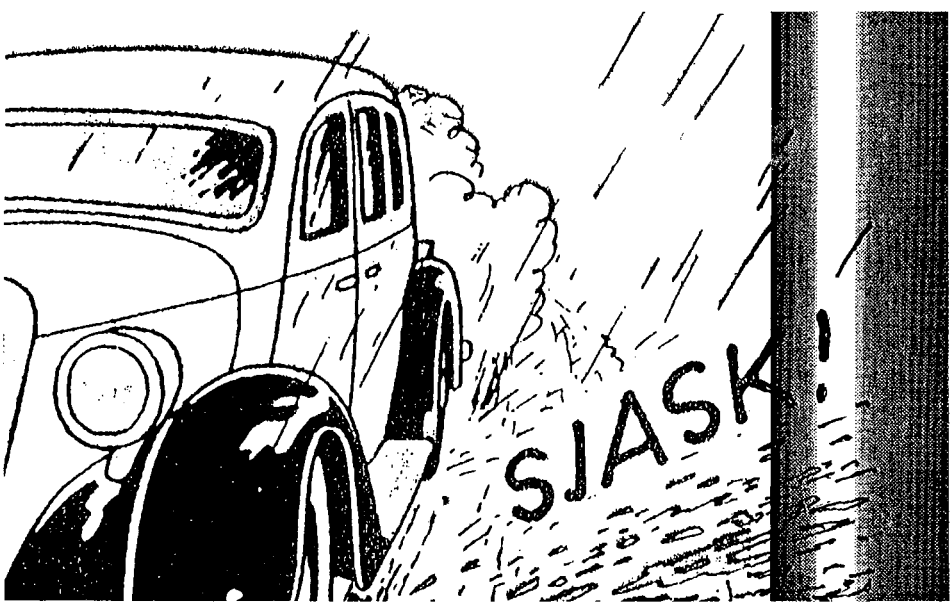
Havvand indeholder også gasser, både fri oxygen O_2 og fri, aggressiv carbondioxid CO_2. Indholdet af fri oxygen er en nødvendig betingelse for armeringskorrosion, men indholdet aftager væsentligt med afstanden under havoverfladen. Derfor kan man dybt under havoverfladen finde armering i chloridholdig beton, uden at armeringen har væsentlig rustdannelse.

Tilstedeværelsen af fx magnesiumsulfat i havvand kan påvirke tætheden af betonoverfladen, idet både Mg^{++} og SO_4^{--} reagerer med den hærdnede cementpastas komponenter. Reaktionsproduktet udfældes i kapillarporer og kan derved tætne betonoverfladen. Der kan således være forskel på den hastighed, hvormed chlorid trænger ind i beton, der er påvirket af havvand eller tøsalt, alt andet lige.

Tøsalte

Der foregår glatførebekæmpelse af trafikanlæg med chloridholdige tøsalte. Disse chloridholdige tøsalte er ofte til gene for miljøet. Betonkonstruktioner, hvis beton ikke er proportioneret til at modstå chloridindtrængning, får ofte en ganske kort levetid. Derfor anvendes chloridfrie tøsalte, som fx urea, mere og mere til direkte glatførebekæmpelse på større anlæg af betonbroer. Det medfører imidlertid ikke, at man kan se bort fra trafikbårne chlorider.

Brokonstruktioner af beton, som glatførebekæmpes med chloridholdige tøsalte, vil blive udsat for såvel vandbårne som luftbårne chlorider. Smeltevand fra glatførebekæmpelse har ofte en meget høj chloridkoncentration. På grund af denne høje chloridkoncentration kan der blive tale om store chloridindtrængningshastigheder.



Figur 2. Bropiller, nær trafikbaner, vil i frost/tø-perioder blive udsat for luftbårne chlorider som følge af trafiksprøjt. Chloridindholdet bliver stort ved opvædning og udtørring med diffusion. Bilsprøjt frit efter Hergé.

Chloridindtrængning i beton

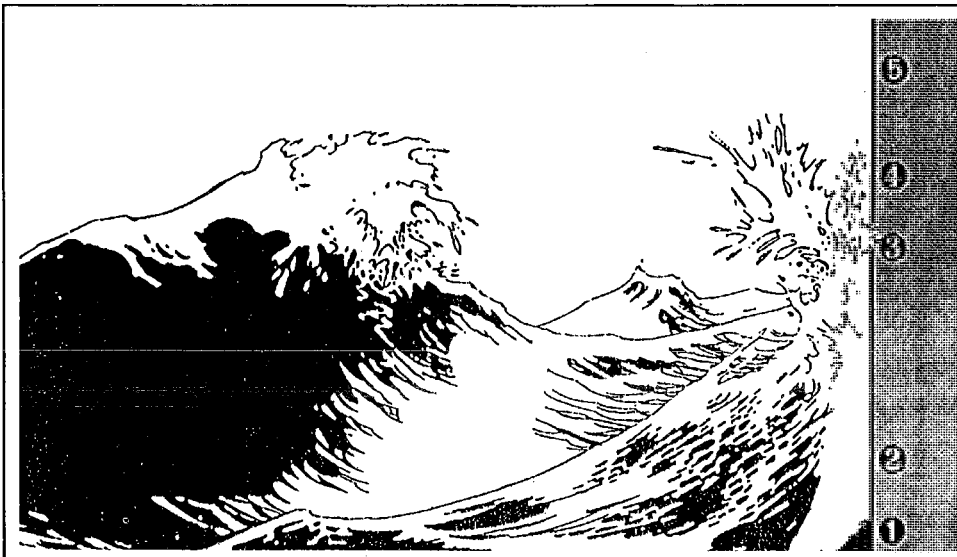
Chlorid, trængt ind i beton, befinder sig dér i forskellige bindingstilstande:

- *Fri chlorid,* opløst i betonens porevæske.
- *Fysisk bundet chlorid,* adsorberet til cementgelens overflade.
- *Kemisk bundet chlorid,* i aluminatholdige faser i cementgelen.

Kun chlorid, der er opløst i porevæsken kan være aggressiv over for betons armering. De kemisk bundne chlorider er hårdt bundne, men de fysisk bundne chlorider kan let frigives, fx i tilfælde, hvor indholdet af chlorider i porevæskens mindskes markant. De kemisk bundne chlorider kan dog også frigives, fx hvis betonen carbonatiserer, [7].

Frie chlorider i porevæsken kan transporteres gennem helt eller delvist fyldte kapillarporer, blot der er en drivende kraft, dvs. et potential. Transporthastigheden for chloriden afhænger af potentialets størrelse og modstanden i kapillarporerne mod chloridtransporten. Kapillarporer varierer meget i dimension med *v/c*-forholdet, anvendt cementtype og indhold af mikrosilica og/eller flyveaske. Alt andet lige er betons *v/c*-forhold og betonarbejdets udførelse de styrende parametre for betonens indbyggede modstand mod indtrængning af chlorid.

Beton er blevet tilsat polymér, [8] og [9], for at øge chloridbremsningen. Det har dog ikke praktisk betydning, bortset fra for reparationsmørtler.



Figur 3. Betonkonstruktioner i marint miljø udsættes for både vand- og luftbårne chlorider fra havvand. Alle transportformer for chlorid kan forekommer: Diffusion (1), permeation (2), kapillarsugning (3), opvædning med udtørring (4) samt kapillarsugning med fordampning (5). Bølger frit efter Daniel Herotin.

Transportformer for chlorid

Chlorider i en betonkonstruktions omgivelser vil søge at trænge ind i betonen, hvis der er kontakt mellem beton og chlorider og betonen er passende fugtig. Chloridene kan have følgende, principielt forskellige transportformer i beton:

- *Kapillarsugning,* dvs. vandindtrængning i tør beton som følge af hårrørsvirkning. Chlorid følger med vandindtrængning. Det er forskellen i fugt mellem betonen og dens omgivelser, der er den drivende kraft. Kapillarsugning standser, når beton er blevet vandmættet.
- *Opvædning og udtørring.* Et specialtilfælde med vandindtrængning i beton ved kapillarsugning med efterfølgende udtørring. Chlorid følger vandindtrængning, men ikke fordampning. Derfor sker der en opkoncentrering af chlorid i betonen.
- *Permeation,* dvs. vandtrængning i beton som følge af hydraulisk trykforskel. Chlorid følger vandindtrængning.
- *Diffusion,* dvs. indtrængning i fugtig beton som følge af Brownske bevægelser. Det er forskel i chloridkoncentration mellem beton og omgivelser, der er det drivende potential.
- *Elektro-migration,* dvs. indtrængning af chlorid i beton som følge af en elektrisk potentialforskel mellem beton og omgivelser (findes fx ved vagabonderende strømme, jvf. [10]).

Laboratorieforsøg med chloridindtrængning i beton viser, at den dominerende transportform for chlorid i beton er diffusion bortset fre elektro-migration, når *v/c*-forholdet er under 0,40, alt andet lige.

Diffusion

Når betons kapillarporer er helt eller delvist væskefyldte og beton er i kontakt med havvand, trænger chlorid ind i beton ved diffusion. Diffusionen forårsages af den forskel, der er i chloridkoncentration mellem havvand og betons porevæske. Chlorid bevæger sig (Brownske bevægelser) altid mod mindre koncentrationer, dvs., at koncentrationsforskelle søges udjævnet. Derfor søger chloridionerne ind i betonens kapillarporer.

Chloridionernes dimension er af størrelsesordenen 0,2 nm, dvs. ca. 2 Å, medens kapillarporer er af størrelsesordenen 2 nm til 5 µm, dvs. fra 20 Å til 50.000 Å; der er altså rigelig plads, selv i en »tæt« beton.

Chloriddiffusion er betydelig, selv om *v/c*-forholdet er under 0,40. Ved vandfyldte kapillarporer er kapillarsugningen nul og er *v/c*-forholdet under ca. 0,40 vil chloridtransport ved permeation være ubetydelig i forhold til chloridtransport ved diffusion.

I tør beton kan der ikke ske chloridtransport, men udendørs beton er dog aldrig tør.

Chloridprofil

Beskrivelse af den øjeblikkelige chloridfordeling i et overfladelag af en betonkonstruktion sker ved et chloridprofil. Et chloridprofil er en graf over betonens chloridkoncentration versus afstanden til betonoverfladen.

Et chloridprofil kan normalt beskrives ved tre parametre, nemlig C_s, der er chloridkoncentrationen i betonoverfladen, C_i, der er betonens chloridkoncentration i det indre og D, der er betonens chloriddiffusionskoefficient og på en måde beskriver chloridprofilets »fald« ind i betonen.

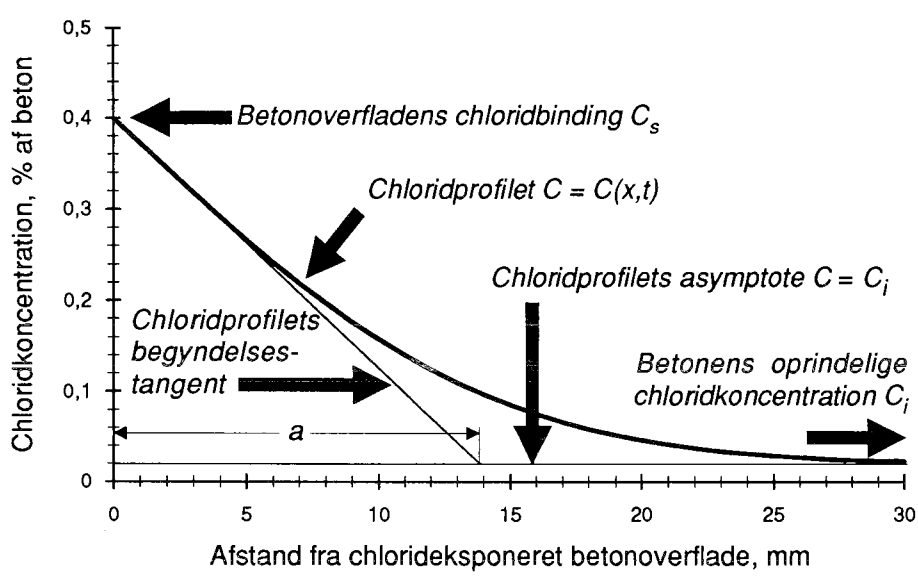
Der findes dog chloridprofiler, hvis forløb er mere komplicerede end det her beskrevne. Det skyldes særlige forhold som fx, at betonen er carbonatiseret i overfladen, hvorved chloridbindingen mindskes betydeligt i det carbonatiserede område. Det kan også ske, at betonoverfladen har større defektintensitet end længere inde, således at chloridindtrængning foregår lettere til at begynde med end senere.

Ficks første lov for diffusion

Fick opstillede i 1855 det matematiske grundlag for diffusion. Først i 1972 blev denne teori anvendt på chloriddiffusion af *Collepardi,* [2] og [3].

Forudsætningerne for Ficks diffusionsteori er, at chloridtransporten pr. arealenhed pr. tidsenhed (fluxen) F er ligefrem proportional med forskellen i chloridkoncentrationen pr. længdeenhed $\partial C/\partial x$ i betonen, dvs. tangenthældningen i det pågældende punkt af chloridprofilet; det er den simpleste sammenhæng, hvis der skal være nogen. Dette kan matematisk formuleres på følgende måde:

$$F = -D \cdot \frac{\partial C}{\partial x}$$



Figur 4. Principskitse af et normalt chloridprofil i beton, bestemt ved tre parametre C_s, C_i og D_o. Diffusionskoefficienten D_o bestemmer profilets »fald« ind i betonen, alt andet lige.

Det negative fortegn angiver, at chloridtransport sker fra større mod mindre chloridkoncentration. Proportionalitetskoefficienten D benævnes betons diffusionskoefficient for chlorid. Denne simple afhængighed omtales i den tekniske litteratur som *Ficks første lov for diffusion.*

Ficks anden lov for diffusion

Når chloriddiffusion foregår i beton, vil der ske en ændring af materialets chloridkoncentration C med tiden t i ethvert punkt x; i hvert tilfælde til at begynde med. Der er altså tale om en ikke-stationær tilstand, hvor chloridkoncentrationen i ethvert punkt af betonen vokser (eller ændrer sig).

På længere sigt kan der opnås en *stationær tilstand,* dvs. at chloridkoncentrationen C et givet sted i betonen forbliver konstant. Det betyder, at man har, at $\partial C/\partial t = 0$. Det er imidlertid et specialtilfælde, som ikke har interesse for chloridindtrængning i beton, udsat for havvand.

Den *ikke-stationære tilstand* beskrives ved følgende partielle differentialligning, jvf. [5]:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(D \cdot \frac{\partial C}{\partial x}\right)$$

Helt almindeligt vil diffusionskoefficienten være en funktion af stedet x i betonen, af tiden t og af betonens chloridkoncentration C det pågældende sted, dvs., at man har $D = D(x,t,C)$. I mange simple tilfælde vil diffusionskoefficienten imidlertid med passende tilnærmelse kunne regnes at være konstant $D = D_o$, dvs. uafhængig af x, t og C. Derved findes:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_o \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Denne simple partielle differentialligning er i den tekniske litteratur kendt under navnet *Ficks anden lov for diffusion.* Forudsætningerne for at anvende denne diffusionsligning er altså, at diffusionskoefficienten er konstant, dvs.:

- Materialet, hvori stofdiffusion skal ske, skal være permeabelt og homogent (dvs. ens i alle punkter).
- Materialet må ikke ændre sine diffusionsegenskaber med tiden eller med stofkoncentrationen.
- Der må ikke ske en kemisk reaktion eller en fysisk binding mellem det permeable materiale og det diffunderende stof.

Disse forudsætninger er ikke umiddelbart opfyldt for chloriddiffusion i beton. Når det alligevel er muligt at anvende Ficks anden lov for chloriddiffusion i beton, fx ved prøvningsmetoder for betons diffusivitet, skyldes det, at man under prøvningen har tilpas lille variation i D til, at man kan få passende gode resultater ved at forudsætte Ficks anden lov gældende.

Skal man anvende Ficks anden lov på chloriddiffusion i beton over en længere periode, må der foretages passende korrektioner for variationer i D eller man må anvende Ficks anden lov i dens generelle form, [16].

Klassisk løsning til Ficks anden lov

I det specielle tilfælde, at diffusionskoefficienten er konstant, $D = D_o$, findes der en færdig løsning til Ficks anden lov:

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \cdot \operatorname{erfc} \frac{x}{\sqrt{4 \cdot t \cdot D_o}}$$

Angående C_i og C_s, se figur 4. Funktionen $y = \operatorname{erfc} z$, der er defineret ved:

$$\operatorname{erfc} z = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \cdot \int_0^z \exp(-\zeta^2) \cdot d\zeta$$

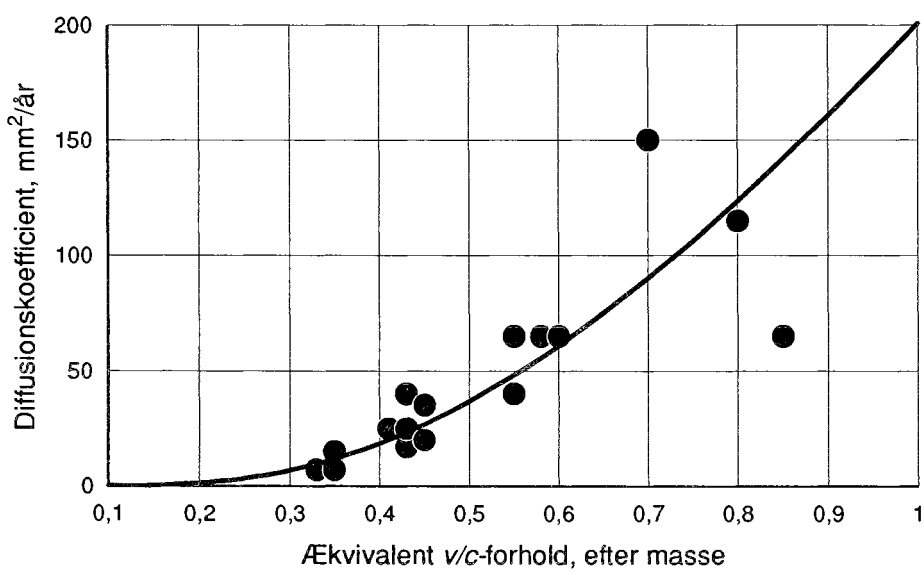
findes tabelleret i matematiske håndbøger, fx [12]. Da man har, at:

$$\frac{\partial}{\partial x} C(x,t) = -\frac{C_s - C_i}{\sqrt{\pi \cdot t \cdot D_o}} \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{4 \cdot t \cdot D_o}\right)$$

betyder det, at tangenten i chloridprofilets begyndelsespunkt, dvs. for x = 0, vil afskære et stykke a af asymptoten $C = C_i$, som er:

$$a = \sqrt{\pi \cdot t \cdot D_o}$$

Heraf ses, at a vokser med kvadratroden af D_o, alt andet lige, jvf. figur 4. Måles a på et chloridprofil, kan man beregne diffusionskoefficienten D_o.



Figur 5. Værdier af betons diffusionskoefficient, [12], i afhængighed af det ækvivalente v/c-forhold med aktivitetsfaktor k_{MS} = 2,0 for mikrosilica, men uden oplysninger om aktivitetsfaktor for flyveaske. Måling af diffusionskoefficient er sket ved en temperatur på ca. 20 °C.

Betons chloriddiffusionskoefficient

Der er foretaget en del forsøg på at relatere betons diffusionskoefficient til *v/c*-forholdet. Det gælder både resultater fra konstruktioner og fra laboratorieprøver. Figur 5 viser observationer fra en sådan undersøgelse,[12]. Her er der anvendt en aktivitetsfaktor k_{MS} = 2,0 for mikrosilica, men der er ikke oplysninger om aktivitetsfaktoren for flyveasken.

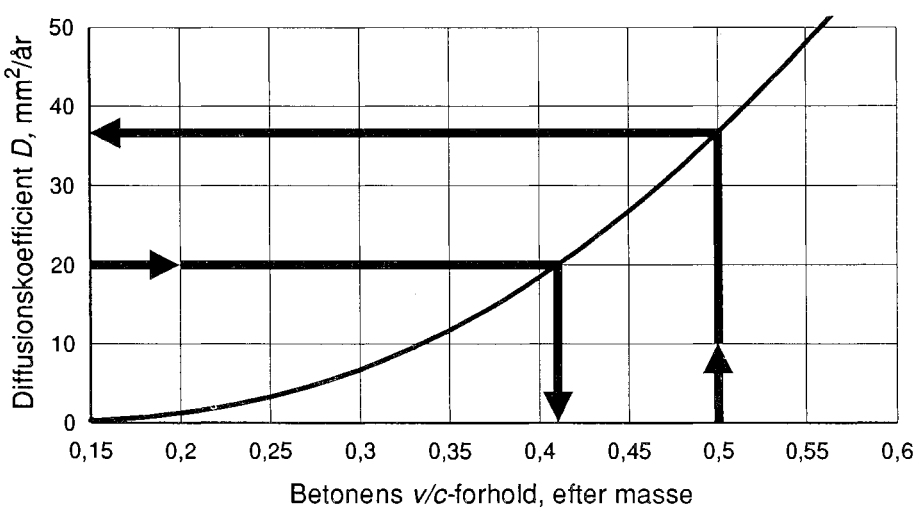
Denne analyse dækker beton med ækvivalente *v/c*-forhold ned til ca. 0,35. For beton som fx i de planlagte konstruktioner for den faste forbindelse over Øresund vil man være interesseret i diffusionskoefficienter, som ikke er over ca. 10 mm²/år. Derfor dækker denne undersøgelse ikke helt det interessante område. Der er dog endnu for få undersøgelser til fuld belysning af diffusionskoefficientens afhængighed af betons *v/c*-forhold.

Generelt kan man formulere afhængigheden mellem betons diffusionskoefficient *D* og betons *v/c*-forhold på følgende måde:

$$D = \gamma \cdot \exp\left[-\left(\frac{\beta}{v/c}\right)^{\alpha}\right]$$

hvor parameterne α, β og γ skal fastsættes ved (ikke-lineær) regressionsanalyse af de foreliggende observationer. I figur 5 er det, for at få en simpel formel, valgt at sætte $\alpha = 0{,}5$. Derved fås $\beta = 16{,}85$ og $\gamma = 12175$ mm²/år.

Aktivitetsfaktorer. Ved tilsætning af flyveaske og mikrosilica til beton med det formål at formindske betonens diffusionskoefficient, skal aktiviteten af disse tilsætninger kendes i forhold til den anvendte cement. En simpel må-



Figur 6. Af en funden relation mellem v/c og D ses det i et givet tilfælde, at v/c = 0,5 medfører D = 37 mm²/år for en beton uden mikrosilica. Ved tilsætning af mikrosilica tænkes det, at man finder D = 20 mm²/år. Hertil svarer v/c = 0,41, som derefter defineres som det ækvivalente v/c-forhold for den pågældende beton. Af den pågældende betons sammensætning kan man derefter beregne aktivitetsfaktoren for mikrosilika.

de at tage aktiviteten i regning, men derfor ikke nødvendigvis en korrekt måde, er at indføre begrebet betons *»ækvivalente cementindhold«*. Herved forstås følgende:

Fjernes hele tilsætningen fra fx 1 m³ beton med en given diffusionskoefficient og erstatter man tilsætningen med en så stor cementmasse, at der derved opnås samme diffusionskoefficient, er aktivitetsfaktoren for tilsætningen forholdet mellem erstatningscementen og massen af den fjernede tilsætning.

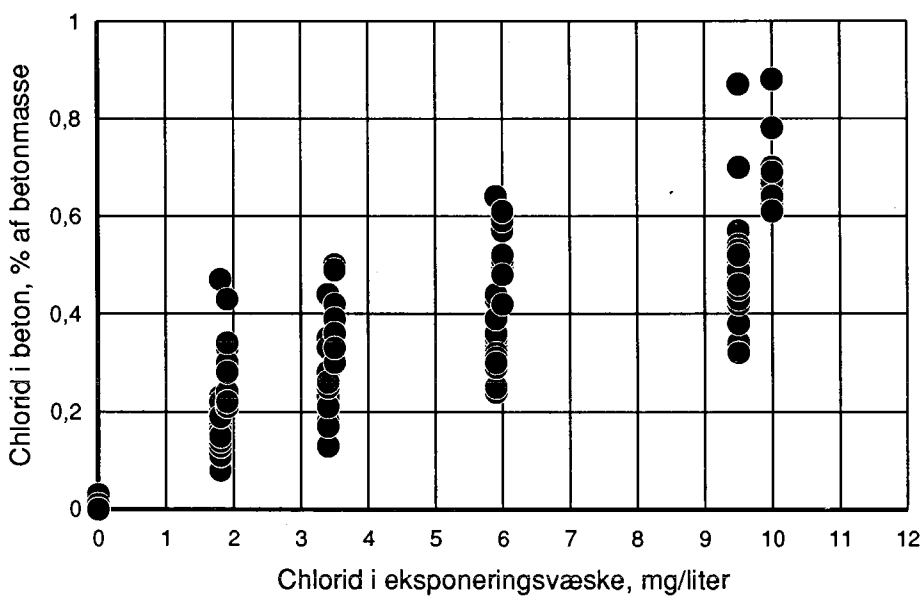
Ækvivalent v/c-forhold. For en fler-pulverbeton kan det være nødvendigt at arbejde med begrebet »ækvivalent *v/c*-forhold« for den pågældende beton, givet ved følgende generelle definition:

Ved det ækvivalente v/c-forhold for en given beton forstås den værdi af v/c-forholdet for en tilsvarende beton, hvor den givne betons pulver er erstattet med en sådan cementmængde, at denne beton, med ellers identiske delmaterialer, har samme diffusionskoefficient som den givne beton.

Dette er illustreret i figur 6.

Chloridbinding i betons overflade

Af den chlorid, som trænger ind i beton, forbliver noget opløst i betonens porevæske og diffunderer videre ind i betonen. En del chlorid bindes derimod kemisk eller fysisk til cementens og eventuelle puzzolaners hydratiseringsprodukter. Den chloridmængde, som bindes, afhænger af cementens og de eventuelle puzzolaners chloridbindingsevne. Chloridbindingsevnen kan



Figur 7. Chloridindhold i tynde betonskiver af forskellig sammensætning, nedsænket i vandbad med chloridholdigt vand. Andre parametre end chlorid i eksponeringsvæske har betydning, jvf. [13]. Kilde: AEC.

variere meget med cementtypen og tilstedeværelsen af puzzolaner, men også andre parametre har betydning, fx følgende:

- Omgivelsernes chloridkoncentration.
- Anioner, som sulfat og carbonat.
- Kationer, som calcium, kalium og natrium.
- Temperatur.
- Porevæskens pH-værdi.

Det skal her specielt bemærkes, at carbonatiseret beton ikke binder chloridioner. Når derfor chloridholdig beton carbonatiserer, så frigøres de tidligere bundne chlorider, således at chloridkoncentrationen øges i den carbonatiserede betons porevæske. Det betyder, at der vil foregå en »sekundær« chloriddiffusion fra carbonatiseret beton mod den ucarbonatiserede betons porevæske, hvor chloridkoncentrationen er mindre, [7].

Der er udført mange undersøgelser for at kunne fastslå, hvorledes man kan estimere værdien af betons chloridbinding på overfladen, [13]. Man er dog i dag ikke længere end, at der stadig er stor usikkerhed med estimering af betonoverfladers chloridbinding. Derfor er laboratorieundersøgelser fortsat nødvendige i konkrete tilfælde, fx ved betonproportionering, hvor værdien af C_s skal kendes.

Kritisk chloridkoncentration

Når chloridkoncentrationen i beton umiddelbart op til en armeringsstang bliver tilstrækkelig stor, vil betonen ikke længere beskytte armeringen mod korrosion. Den chloridkoncentration, som er tilstrækkelig til at ophæve armeringens passivitet benævnes *den kritiske chloridkoncentration* C_{cr}.

Fordi betonens chloridkoncentration umiddelbart op til armering bliver større end den kritiske værdi, så behøver armeringen ikke nødvendigvis at ruste det pågældende sted; andre betingelser som fx tilstedeværelse af fugt og oxygen samt katode/anode-forholdet kan være afgørende, jvf. [14].

Der er ikke tale om en skarp grænse for C_{cr}. Ofte anvender man derfor kriterier, baseret på engelske undersøgelser [15] af ucarbonatiseret beton

Chloridkoncentration % af betonens pulvermasse	Sandsynlighed for armeringskorrosion
Under 0,4	Kan negligeres
0,4 – 1,0	Er mulig
1,0 – 2,0	Er sandsynlig
Over 2,0	Er sikker

Figur 8. Almindeligt accepterede værdier for kritisk chloridkoncentration i ucarbonatiseret beton omkring sort stål. Tabellen illustrerer, at den kritiske chloridkoncentration i beton ikke er en fast værdi; den styres af andre parametre end betons pulvermasse, jvf. [14]. Værdierne er baseret på en engelsk undersøgelse, [15].

fra marine, armerede betonkonstruktioner, jvf. figur 8. Det er i dag et almindeligt accepteret rustkriterium for ucarbonatiseret, slapt armeret beton uden mikrosilica eller flyveaske, at risiko for armeringskorrosion kan negligeres, når $C \leq 0{,}4$ % af pulvermassen. For spændbeton gælder dog andre og lavere værdier.

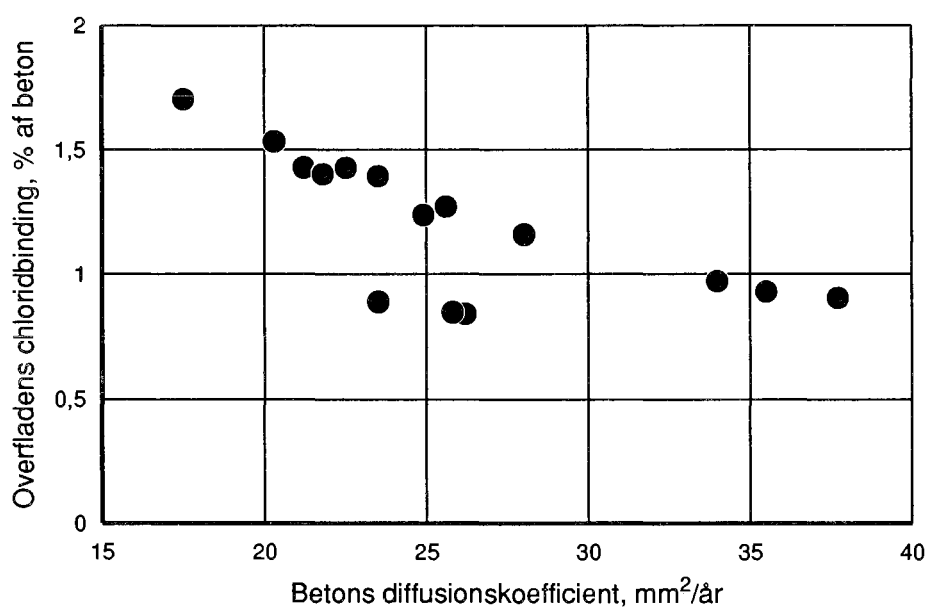
Fastsættelse af den kritiske værdi af betons chloridkoncentration har stor betydning for beregning af betonkonstruktioners levetid, men C_{cr} afhænger af mange forhold. Der er ikke tale om en materialekonstant med en fast værdi for beton, jvf. [14].

Ved skadeanalyse anvender man ofte en forudsætning om, at den kritiske chloridkoncentration er $C_{cr} = 0{,}05$ % af betonmassen, da man sjældent i praksis kender betonens pulverindhold. Dette kriterium har vist sig brugbart ved orienterende skadeanalyser, men duer ikke til videregående analyser.

Førsteårsindtrængning

Det viser sig, at chloridbinding C_s og diffusionskoefficienten D_o er korrelerede størrelser, jvf. figur 9. Derfor kan en betons diffusivitet ikke vurderes alene ud fra kendskabet til betonens diffusionskoefficient. Det er imidlertid praktisk kun at have én parameter, når der skal foretages en bedømmelse. Det viser sig muligt at definere en størrelse, »førsteårsindtrængningen« K_1, som indeholder både D_o og C_s således, at man bekvemt kan foretage en bedømmelse alene ud fra K_1.

Det, som har interesse for bedømmelse af sandsynligheden for armeringskorrosion, er ikke selve chloridprofilet, men hvor hurtigt den kritiske



Figur 9. Sammenhørende værdier for diffusionskoefficient og overfladens chloridbinding for beton af ens type og med v/c-forhold under 0,40. Andre sammensætninger kan give andre korrelationer. Kilde: AEC.

chloridkoncentration C_{cr} trænger ind i beton og opbygges ved armeringen.

I løsningen til Ficks anden lov for et halvuendeligt betonmassiv:

$$C(x,t) = C_i + (C_s - C_i) \cdot \mathrm{erfc}\,\frac{x}{\sqrt{4 \cdot t \cdot D_o}}$$

sættes $C(x,t) = C_{cr}$ og $x = x_{cr}$. Derved kan udtrykket ordnes og gives følgende form:

$$x_{cr} = K_1 \cdot \sqrt{t}$$

Faktoren i denne kvadratrodsformel K_1 har formen:

$$K_1 = \sqrt{4 \cdot D_o} \cdot \mathrm{erfc}^{-1}\left(\frac{C_{cr} - C_i}{C_s - C_i}\right)$$

Denne parameter benævnes betonens førsteårsindtrængning. Sætter man nemlig $t = 1$ år, medfører det, at $K_1 = x_{cr}$. Indtrængningen det efterfølgende år vil da være $x_{cr} = K_1 \cdot \sqrt{2}$. Enheden for K_1 er mm/√år, hvis indtrængningen måles i mm og eksponeringstiden måles i år.

Man kan i stedet for ovenstående udtryk anvende tilnærmelsesudtrykket:

$$K_1 \approx \left(1 - \sqrt{\frac{C_{cr} - C_i}{C_s - C_i}}\right) \cdot \sqrt{12 \cdot D_o}$$

Særlige forhold

Den foregående omtale behandlede chloridindtrængning ved diffusion i beton, betragtet som et idealmateriale, dvs. »beton«, der er homogent, uden defekter og hvor chloridindtrængningsparametrene er konstante i tid og sted mv. Beton er imidlertid ikke et idealmateriale og det har indflydelse på chloridindtrængningen.

I det følgende omtales først den indflydelse, som hærdningsprocessen har på en igangværende chloridindtrængningsproces, dvs. hvad der sker, når chloriddiffusionskoefficienten er tidsafhængig og aftager med modenheden. Dernæst beskrives hvorledes bl.a. defekter (revner) kan indvirke på diffusionsprocessen og ændre det klassiske billede af chloridprofilet.

Sidst i afsnittet behandles emnet membraner, som er en af de måder, hvorpå man kan afhjælpe en del opståede problemer.

Betons modenhed

Beton kan blive udsat for chloridpåvirkning før den er fuldt udviklet, dvs. at chloriddiffusionskoefficienten er blevet konstant. Især for beton med flyveaske, er der en mærkbar formindskelse af chloriddiffusionskoefficienten fra 28 M-døgn til 365 M-døgn. Der kan gå flere år, før chloriddiffusionsko-

efficienten for sådanne betoner kan regnes konstant. I sådanne tilfælde må man regne med, at chloriddiffusionskoefficienten har én værdi ved chloridpåvirkningens start og at chloriddiffusionskoefficienten derefter aftager med betonens modenhed. Man har altså $D = D(t)$.

Når chloriddiffusionen starter, er D stor, og chloridindtrængningen er derfor hurtig. Efterhånden som betonens modenhed stiger, vil D aftage og chloridindtrængningens videre forløb vil derfor ske langsommere. For en tidsafhængig chloriddiffusionskoefficient får Ficks anden lov formen:

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D(t) \cdot \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Indføres en ny variabel $T = T(t)$ ved $dT/dt = D(t)$, kan den partielle differentialligning reduceres til:

$$\frac{\partial C}{\partial T} = \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Derved er problemet ført over i det kendte grundtilfælde for Ficks anden lov, hvor løsningen direkte kan opskrives. Den fundne løsning skal derefter transformeres ved at indsætte $T = T(t)$. Det viser sig da, at diffusionskoefficientens afhængighed af betonens modenhed let kan tages i regning, [16], på følgende måde:

Kendes tidsafhængigheden for en betons diffusionskoefficient fra det tidspunkt, hvor betonen chlorideksponeres, kan den klassiske løsning til Ficks anden lov anvendes, blot der som diffusionskoefficient anvendes middelværdien D_m over hele eksponeringsperioden. Middelværdien af diffusionskoefficienten er defineret ved følgende udtryk:

$$D_m = \frac{1}{t} \cdot \int_0^t D(\tau) \cdot d\tau$$

Temperatur

Den hastighed hvormed chloriddiffusion foregår er temperaturafhængig. Det har betydning for måling af betons chloridindtrængningsparametre. Prøvning i laboratoriet foregår ofte ved ca. 20 °C. Der er dog tilfælde, hvor eksponering er foregået ved ca. 40 °C.

Chloriddiffusion i betonkonstruktioner i et marint miljø foregår derimod ved betydelig lavere temperatur. Derfor er kendskab til diffusionens afhængighed af temperaturen nødvendig. Normalt kan en sådan afhængighed af temperaturen modelleres ved Arrhenius' ligning, [17].

Effekten af betons temperatur på chloridfiffusion er ikke ubetydelig. Ikke alene mellem prøvning og diffusion i konstruktioner er der effekt af temperaturforskel, men også mellem beton i marine miljøer under tropiske og tempererede miljøer er der mærkbar forskel, alt andet lige.

Defekter

Mangelfuld efterbehandling af beton kan medføre, at man får en stærkt netrevnet betonoverflade, fx svind- og termorevner. Desuden kan hydratiseringsgraden af cementpastaen blive så ringe, at der ikke opnås den forventede chloridtæthed. Beton med et stort pulverindhold er særlig følsom for mangelfuld efterbehandling.

Ved Vestbroens kantbjælker har man med formtekstil undgået defekter i betonoverfladen. Anvendelse af glat forskalling kan medføre, at betons overflade får stor blæreintensitet på lodrette og især på indadgående formsider. Disse defekter opstår ikke ved anvendelse af formtekstil og det er registreret, at betonoverfladen bliver mere chloridbremsende.

Giver det yderste betonlag ikke den fornødne modstand mod chloridindtrængningen, svarer det til, at armeringens dæklag mindskes med en tilsvarende tykkelse. Derfor er kontrol med kvaliteten af det yderste betonlag af betydning for, at chlorid ikke trænger hurtigere ind i betonen end beregnet.

Støbeskel og afstandsklodser

Særlige problemer knytter sig til støbeskel og armeringens afstandsklodser. Selve afstandsklodsen skal være mindst lige så chloridtæt som betonen. Dette er imidlertid ikke nok. Støbeskellet mellem afstandsklods og beton skal også hindre chloridioner i at trænge ind til armeringen.

Faktisk repræsenterer afstandsklodserne en stor risiko for korrosion af armering; afstandsklodserne støder nemlig direkte op til armeringen og afstandsklodsernes intensitet er ofte stor. Sker der skade, vil skaden derfor være omfattende. Derfor bør valg af afstandsklodser og deres indstøbning i beton vurderes ved chloridindtrængningsforsøg, når der er tale om betonkonstruktioner i marint miljø.

Acceptkriteriet skal da være, at chloriderne ikke trænger hurtigere ind ved afstandsklodserne end ellers accepteret langs betonoverfladen.

Afstandsklodser, både i brobygning (tøsalte) og i svømmebassiner (salt svømmebadsvand), har ført til hurtig og omfattende korrosion af armering, [5]. Det er sket i beton, som uden afstandsklodser var passende chloridtæt.

Det er ikke tilstrækkeligt at sikre, at støbeskel er vandtætte. Der er forskel på begreberne vandtæt (ved permeation) og chloridtæt (ved diffusion). Fugebånd ligger ofte mellem armeringslagene, som derfor ikke beskyttes.

Membraner

Der er to hovedgrunde til, at det kan blive aktuelt at beskytte beton mod chloridindtrængning:

- Bygningsdele af beton ønskes udsat for havvand tidligere end planlagt ved betonproportioneringen.
- Betonens efterbehandling har svigtet således, at betonoverfladens defektintensitet medfører en for ringe chloridtæthed end planlagt.

Tidlig eksponering. Der er intet principielt i vejen for at eksponere beton med mindre modenhed end 28 modenhedsdøgn for chlorid fra havvand; blot der bliver taget visse forholdsregler. Inspiration til de nødvendige for-

holdsregler kan man fx få af Dansk Ingeniørforenings *»Foreløbige Regler for Beregning og Udførelse af Jærnbetonkonstruktioner i Vandbygning«*,1926. Heri anbefales følgende i afsnit I pkt. 8:

»Hærdningstiden, regnet til betonens udsættelse for havvandet, skal for beton af portlandcement mindst være 6 uger. Såfremt betonen overtjæres eller beskyttes på anden måde, er alene styrkehensynet bestemmende«.

Beton skal proportioneres til at opfylde et krav om en maksimal førsteårsindtrængning af chlorid fra marint miljø, når betonen har en modenhed på fx 28 modenhedsdøgn. Skal betonen derimod udsættes for havvand, når modenheden er mindre end 28 modenhedsdøgn, kan den overfladebeskyttes med en passende membran, der kan hindre chloridindtrængning, indtil betonen har opnået mindst den forudsatte modenhed.

En sådan membran kan være ganske billig og ikke mere holdbar, end at den kan opfylde sit begrænsede formål. I dag vil man næppe overtjære betonkonstruktioner. Derimod kan der fx blive tale om en simpel og billig plastmaling, copolymér eller lignende med en levetid i havvand på et par måneder. En sådan membran skal kunne påsprøjtes unge og endnu delvist fugtige betonoverflader, inden de udsættes for havvandet, [18].

Valg af overfladebeskyttelse bør ske på basis af en funktionsprøvning, fx svarende til AEC's prøvningsmetode APM 402, jvf. [19].

Defektfuld betonoverflade. Er der sket et svigt i betonproduktionen eller ved betonarbejdets udførelse, som har medført, at betonen ikke har opnået dén chloridbremsende evne, som var tilsigtet, er der tre muligheder:

- Betonen erstattes med ny, konditionsmæssig beton.
- Betonen kan overfladebeskyttes med en passende, chloridtæt membran.
- Der kan forberedes en katodisk beskyttelse af armeringen.

Hvilke af disse muligheder, der bør vælges, afhænger helt af den konkrete situation. Der findes eksempler i dansk brobygning på alle tre løsninger.

Disse emner ligger dog uden for denne artikels rammer og skal derfor ikke behandles nærmere her; i stedet henvises til litteraturen, [18] og [20].

Prøvning af betons diffusivitet

I forbindelse med proportionering af beton er der behov for at måle diffusivitet af hærdnet beton fra udstøbte prøveblandinger, således at det derved kan konstateres, om den ønskede chloridtæthed er blevet opnået. Der har i det sidste 10-år været foreslået forskellige prøvningsprincipper, fx baseret på enten elektro-migration eller på diffusion. I Norden synes prøvningsprincippet med accelereret prøvning ved diffusion efter prøvningsmetoden APM 302, [21] og [22], at vinde indpas til vurdering af betons diffusivitet.

Det har stor betydning for vurdering af betons diffusivitet, at det er »virkelig« beton, der prøves og ikke »laboratoriebeton« med dens ofte »perfekte« udstøbning, komprimering og efterbehandling, som efterlader et minimum af defekter.

Krav til prøvningsmetoder

Måleudstyr til prøvning af beton skal generelt opfylde følgende krav:

- *Nøjagtighed.* Prøvningsmetodens måleinstrumenter skal mindst have den nøjagtighed, som kræves af måleresultatet.
- *Repeterbarhed.* Ved gentagelsesmålinger umiddelbart efter hinanden i samme laboratorium, med samme måleinstrumenter og af samme operatør, skal målingerne give samme måleresultater inden for måleinstrumenternes usikkerheder.
- *Reproducerbarhed.* Ved gentagelsesmålinger umiddelbart efter hinanden ved måling på samme prøve med samme målemetode, men på forskellige laboratorier og med forskellige operatører, skal der opnås samme måleresultater inden for måleinstrumenternes usikkerheder.
- *Robusthed.* Prøvning af beton, der eksponeres for chlorid, slider stærkt på måleudstyret. Derfor skal måleudstyret være robust og resistent over for angreb af chlorider. Robustheden skal også omfatte kalibrering og justering.

Der foregår for tiden ringforsøg med APM 302 på nordisk basis.

Prøvningsmetoden APM 302

En beskrivelse af prøvningsmetodens udvikling og indhold findes i [21], hvortil henvises. Her skal blot gives en kort orienterende beskrivelse af prøvningsmetoden APM 302, jvf. [22].

Prøve og prøveemne. En prøve består af tre borekerner med diameter på mindst ⌀ 75 mm og længde 100 mm. Dog kan der til særlige formål anvendes støbte cylindre, men så mister man den ikke ubetydelige indflydelse fra betonarbejdet.

Prøveemnerne friskæres den ene endeflade ca. 10 mm fra den oprindelige endeflade for at nå ind til et område, hvor kitmasseindholdet er konstant (er fri for formsideeffekt). Derefter overfladebeskyttes prøveemnerne med en chloridtæt membran af polyurethan.

Prøvningsbeskrivelse. Prøvningen foregår på kapillært vandmættede prøveemner ved 23 °C. De nedsænkes i vandbad, hvor eksponeringsvæsken indeholder 165 g NaCl pr. liter; det svarer til en chloridkoncentration på 10 % Cl^- og eksponeringstiden er mindst 35 døgn.

Efter endt eksponeringstid affræses tynde lag beton parallelt med prøveemnets eksponerede flade. Det syreopløselige chloridindhold i de derved fremkomne analyseprøver måles ved titrering. Betonens initiale chloridindhold C_i måles i passende stor afstand fra den chlorideksponerede overflade. Chloriddiffusionskoefficienten D_o og chloridprofilets randbetingelse mod den eksponerede overflade C_s beregnes ved ikke-lineær regressionsanalyse af de opmålte chloridprofiler under forudsætning af den klassiske løsning til Ficks anden lov. Endelig kan førsteårsindtrængningen K_1 beregnes ud fra værdierne af D_o og C_s.

Betonproportionering

Ved betonproportionering forstås fastlæggelse af en betons delmaterialer og sammensætning således, at betonen opnår en eller flere på forhånd givne egenskaber eller karakteristika, fx cementindhold, *v/c*-forhold, trykstyrke, frostbestandighed, chloridbremsning og/eller levetid.

I dette afsnit vil der blive beskrevet en fremgangsmåde til proportionering af beton, således at betonen får en førsteårsindtrængning K_1, som er mindre end en på forhånd given værdi.

Der findes ikke normer eller andre officielle retningslinier for proportionering af beton, således at der med en passende stor sandsynlighed opnås en holdbar beton, fx givet ved betonens levetid i en nærmere defineret miljøklasse. Der findes dog forskellige forslag, [23], men denne diskussion ligger uden for dette indlægs rammer. Det overlades derfor til læseren at indregne en passende stor sikkerhed ved betonproportioneringen; de dér valgte parametre skal have regningsmæssige værdier, dvs. at sikkerheden skal være indregnet.

Krav til beton i chloridholdigt miljø

Ved proportionering af beton for holdbarhed (modsat styrke) må der på principielt forskellig måde tages hensyn til følgende to årsager til forvitring af armeret beton:

- Uforligelige delmaterialer i beton.
- Aggressive stoffer fra betonens omgivelser.

Har man ved proportionering og ved betonarbejdets udførelse undgået uforligelige delmaterialer (fx alkalireaktivt tilslag samtidig med højalkalicement), er der tale om en »sikring for livet«. Man kan dog kun undgå uforligelige delmaterialer ved at vide hvilke delmaterialer, der er forligelige og ved at føre en effektiv kvalitetssikring.

Chloridbremsning er afgørende. Aggressive stoffer i marint miljø omfatter ikke blot chlorid; andre stoffer kan skade beton og armering. At undgå armeringskorrosion fra chloridindtrængning i en passende lang årrække stiller imidlertid langt de største krav til betonen. Derfor har betonproportionering som hovedopgave at sikre armeringen mod chlorider i betonens stipulerede funktionsperiode.

Det kan kun ske ved at gøre betonen passende chloridtæt i forhold til armeringens betondæklag. Det stiller krav til følgende forhold:

- Delmaterialer (cement, mikrosilica og flyveaske?).
- Sammensætning (*v/c*-forhold, *m/c*-forhold og *f/c*-forhold?).
- Komprimering (bearbejdelighed og vibreringsudstyr?).
- Efterbehandling (fugtafgivelse, temperaturstigning og -gradient?).
- Konstruktionsudformning (revner, støbeskel og afstandsklodser?).

Beton, der skal have en stor modstand mod chloridindtrængning, vil have

væsentligt ændrede egenskaber i forhold til traditionel beton, både i frisk, hærdnende og hærdnet tilstand. Derfor må fastsættelse af betonrecepten ske på betingelse af, at de ovenfor nævnte forhold lader sig gennemføre i praksis. Det har dog vist sig at være en vanskelig opgave. Optimal korngradering og blandeproces (bl.a. rækkefølge for delmaterialers iblanding) kan blive afgørende; det har ikke hidtil været gængs praksis i Danmark.

Forhåndsviden om chloriddiffusion. Der er, internationalt set, udført mange chloridindtrængningsforsøg for betoner med forskellige delmaterialer og med varierende sammensætning. Anvendelse af forskellige prøvningsmetoder samt forskellige typer cement, mikrosilica og flyveaske gør imidlertid, at disse resultater kun vanskeligt kan samordnes og behandles under ét. Derfor er man nødt til at basere betonproportioneringen på undersøgelse og vurdering af prøveblandingers evne til at modstå chloridindtrængning.

Det er dog vigtigt for resultaternes pålidelighed, at prøveblandingers udstøbning og efterbehandling sker på byggepladsen på realistisk måde. Laboratorieblandinger egner sig normalt ikke; de afspejler ikke nødvendigvis »virkeligheden«, men afvigelserne kan naturligvis estimeres.

Estimering af betonsammensætning

Ved planlægning af prøveblandinger er det muligt at udnytte en vis almen forhåndsviden om chloridindtrængning i beton ved diffusion. Det vides således, at betons chloridbremsende egenskaber forbedres med følgende ændringer, alt andet lige:

- Nedsættelse af *v/c*-forholdet.
- Tilsætning af mikrosilica og/eller flyveaske.

jvf. [24], [25] og [26]. Énsidig fastsættelse af et ekstremt lavt *v/c*-forhold og høj koncentration af mikrosilica og flyveaske må dog ikke medføre, at betonen ikke bliver bearbejdelig og får defekter som følge af mangelfuld komprimering og at efterbehandlingen i praksis bliver for krævende.

Proportioneringen skal altid ske ud fra en helhedsbetragtning på betingelse af, at hovedkravet om ønsket levetid tilgodeses.

Maksimal førsteårsindtrængning. Armeringens dækkende betonlag skal beskytte mod chloridindtrængning. Chloridkoncentrationen ved armeringen må først blive kritisk efter udløbet at den ønskede levetid. Benævnes armeringens dæklag c og levetiden t_l skal kravet $x_{cr} \leq c$ være opfyldt dvs., at der skal være følgende betingelse:

$$c \geq K_1 \cdot \sqrt{t_l}$$

Heraf findes, at betonens førsteårsindtrængning skal opfylde betingelsen:

$$K_1 \leq \frac{c}{\sqrt{t_l}}$$

I konstruktioner i marint miljø foregår chloriddiffusion ved lavere temperatur end ved prøvning i laboratoriet. Derfor skal den fundne værdi af K_1 korrigeres herfor. Betons førsteårsindtrængning K_1 er igen afhængig af diffusionskoefficienten D_o og chloridbindingen C_s på følgende måde:

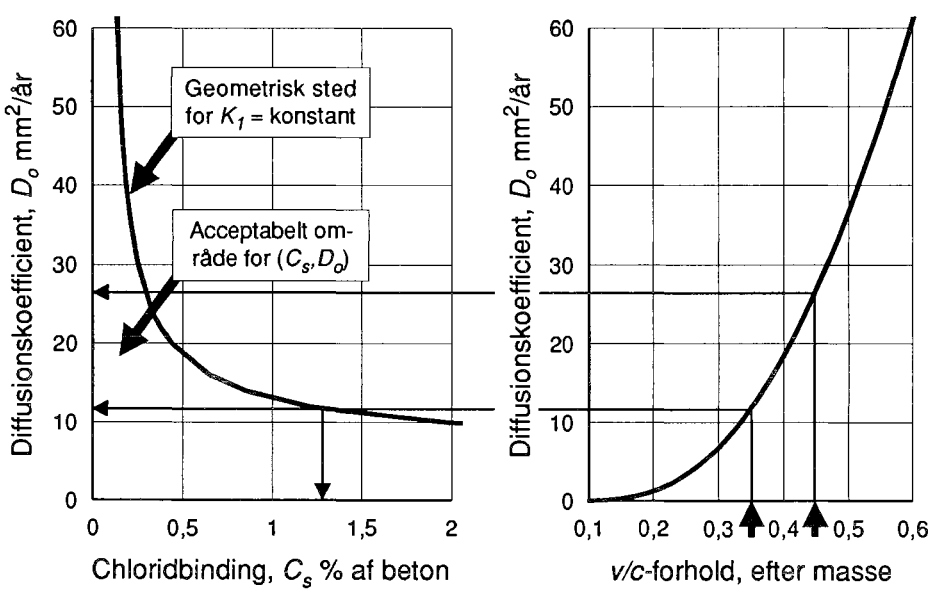
$$K_1 = \sqrt{4 \cdot D_o} \cdot \mathrm{erfc}^{-1}\left(\frac{C_{cr} - C_i}{C_s - C_i}\right)$$

I figur 10 er det geometriske sted for K_1 optegnet i et koordinatsystem med C_s som abscisse og D_o som ordinat. Samtidig er eksisterende viden om indflydelsen af *v/c*-forholdet på D_o ved temperaturen T = ca. 20 °C vist. Der er en praktisk nedre grænse for *v/c*-forholdet. Af fx styrkemæssige grunde og af hensyn til betonens almene holdbarhed er der en øvre grænse for *v/c*-forholdet. Derved bliver der kun et snævert område hvori betonens chloridindtrængningsparametre (C_s,D_o) kan vælges.

Ud fra disse betragtninger kan tilstræbt *v/c*-forhold samt tilsætning af mikrosilica og flyveaske søges fastlagt til brug for en prøveblanding.

Prøveblandinger

Som ved alle former for betonproportionering er den første estimering af betonens blandingsforhold *kun* til brug for en prøveblanding. Formålet her med denne prøveblanding er at observere, om den maksimale værdi for K_1 er overholdt samtidig med at betonens egenskaber og karakteristika i frisk tilstand, specielt bearbejdeligheden er tilfredsstillende.



Figur 10. Skal v/c-forholdet fx holdes inden for intervallet 0,35 – 0,45 betyder det, jvf. figur 5, at D_o vil tilhøre intervallet 12 – 26 mm²/år. Skal K_1 samtidig være mindre end fx 10 mm/√år, må C_s nødvendigvis være mindre end 1,3 % af betonmassen. Dette er proportioneringens opgave.

Efter udstøbning og efterbehandling så nær de betingelser, som vil findes i praksis, samt passende hærdningsperiode (fx 28 modenhedsdøgn) udbores ø 100 mm kerner til brug for accelereret chloridindtrængningsprøvning efter prøvningsmetoden APM 302, [22]. Efter ca. 35 døgns eksponering bestemmes chloridprofiler for de undersøgte betonkerner.

Værdier af D_o, C_s og C_i bestemmes ved ikke-lineær regressionsanalyse, idet første estimat af værdierne direkte aflæses af chloridprofilet, jvf. figur 8. Derefter beregnes førsteårsindtrængningen K_1 og sammenlignes med den maksimale værdi, som skal være gældende for den ønskede beton.

Hvis den opnåede værdi af førsteårsindtrængningen ikke er acceptabel, gennemføres en ny prøveblanding med korrigeret sammensætning, dvs. med mindre *v/c*-forhold og/eller større tilsætning af mikrosilica og flyveaske. Ud fra disse to prøveblandinger kan betonens sammensætning fastsættes ved reguladetri, således at K_1 får den ønskede værdi.

Litteratur

[1] *Atwood, W. G. et al.:* The disintegration of cement in sea water. American Society of Civil Engineering. Vol. 87. 1924, USA.

[2] *Collepardi, M. et al.:* Kinetics of chloride ions in concrete. Il Cemento no. 4. 1970.

[3] *Collepardi, M. et al.:* Penetration of chloride ions into cement pastes and concrete. American Ceramic Society. Vol. 55. 1972, USA.

[4] *Sørensen, B. et al.:* Penetration rate of chloride in marine concrete structures. Nordic Concrete Research, no. 1. 1982, Oslo.

[5] *Poulsen, E.:* Chlorider og 100 års levetid. Dansk Betonforenings publikation nr. 36. 1990, København.

[6] *DIN 4030-69:* Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase.

[7] *Tuutti. K.:* Corrosion of steel in concrete. CBI research, fo 4·82. 1982, Stockholm.

[8] *Ohama, Y.:* Polymér-modified mortars and concretes. Concrete Admixtures Handbook, Noyes Publications. New Jersey. 1984, USA.

[9] *Øye, B. A.:* Repair systems for concrete – polymér cement mortars. NTH Institutt for uorganisk kjemi. Avhandling nr. 57. Trondheim, 1989. Norge.

[10] *Nicolaisen, B.:* Rustdannelse på armeringsstål på grund av elektrisk vagabonderende strømmer. Betongen i Dag. Vol. 13, nr. 2. 1948, Oslo.

[11] *Abramowitz, M. et al.:* Handbook of mathematical functions. Dover Publications. USA.

[12] *Maage, M. et al.:* Chloride penetration in concrete structures exposed to marine environment. Nordisk Miniseminar, CTH. 1993, Göteborg.

[13] *Frederiksen, J. M.:* Chloride binding in concrete surfaces. Nordisk Miniseminar, CTH. 1993, Göteborg.

[14] *Arup, H.:* Bestemmelse af tærskelværdi for forskellige betonkvaliteter. Seminar – marine betonkonstruktioners levetid. 1993, Stockholm.

[15] *Browne, R. D. et al.:* Marine durability survey of the Tongue Sand Tower. Concrete-in-the Oceans Technical Report. P4 Final Report. Cement & Concrete Association. 1980, London.

[16] *Poulsen, E.:* On a model of chloride ingress into concrete having time-dependent diffusion coefficient. Nordisk Miniseminar, CTH. 1993, Göteborg.
[17] *Sørensen, B.:* Kloridtransport i beton. Beton-Teknik 3/17/1990. CtO, Aalborg Portland. Aalborg.
[18] *Poulsen, E. et al.:* Malinger og membraner til betons overfladebeskyttelse. R60-93, Dansk Teknologisk Institut. 1993, Taastrup.
[19] *AEClaboratoriet.:* Chloridbremsning for maling på beton, prøvningsmetode APM 402. AEC. 1993, Vedbæk.
[20] *Dansk Betonforening:* DBF's anvisning i katodisk beskyttelse. Dansk Betonforening, publikation nr. 38. 1992, København.
[21] *Frederiksen, J. M.:* APM 302 – dansk målemetode for chloridindtrængningshastighed i beton. Dansk Beton, nr. 2. 1992, København.
[22] *AEClaboratoriet.:* Chloridindtrængning, prøvningsmetode APM 302, 2. udgave. AEC. 1991, Vedbæk.
[23] *Poulsen, E.:* Proportionering af langtidsholdbar beton med indbygget sikkerhed. Dansk Betonforening, publikation nr. 19. 1983, København.
[24] *Hansson, C. M. et al.:* The effect of cement type on the diffusion of chloride. Nordic Concrete Reserach no. 4. 1985, Oslo.
[25] *Byfors, K.:* Chloride binding in cement paste. Nordic Concrete Research no. 5. 1986, Oslo.
[26] *Byfors, K.:* Influence of silica fume and flyash on chloride diffusion and pH-values in cement paste. Cement and Concrete Research, vol 17. Pergamon Journals. 1987, USA.

Betegnelser

a	Abscisse for skæring mellem et chloridprofils begyndelsestangent og asymptote $C = C_i$.
α, β, γ	Arbitrære konstanter i udtryk for afhængighed mellem D og v/c.
c	Tykkelse af armerings dækkende betonlag.
C	Chloridkoncentration i beton.
C_{cr}	Kritisk chloridkoncentration.
C_i	Betons initiale chloridkoncentration.
C_s	Betonoverflades chloridkoncentration.
D	Betons diffusionskoefficient.
$D(x,t,C)$	Betons diffusionskoefficient, afhængig af x, t og C.
D_o	Fikseret værdi af betons chloriddiffusionskoefficient.
F	Flux, dvs. chloridtransport pr. arealenhed pr. tidsenhed.
K_1	Chlorids førsteårsindtrængning.
k_{MS}	Aktivitetsfaktor for mikrosilica.
t	Tid.
t_l	Levetid.
v/c	Masseforhold mellem vand og cement i beton.
x	Afstand fra betonoverflade.
x_{cr}	Afstand fra betonoverflade, hvor C_{cr} befinder sig. *epas 1993-08-07* ■

Bestemmelse af chloridtærskelværdi

Hans Arup
Hans Arup Consult, Dyreborgskovvej 16
DK 5600 Faaborg.

Sammendrag

Efter en definition omtales en række af de faktorer, der indvirker på chloridtærskelværdien i beton. En vigtig, men ofte overset faktor er det elektrokemiske potential. Forsøg til bestemmelse af chloridtærskelværdien i en given beton bør derfor foretages ved forskellige, fastholdte potentialer. Der beskrives en nyudviklet metode og tilhørende forsøgsemne til at foretage bestemmelse af chloridtærskelværdier som funktion af potential.

Indledning

Chloridtærskelværdien kan defineres som det højeste chloridindhold, der ikke medfører risiko for korrosion af indstøbt armering i den pågældende beton.

Det er underforstået, at der her tales om chlorid, der er trængt ind i betonen udefra (ved kapillarsugning og diffusion). Forsætlig tilsætning af chlorid til den friske beton er ikke god praksis og bør heller ikke bruges til forsøg, hvor chloridtærskelværdier søges bestemt. De små mængder af chlorid, der kan tilføres med sømaterialer eller med rustent armeringsjern er ikke tilstrækkelige til at initiere korrosion i god beton men vil naturligvis addere sig til den inddiffunderende chloridmængde.

Chloridindholdet defineres af praktiske grunde som total mængde syreopløselig chlorid (Cl) i vægtprocent af den tørre beton, da det normalt er denne størrelse, der bestemmes direkte ved analyse af udborede prøver, for eks. ved bestemmelse af chloridprofiler.

Dette betyder dog, at chloridtærskelværdien vil være stærkt afhængig af betonens cementindhold. Denne afhængighed bliver mindre, hvis man sætter chloridindholdet i relation til cementvægten, som det ofte ses i normer, men der er stadig andre faktorer, der er af væsentlig betydning, især tilsætning af mikrosilika og flyveaske.

Det kan derfor være af betydning at kunne bestemme chloridtærskelværdien for en bestemt given beton, karakteriseret ikke blot ved cementtype og - mængde, v/c-tal, tilsætningsstoffer osv, men også ved hærdningsbetingelser, alder og prøvningstemperatur. Dette er dog endnu ikke tilstrækkeligt til at kunne forudberegne levetid udfra diffusionsberegninger. Chloridtærskelværdien er nemlig yderligere afhængig af miljøfaktorer, der bestemmer udtørringen af betonen og det elektrokemiske potential af det indstøbte jern. Det er vigtige faktorer, der dog endnu ikke er accepteret af betonverdenen, idet de ikke tilgodeses i eksisterende normer og undervisningsmateriale.

Inden omtalen af metoder til bestemmelse af chloridtærskelværdi skal der i det næste afsnit gives en yderligere omtale af de faktorer, der har indflydelse på den chloridinitierede korrosion af indstøbt jern.

Faktorer, der bestemmer korrosion og passivitet

Der skal her gøres et forsøg på at bringe system i et problemkompleks, der kan forekomme temmeligt uoverskueligt. Det er baseret dels på de relativt få ting, der rent faktisk er målt på jern i beton, dels på en analogi med de meget bedre kendte forhold vedrørende passivitet og korrosion af rustfrie stål. Men der skal også peges på endnu uafklarede spørgsmål, der skal besvares gennem yderligere forskning.

Figur 1 illustrerer, at passiviteten af det indstøbte jern hviler på to hovedfaktorer, der er det kemiske miljø i betonen - tilnærmet udtrykt som forholdet mellem hydroxyljoner og chloridjoner i porevandet - og det elektrokemiske potential af det indstøbte, endnu ikke korroderende jern. Det er her, i sammenhængen mellem potential og kemiske grænseværdier, at vi især drager nytte af sammenligningen med rustfrit stål.

For de rustfrie stål ved vi, at vi for ethvert kemisk miljø, hovedsageligt karakteriseret ved pH og chloridindhold, kan bestemme et kritisk (temperaturafhængigt) potential, der ikke kan overskrides uden risiko for pittingkorrosion. Omvendt vil der for et givet potential i en opløsning med bestemt pH og temperatur, være et kritisk chloridindhold, der ikke kan overskrides uden risiko for korrosion.

For de rustfrie stål er der publiceret utallige kurver, der giver disse

sammenhænge i forskellige korrosive miljøer. For stål i beton er tilsvarende kurver endnu ikke bestemt, og vi mangler desuden oplysning om det kemiske miljø, altså porevandssammensætning, i betoner, der er så pas tørre, at vi ikke kan udpresse porevandsprøver. Rent principielt kan vi dog postulere en sammenhæng som vist i figur 2, hvor kurvens form dog formentlig kan afvige stærkt fra den viste rette linie.

Den praktiske konsekvens heraf er dels det fra praksis kendte forhold, at chloridtolerancen er størst i vandmættede og helt neddyppede betonkonstruktioner, hvor det naturlige korrosionspotential er lavt, og mindst i atmosfærisk eksponeret beton. Det er også vigtigt for anvendelsen af forebyggende katodisk beskyttelse, hvor vi ønsker at kende de kritiske potentialer, der ikke må overskrides, hvis korrosion ved et givet chloridindhold skal forhindres i at opstå. Disse kritiske potentialer er væsentligt forskellige fra de potentialer, det vil være nødvendigt at påtrykke, hvis det gælder om at standse en allerede opstået korrosion.

Resten af diagrammet i figur 1 vil der ikke være tid til at gennemgå i detaljer, og det er næppe heller nødvendigt. Nogle få yderligere punkter skal dog bringes frem til diskussion.

Som nævnt ovenfor kender vi meget lidt til porevandssammensætning i "halvtør" beton. De fleste forsøg på bestemmelse af chloridtærskelværdi er udført i vandmættede prøver. Hvis en chloridholdig beton med kendt porevandssammensætning udtørres, vil porevandet opkoncentreres, men der vil også ske en helt uforudsigelig jonbytningsreaktion med cementpastaen, og det vil påvirke forholdet mellem chlorid og hydroxyljon. Der er derfor brug for at bestemme tærskelværdier i delvis tør beton.

I halvtør beton har vi også problemer med definition og måling af potentialer. Overflademåling af potentialer kan især på karbonatiseret beton give meget varierende resultater, hvorimod måling med indstøbte elektroder synes at give mere reproducerbare resultater. Overføring af laboratoriedata til feltmålinger må derfor foretages med forsigtighed.

Det må antages, at der i de fleste tilfælde, hvor der sker indtrængning af chlorid, også sker en udvaskning af alkali - alt afhængigt af eksponeringsbetingelserne. Da hydroxyljoner diffunderer hurtigere end chloridjoner, er dette forhold formentlig af betydning for mange praktiske situationer, men det er i hvert fald dårligt undersøgt. En tilsvarende forskydning af forholdet mellem hydroxyljon og chloridjon kendes fra karbonatisering af chloridholdig beton, hvor der er påvist en ophobning af chlorid foran

karbonatiseringsfronten. Desværre er der ingen gode metoder til bestemmelse af pH (eller bedre koncentrationen af alkalihydroxid) i boremelsprøver.

Temperaturens indflydelse er også vigtig. Det vides fra rustfrit stål, at der for et givet kemisk miljø sker en nedsættelse af det kritiske pittingpotential med stigende temperatur. Tilsvarende må forventes, at chloridtærskelværdien i beton falder med stigende temperatur. Da binding af chlorid - både den kemiske og den fysiske - også bliver svagere med stigende temperatur, vil temperatureffekten blive yderligere forstærket.

Endelig skal det nævnes, at chloridinitieret korrosion normalt vil starte i mikroskala og stoppe igen mange gange før en vedvarende pittingkorrosion er kommet igang. Det er dette forhold, der kan måles som "elektrokemisk støj". Fænomenet skyldes, at en begyndende korrosion straks vil sænke potentialet af det omgivende jern og derved svække den drivende kraft i korrosionsprocessen. Et stort areal af omgivende jern, en god ledningsevne af betonen og god tilgang af oxygen vil gøre det lettere for en korrosion at "bide sig fast". Også dette er et forhold, der er dårligt undersøgt, men noget tyder på at der for stålfibre i beton kan accepteres højere chloridtærskelværdier end for sammenhængende armering i samme beton. Måske skal korrosionsprøver i laboratorieforsøg heller ikke være for små af samme grund.

Måling af chloridtærskelværdier

På foranledning af Cementa/Euroc har Hans Arup Consult udarbejdet en beskrivelse af en ny metode og et dertil udformet nyt prøveemne til bestemmelse af chloridtærskelværdier for en given beton som funktion af det elektrokemiske potential. Metoden er baseret på nogle tanker, der blev udtrykt i en publikation allerede i 1979, men det er såvidt vides første gang sådanne systematiske målinger er udført i praksis. En prototype af emnet er udført af AEC laboratoriet, hvor også eksponering og målinger er foretaget.

Den foreslåede forsøgsudformning gør brug af en standard beton"klods" af den pågældende betontype. Den indeholder 20 ens bøjleformede stålprøveemner, der eksponeres såvel frit korroderende som ved et antal fastholdte potentialer.

Der er tilstræbt stor præcision i placering af prøveemner, så dæklaget er

kendt med +/- 0,5 mm nøjagtighed. Standardprøveemnet er en bøjle af 8 mm slebet stål, men emnet kan også udføres af forskellige typer kommercielt armeringsjern i forskellige dimensioner, ligesom overfladetilstanden kan varieres. Prøveklodsens dimensioner er "virkelighedsnær" og vil i mange tilfælde muliggøre udstøbning med beton fra byggeplads, hvis tilslaget ikke er alt for groft. Det vil også være muligt at påføre sprøjtebeton. Den flade, der senere skal udsættes for chlorid, kan enten afrettes, støbes mod form eller tildannes ved diamantskæring eller -slibning. To emner a 20 forsøgsbøjler kan placeres overfor hinanden i en dobbeltform og senere deles ved diamantskæring. Hærdebetingelser og eventuel beskyttende overfladebehandling kan vælges efter ønske.

Som nævnt kan samtlige eller et antal af prøverne i hver klods holdes eksponeret ved fastholdte potentialer. Alle prøver styres undet ét af én potentiostat forbundet med en spændingsdeler med 10 trin, normalt a 50 mV. Såvel modelektroder og referenceelektroder er indbygget i klodsen, så det er ikke nødvendigt at eksponere klodsen i et kar med modelektroder etc. Eksponeringsbetingelser kan derfor vælges frit, for eks. kan der vælges eksponering i salttågekammer, periodevis udsættelse for udtørring, frost o.l.

Af de 20 emner i hver klods vælger man normalt at lade et par emner korrodere frit, og at forbinde resten til forskellige punkter på spændingsdeleren. Nogle få emner (2-4) påtrykkes et let forhøjet påtrykt potential til accelerering af korrosionen, medens de fleste prøver påtrykkes forskellige grader af katodisk beskyttelse. Sålænge ingen prøver korroderer, er de påtrykte strømme meget små, og såvel migrationseffekter som potentialmålefejl forårsaget af IxR-drop er uden betydning.

Begyndende korrosion registreres som en markant stigende anodisk strøm til den pågældende prøve, og normalt vil prøven så blive udkoblet, så der efterfølgende kun foretages måling af prøvens korrosionspotential.

På et eller to tidspunkter i eksponeringsforløbet kan der - uden afbrydelse af forsøget - afslibes analyseprøver til bestemmelse af chloridprofil og beregning af diffusionskoefficient. Ved beregning findes chloridkoncentrationen i en dybde svarende til dæklaget til alle de tidspunkter, hvor korrosion af en prøve er indtruffet. Herefter kan der tegnes en kurve, der viser den kritiske chloridtærskelværdi som funktion af potentialet. Det kan tilføjes, at de opnåede resultater må anses for at være "konservative" i den forstand, at de er opnået under potentiostatisk kontrol. Denne form for styring simulerer at prøven er forbundet til en uendeligt stort areal af

passivt jern og giver dermed de bedst mulige betingelser for at en begyndende korrosion udvikler sig til stabil korrosion.

Udover oplysning om chloridtærskelværdi får man oplysning om strømforbrug ved forebyggende katodisk beskyttelse og om galvanisk strøm ved kobling til andre korroderende metaller.

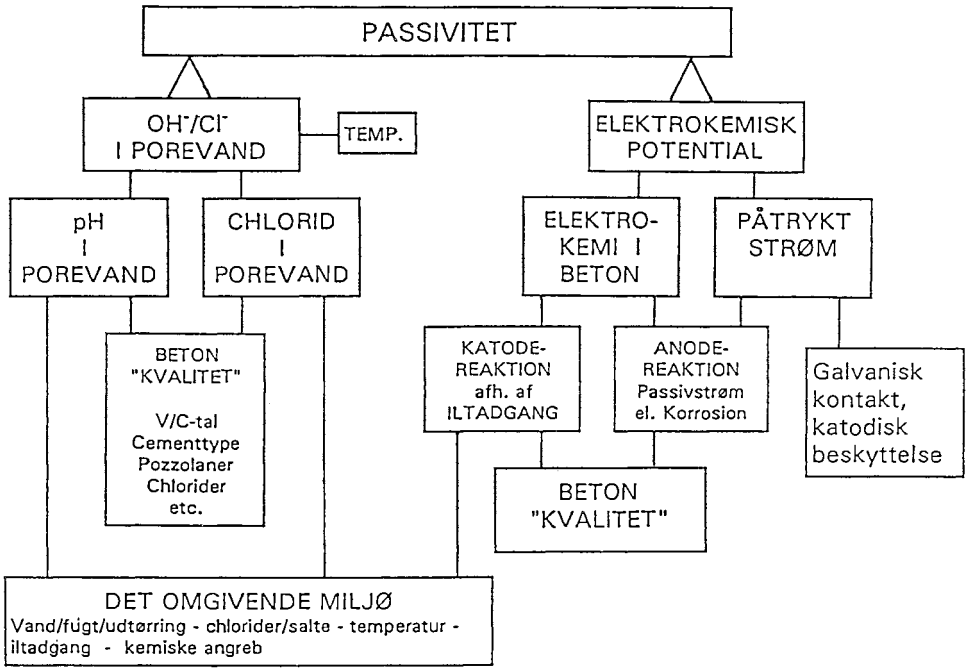
Alle erfaringer viser, at forsøg af denne art er behæftet med en betydelig spredning i de opnåede resultater. En væsentlig men næppe den eneste årsag hertil er naturligvis betonens heterogenitet. Spredningen er her søgt minimeret ved at sørge for en meget ensartet indstøbning af prøverne og ved at have et relativt stort prøveantal, der muliggør en forsvarlig statistisk behandling af måleresultaterne.

Som en sidegevinst opnår man, at prøverne efter bestemmelse af chloridtærskelværdi er velegnede som emner til forsøg med påvisning af korrosion eller metoder til standsning af korrosion.

Prøveemnerne vil formentlig vise sig velegnede også til forsøg med karbonatisering - eventuelt i kombination med chloridpåvirkning - eller andre nedbrydningsmekanismer, hvor elektrokemiske overvågningsprincipper kan være relevante.

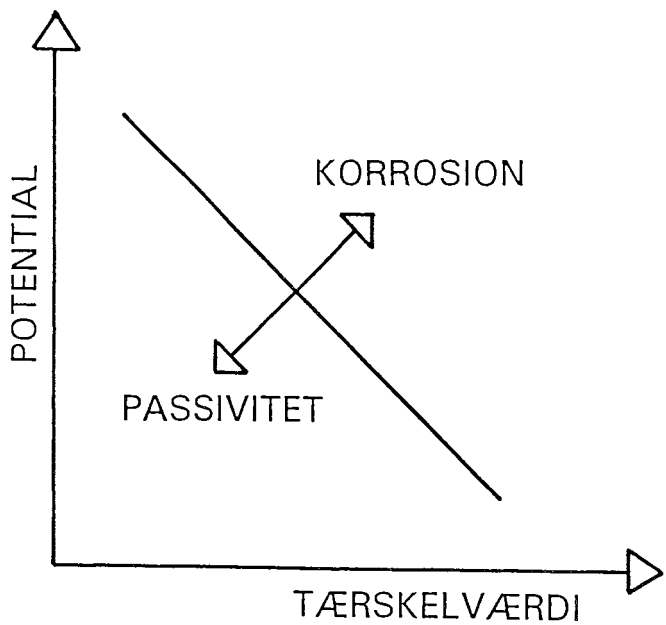
Der er i dette forsøg anvendt den meget enkle, men også meget utvetydige, registrering af korrosionsstrømme til påvisning af korrosion, men iøvrigt kan de samme emner, blot ved en elektrisk omkobling, undersøges med polarisationsmodstandsmåling, ligesom der kan foretages måling af betonens resistivitet. Fire "indbyggede" ledninger, der ikke anvendes i standardudførelsen, er til rådighed for eventuelle temperaturmålinger med Pt100 eller helt andre målinger.

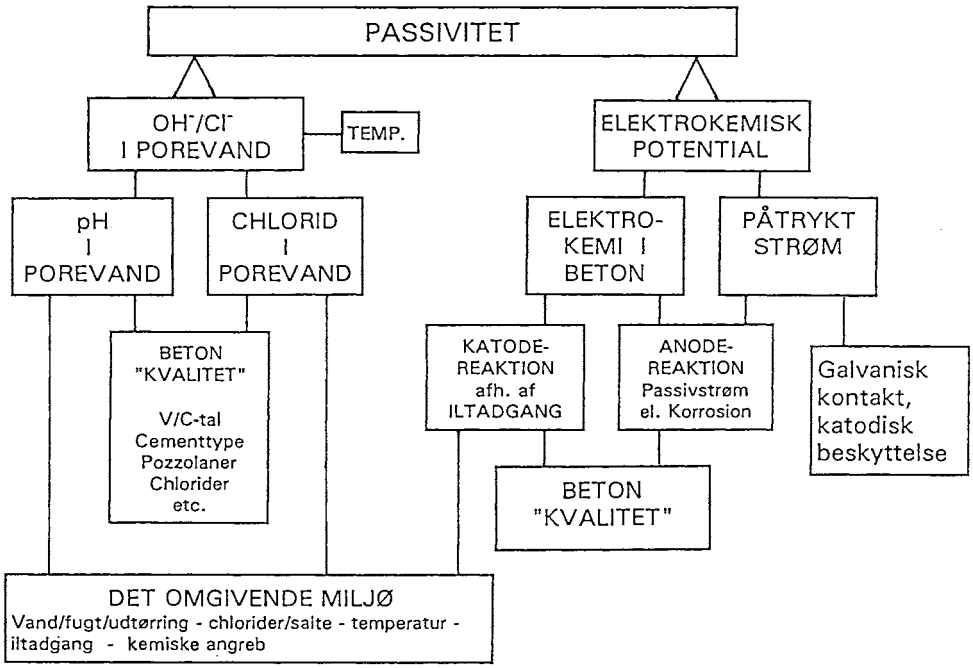
I løbet af efteråret vil metoden blive afprøvet i sammenlignende forsøg ved AEC-laboratoriet, Lunds Universitet og CBI i Stockholm, og derefter vil en nærmere beskrivelse af metoden og de opnåede resulteter blive søgt publiceret.



Figur 1. Figuren viser hvilke faktorer, der har betydning for om indstøbt jern kan beholde sin passivitet og dermed være beskyttet mod korrosion.

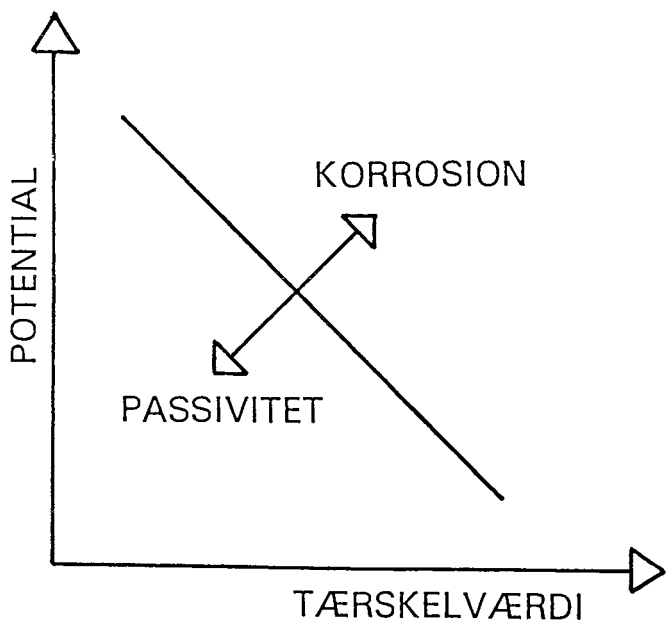
Figur 2. Mulig sammenhæng mellem chloridtærskelværdi og potential





Figur 1. Figuren viser hvilke faktorer, der har betydning for om indstøbt jern kan beholde sin passivitet og dermed være beskyttet mod korrosion.

Figur 2. Mulig sammenhæng mellem chloridtærskelværdi og potential



Bestämning av kloridtröskelvärden

Karin Pettersson

Cement och Betong Institutet

Ytterligare en mätmetod som kan användas för att kartlägga kloridtröskelvärden i betong är polarisationsresistansteknik, en elektrokemisk likströmsmetod med vilken man mäter ögonblicksvärdet på korrosionshastigheten.

Polarisationsresistansmätning

Tekniken linjär polarisationsresistans har tillämpats vid korrosionsundersökningar främst på stål i vattenlösningar, men har under de senaste 20 åren också använts för att mäta korrosionshastighet på ingjutna stål i betong. Tekniken ger upplysning om den jämna avfrätningshastigheten på stålytan medan föga upplysning erhålls om eventuell gropfrätningshastighet.

Polarisationsresistans tekniken innebär förenklat, att man mäter hur stor ström som behöver matas in respektive ut ur stålytan, för att den elektrokemiska potentialen skall förskjutas från korrosionspotentialen ca 20-30 mV i negativ respektive positiv riktning, se figure 3. Genom att fastställa sambandet mellan strömstyrkan och potentialen kan man beräkna korrosionshastigheten ut följande uttryck enligt Stern-Geary, /1/.

$$Ikorr = \frac{B}{R_p}$$

Ikorr = Korrosionshastighet

B = Konstant mellan 13-52 mV för metall/betongmediet

Rp = Uppmätt polarisationsresistans

Denna mätteknik har jämförts med gravimetriska mätningar på ingjutna stål i betong Överensstämmelsen har varit mycket bra endast 10% skillnadmellan mätresultat och gravimetrisk mätning, /2/.

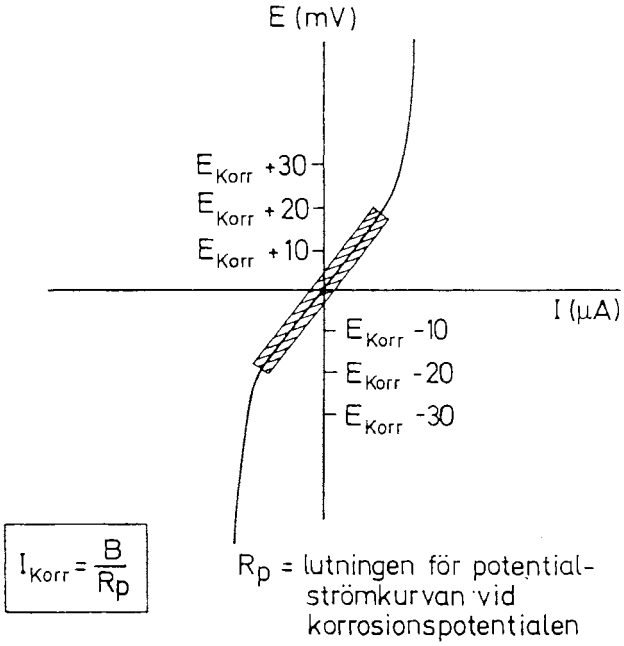


Fig.3 Potential-strömkurva för korroderande stål

Denna mätteknik har används på CBI under de senaste 5 åren för bestämning av kloridtröskelvärden och korrosionshastighet på ingjutna stål i bruks- och betongprover. Erfarenheterna och resultaten har varit mycket goda för bruks prover med höga och låga vct samt tillsatsmaterial som silika och flygaska. När det gäller betongprover med låga vct ,<0.40, så har problem uppstått med mätningarna, detta troligen på den höga resistiviteten i betongen.

Referenser.

1 STERN, M., GEARY, A.L., Electrochemical polarization: A Theoretical Analysis of the Shape of Polarization Curves, Journal, Electrochemical Society, V.104, No. 1, Jan 1957.

2 ANDRADE, C, CASTELO, V, ALONSO, C and GONZALEZ,J. The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the polarization resistance and AC impedance methods. ASTM – STP 906, 1986 pp 43-62.

Beräkning av fuktprofiler och fuktvariationer i en brokonstruktion

Prof Lars-Olof Nilsson,
Chalmers Tekniska Högskola, S-412 96 Göteborg

Sammanfattning

Fuktfördelningen i en brokonstruktion bestäms av betongsammansättningen och mikroklimatet för konstruktionens olika delar. En beräkning fordrar tillgång till uppgifter om bindemedelsreaktionernas tidsförlopp, fuktbindningsegenskaperna och fukttransportegenskaperna hos betongen, data för omgivande temperatur och fuktighet samt datorhjälpmedel för lösning av mer komplicerade fall. En sammanfattning av kunskapsläget samt exempel på relevanta materialegenskaper och lösningar av typfall ges i artikeln.

Introduktion

Fukttillståndet i en betongkonstruktion har avgörande inverkan på många delar av nedbrytningsprocesser och påverkar därigenom kraftigt den livslängd som en konstruktion får. Det är här viktigt att ta hänsyn till både materialtekniska parametrar och klimatparametrar.

Betydelse

Fukttillståndet är en av de parametrar som styr betongens hårdnande, speciellt i ytskiktet, och därigenom tätheten mot gaser, vatten och joner. Fuktvariationer ger upphov till krympning och mikrosprickbildning.

Fukten spelar en stor roll vid kemiska reaktioner i betongen och vid fysikaliska delprocesser i olika nedbrytningsfenomen. Fuktens roll vid frostskador är självklar. I alkali-ballastreaktioner fordras fukt för att alkalierna skall komma i kontakt med ballasten och reaktionsprodukten suger åt sig fukt, varvid stora sprängkrafter kan uppstå.

Initieringstiden för armeringskorrosion påverkas kraftigt av fuktinnehållet genom att fukten bromsar inträngningen av koldioxid men är en förutsättning

för inträngning av klorider. I skvalpzonen hos en brokonstruktion har fukten en än mer aktiv roll genom att salt följer med fukt som sugs in och ansamlas där fukten avdunstar under torkperioder.

När korrosionen väl kommit igång påverkas korrosionshastigheten starkt av fukttillståndet. Är det torrt eller mycket fuktigt är hastigheten låg medan fukten i ett mellanområde både ger upphov till en elektrolyt och tillåter inträngning av syre till korrosionsprocessen.

Vad är viktigt att beakta?

För att kunna förutsäga fukttillståndet i ett specifikt fall fordras det kunskap om dels ett antal materialegenskaper och dels om mikroklimatet för konstruktionens olika delar. Ett exempel på vad detta betyder ges i Fig 1 för en brobaneplatta med tät membranisolering.

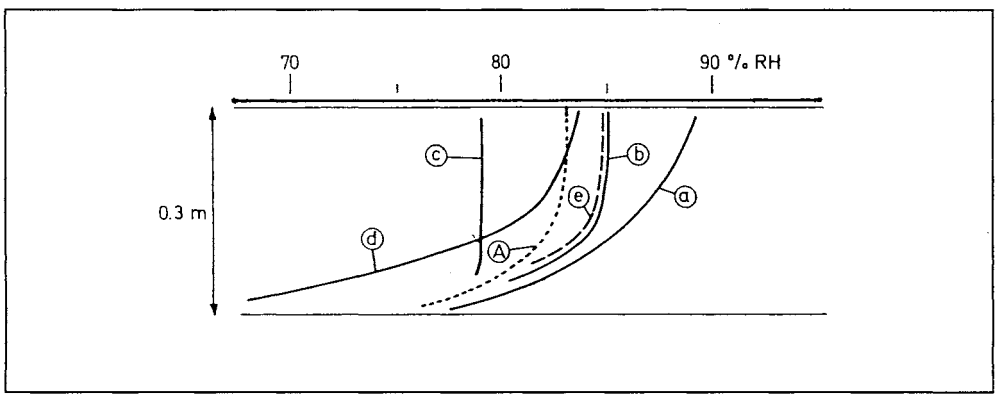


Fig 1 Beräknad fuktfördelning i en 5 år gammal brobaneplatta med tät isolering (A). Inverkan av brist på kunskap om materialegenskaper [a) utan, b) liten hydratisering, c) större fukttransportförmåga, e) mycket tidig formrivning och torkstart] och randvillkor [d) torrare mikroklimat p g a solstrålning]

I brobaneplattans övre del är det helt avgörande att kunna bedöma självuttorkningen riktigt, medan fukttillståndet i täckskiktet för underkantsarmeringen till viss del styrs av konstruktionens temperatur och mikroklimat.

Delprocesser

Kemisk bindning av vatten

En stor del av blandningsvattnet i betong binds kemiskt till bindemedlet. Här fordras kunskap om i vilken takt detta sker för aktuell cementtyp och vilken effekt tillsatsmedel och tillsatsmaterial har. Temperatur- (T) och fuktförhållandena (ϕ) påverkar tidsförloppet, vilket beskrives enligt följande

$$\frac{\partial w_n}{\partial t} = \beta_T \cdot \beta_\phi \cdot \left(\frac{\partial w_n}{\partial t} \right)_0 \qquad [1]$$

där index 0 anger hydratationsutvecklingen i ett referensklimat.

Inverkan av fukttillståndet på hydratationsutvecklingen, genom faktorn β_ϕ, visas i Fig 2 där RF är relativa fuktigheten i betongen.

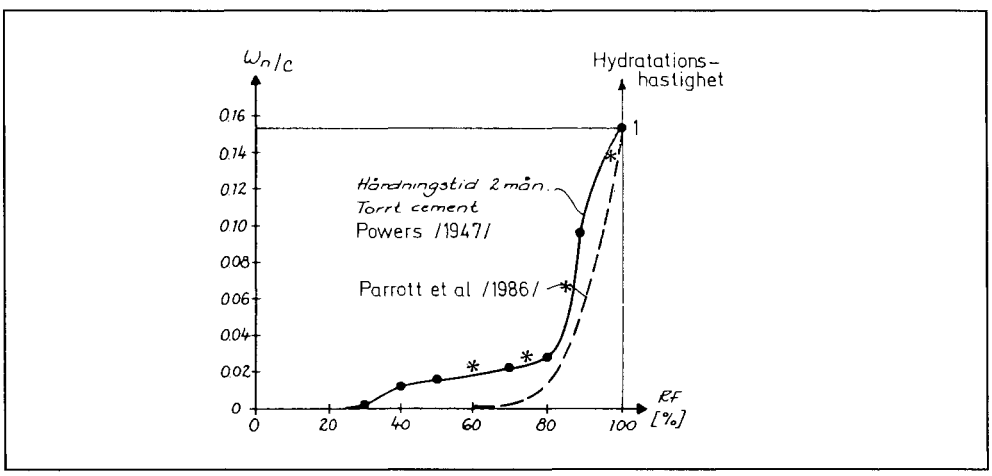


Fig 2. Inverkan av fuktigheten på hydratationsutvecklingen (anger värden enligt Norling (1993))*

Även under 80 % RF sker en fortsatt hydratisering, vilket märks som en självuttorkning i betong med låga vattenbindemedelstal.

Fysikalisk bindning av vatten

Det vatten, som inte är kemiskt bundet till bindemedlet, är fysikaliskt bundet i de små porerna i betongen. I de minsta porerna är vattnet hårdast bundet och detta kan torka bort först vid låga RF. Sambandet mellan mängden fysikaliskt bunden fukt w_e [kg/m^3] och fukttillståndet RF, kan beräknas med hjälp av kända sorptionskurvor, se exemplet i Fig 3.

Sorptionskurvorna beror i första hand på cementhalt, vattencementtal, ålder och silikaandel. De varierar något med cementtyp, temperaturnivå och mängd tillsatsmaterial.

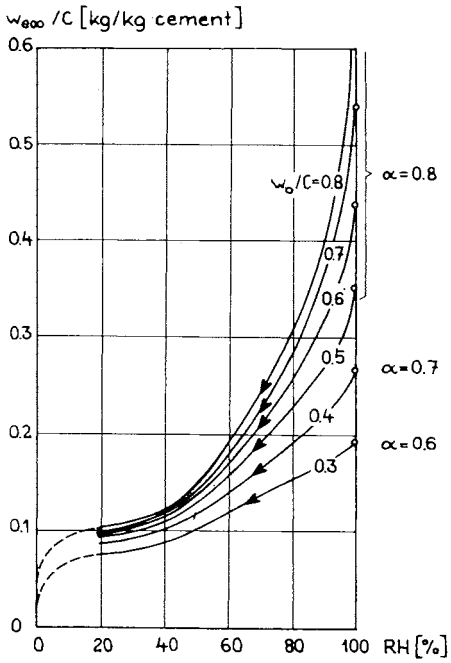


Fig 3. Sorptionskurvor för olika betongsammansättningar vid uttorkning, Nilsson (1980)

Fukttransport

Fuktvandring i betong äger rum som ångtransport,styrd av ånghaltsgradienter, och vätsketransport, styrd av porvattentryck. Den totala fukttransporten q_m [kg/(m^2·s)] kan beskrivas på flera sätt. Med ånghalten v som potential kallas fukttransportkoefficienten δ

$$q_m = -\delta \cdot \frac{\partial v}{\partial x} \qquad [2]$$

Fukttransportkoefficienten δ ökar kraftigt över 90 % RF, se Fig 4, eftersom allt större del av transporten äger rum som kapillärsugning. Fukttransporten genom ett materialskikt med tjockleken Δx, med RF=ϕ_1 och ϕ_2 på ömse sidor, kan också beskrivas med "fundamentalpotentialen" Ψ

$$q_m = \frac{1}{\Delta x}\left(\Psi(\phi_2) - \Psi(\phi_1)\right) \qquad [3]$$

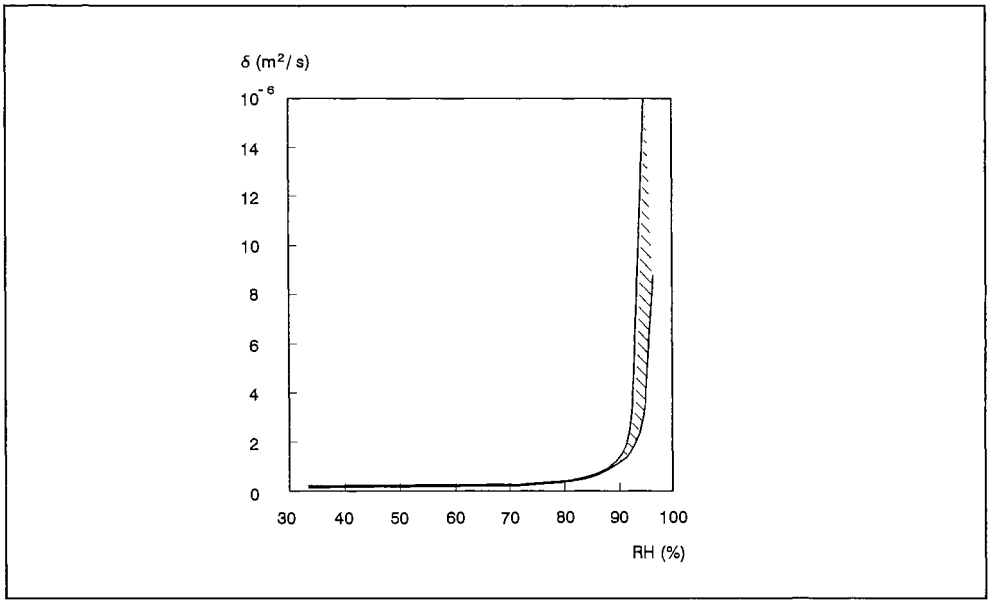


Fig 4. Fukttransportkoefficienten δ för välhärdad betong med olika vct, Hedenblad (1993)

Fundamentalpotentialen Ψ varierar betydligt mindre med RF än vad δ gör, se Fig 5.

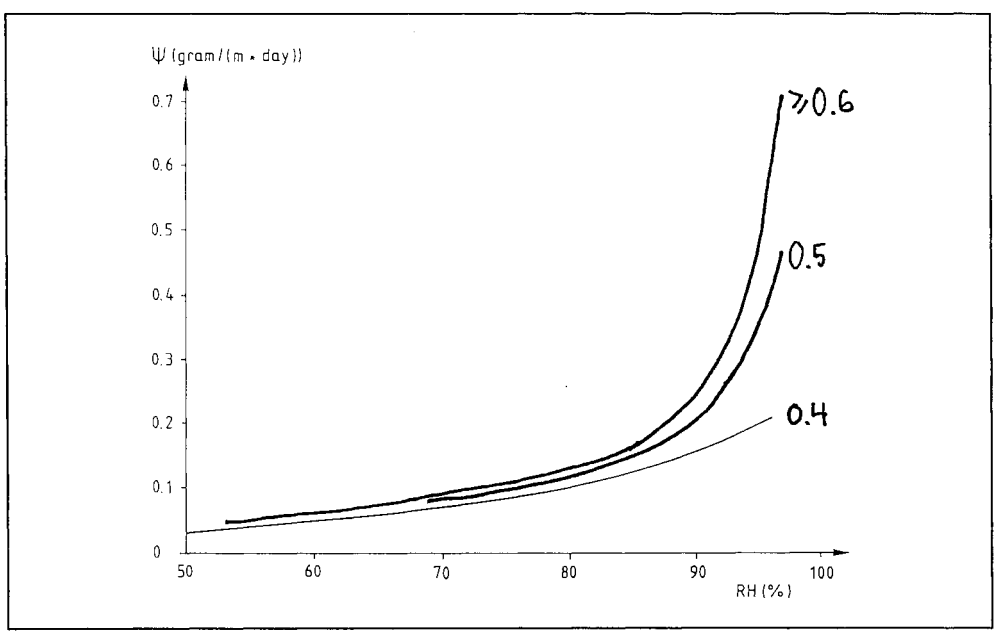


Fig 5. Fundamentalpotentialen Ψ för välhärdad betong med olika vct, Hedenblad (1993)

Ovanstående transportekvationer förmår f n inte beskriva inträngningsförloppet för fukt i ett ytskikt av betong i kontakt med fritt vatten, t ex utsatt för regn, vågskvalp eller saltstänk. En uppskattning av inträngningsdjupet z [m] och insugen mängd vatten Q_m [kg/m^2], efter en viss tid t [s], kan erhållas med motståndstalet m respektive kapillaritetstalet k

$$t = m \cdot z^2 \qquad z = \frac{1}{\sqrt{m}} \cdot \sqrt{t}$$

$$Q_m = \int_0^t q_m \cdot dt = k\sqrt{t} \qquad [4]$$

Ett exempel på hur motståndstalet m beror av betongens kapillärporositet visas i Fig 6.

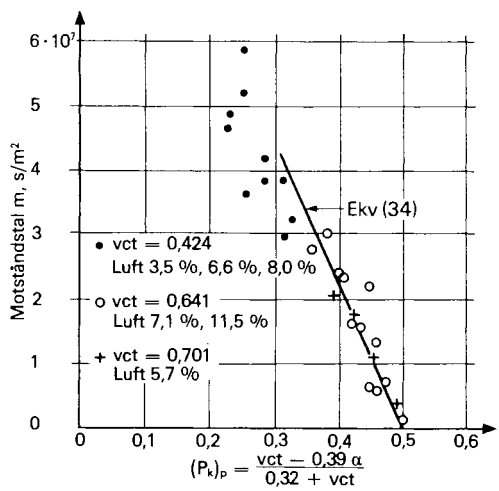


Fig 6. Motståndstalet m för cementbruk som funktion av den kapillära porositeten, Fagerlund (1982)

Som synes ger låga vct ett mycket stort motståndstal och därmed en mycket långsam inträngning av vatten.

Mikroklimat

Relevanta parametrar i beskrivningen av mikroklimatet för en betongyta i en brokonstruktion är följande

- Ekvivalent lufttemperatur (med hänsyn tagen till solstrålning och nattutstrålning
- RF hos betongytan (med hänsyn till temperaturskillnad mellan luften och ytan)
- Våttiden hos ytan, dvs under vilka tidsperioder ytan är våt av slagregn, vågskvalp, kondensation etc

Dessa tre parametrar kräver bl a tillgång till meteorologiska data samt uppgifter om konstruktionens geometri.

Matematisk beskrivning

Med kännedom om data för ovan nämnda delprocesser kan fuktförhållandena i olika delar av en brokonstruktion beräknas genom att lösa "lagen om massans konservering". I en dimension får den följande utseende

$$\frac{\partial w_e}{\partial t} = -\frac{\partial q_m}{\partial t} - \frac{\partial w_n}{\partial t} \qquad [5]$$

För lösningen krävs begynnelsevillkor. Normalt börjar beräkningen vid en viss ålder t_0 då fuktfördelningen kan beräknas på ett förenklat sätt. Erforderliga begynnelsevillkor i en dimension är då

$$\begin{aligned} w_e(x, t = t_0) &= w_{e0}(x) \\ w_n(x, t = t_0) &= w_{n0}(x) \end{aligned} \qquad [6]$$

Randvillkoren måste också vara kända. Yttemperaturen T(x=0, t) och yt-fuktigheten RF(x=0, t) beräknas ur mikroklimatdata enligt ovan.

För lösning av ekv [5] fordras normalt datorhjälpmedel. Flera sådana är tillgängliga, också för lösning av tvådimensionella problem. En del exempel på lösningar för typfall presenteras nedan.

Självuttorkning

Även då ingen fukttransport sker, t ex i konstruktioner med täta skikt eller på djupet i konstruktioner av hög betongkvalitet (låga vbt), kan betongen få en inre uttorkning av att vatten binds kemiskt till cementet och att reaktionsprodukterna har mindre volym än utgångskomponenterna. Principen åskådliggörs i Fig 7.

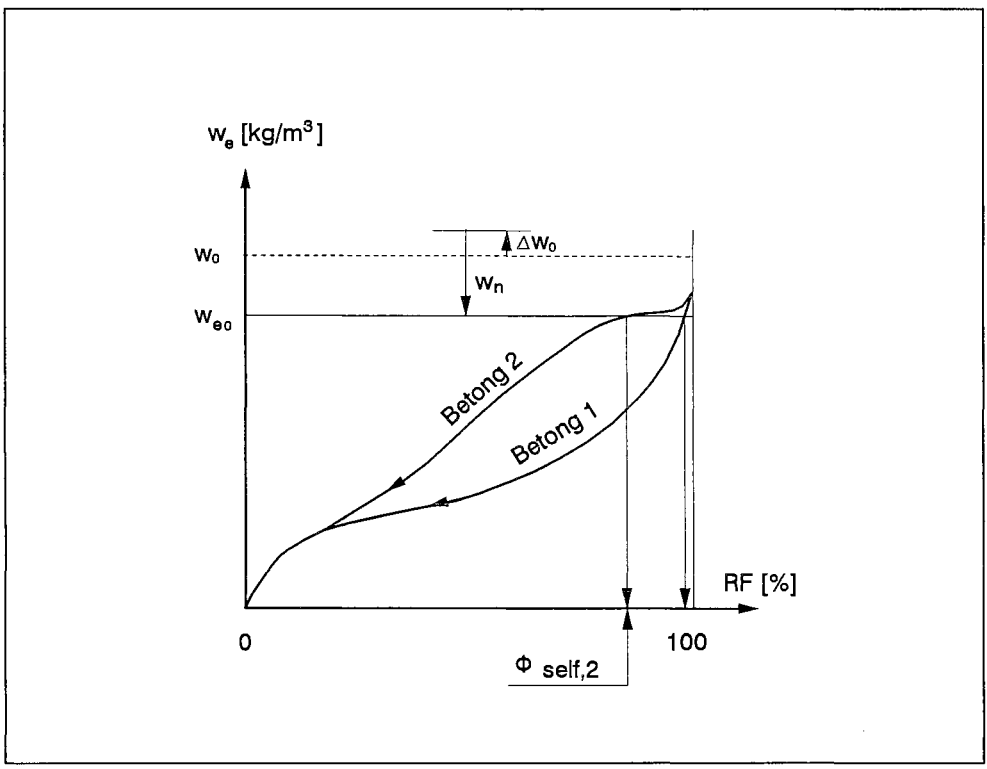


Fig 7. Principen för självuttorkning. w_0 är blandningsvattnet, w_n är kemiskt bundet vatten och Δw_0 är eventuellt fukttillskott efter gjutning. w_{e0} är kvarvarande fukthalt och ϕ_{self} är RF efter självuttorkning

Självuttorkningen ökar med låga vct och vbt, silikainblandning och med vissa cementtyper. RF kan sjunka ner mot 70 % RF i vissa fall enbart p g a självuttorkning! Tidsförloppet i självuttorkningen kan beräknas ur ekv [1], [5] och Fig 2 om åldersberoendet hos sorptionskurvorna i Fig 3 kan bedömas. Sådana beräkningar har just börjat utföras, Norling (1993), och fordrar omfattande mätningar eller uppskattningar av materialegenskaper. För enstaka kontroller är direkta mätningar av självuttorkningen och dess tidsförlopp enkelt genomförbara, se t ex Persson (1992), Norling (1993), Mejlhede-Jensen (1993).

Uttorkning

Beräkning av fuktfördelningen under ett uttorkningsförlopp, och torktider för att uppnå en viss uttorkningsgrad, kräver en komplett lösning av ekv [5]. För realistiska fall fordrar detta datorberäkningar, men sådana ger idag relativt tillförlitliga resultat. Ett exempel på en sådan beräkning visas i Fig 8.

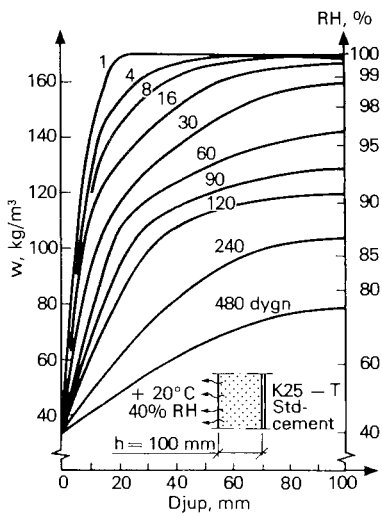


Fig 8. Beräknad fuktfördelning under ensidig uttorkning av 0.1m tjock platta av membranhärdad betong K25 i +20 °C och 40 % RF, Nilsson (1980)

Uttorkningen ger mycket stora fuktgradienter under betongytan. Även då ytan är torr sedan länge, är det fortfarande mycket fuktigt även på måttliga djup. Täckskiktet för armeringen kräver t ex mycket långa torkperioder för att hela skiktet skall bli torrt ända in till stålet. Torktiderna blir avsevärt längre vid låga vct och grövre konstruktioner.

Uppfuktning/kapillärsugning

Beräkning av fuktfördelningen under uppfuktning av en brokonstruktion, som utsätts för vatten under byggtiden och brukandet, är för närvarande svårt att utföra med någon större noggrannhet. Uppskattningar kan göras med ledning av motståndstalen enligt Fig 6 ovan, men dessa kan bara användas för små inträngningsdjup och korta exponeringstider. För stora inträngningsdjup och

för höga betongkvaliteter (vct ner mot 0.4 och lägre) måste tillgängliga mätningar utnyttjas för bedömningar.

Hedenblad (1993) har visat att även tunna betongkonstruktioner som står i vatten kan hållas torra på måttliga djup om fukten bara kan avdunsta eller transporteras vidare i konstruktionen. Ren kapillärsugning där betongen är vattenmättad på större djup är alltså relativt ovanligt.

För riktigt höga betongkvaliteter (vct under 0.35) kan t o m självuttorkningen "balansera" insugningen av vatten på bara några centimeters djup i konstruktioner som står i vatten under flera månader, Persson (1992).

Uppfuktning/uttorkning

Stora delar av en brokonstruktion utsätts för upprepad uppfuktning och uttorkning. Uppfuktnings- respektive uttorkningsperiodernas längd varierar kraftigt och är helt olika för olika delar av konstruktionen.

T ex bropelare i skvalpzonen utsätts längst ned för vågskvalp som inte tillåter någon uttorkning alls. Vissa partier uppfuktas under långa perioder under högvatten men kan få långa torkperioder under lågvatten. Partier högre upp i skvalpzonen utsätts mera sällan för vågstänk och slagregn och kan få mycket långa torktider mellan uppfuktningarna.

Kantbalkarna utsatts för nederbörd med ibland långa torkperioder emellan. Saltstänk från tösaltning ger uppfuktning av salthaltigt vatten bara vissa perioder av året.

Fuktfördelningarna under sådana upprepade uppfuktnings- och uttorknings-perioder kan beräknas med data enligt ovan. Resultatet påverkas kraftigt av cykeltidens längd, främst längden hos uttorkningsperioden, se Fig 9.

Skillnaden blir också stor mellan olika betongkvaliteter, se Fig 10. Med låga vct blir inträngningsdjupet och fuktvariationen avsevärt mindre. Vid samma mikroklimat blir det också torrare på större djup i en betong med lågt vct än i betong med högre vct.

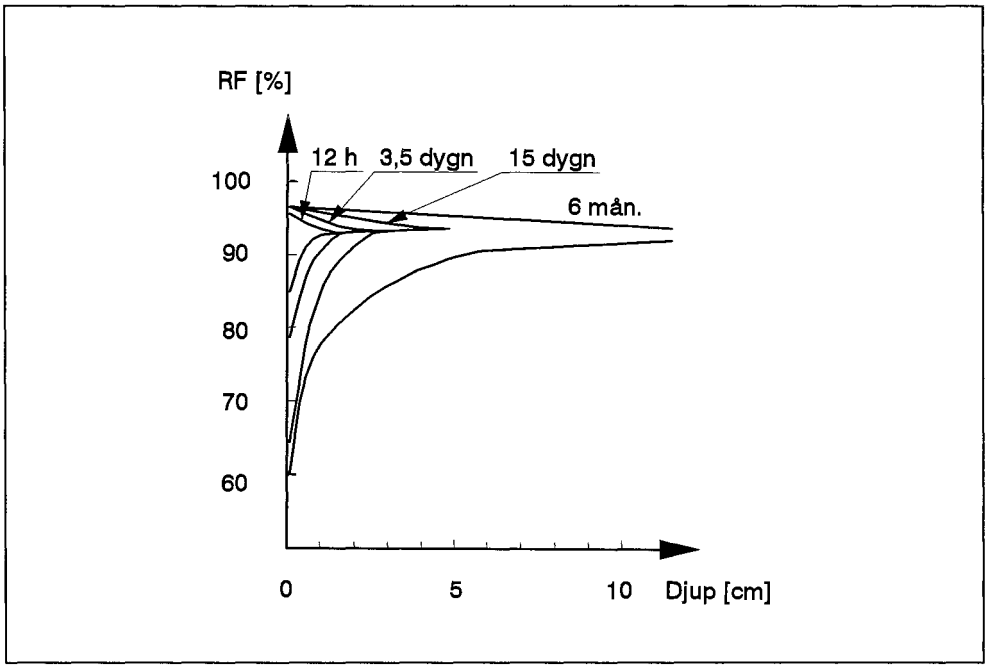


Fig 9. Beräknade fuktprofiler under upprepad uppfuktning/uttorkning med olika cykeltider; vct 0.6, Arfvidsson & Hedenblad (1991)

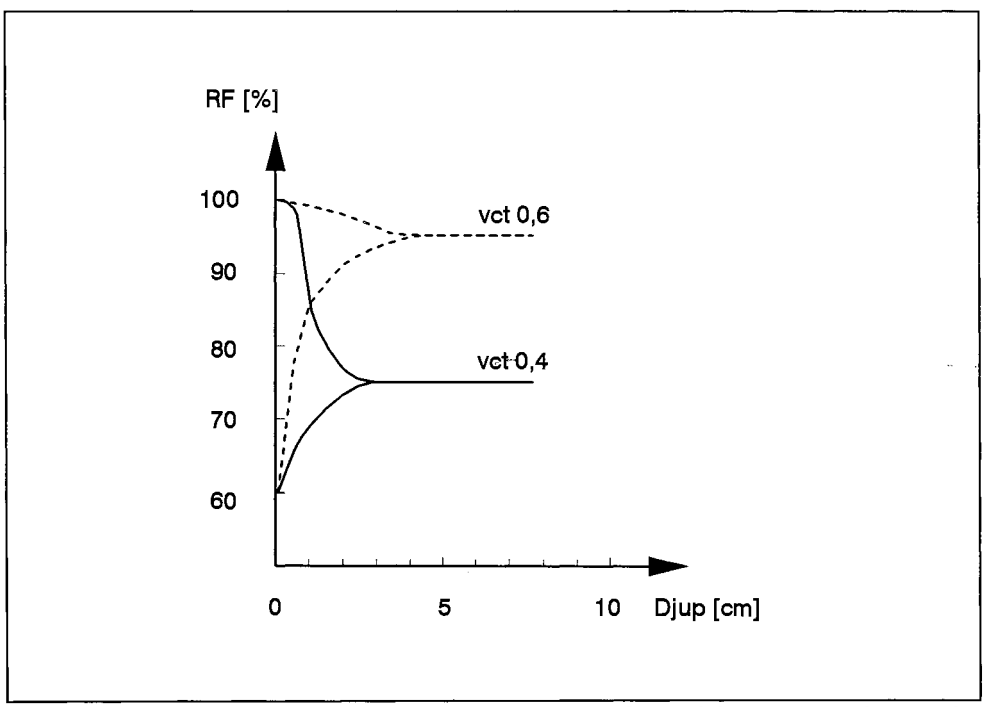


Fig 10. Beräknade fuktprofiler under upprepad uppfuktning/uttorkning för betonger med olika vct, Arfvidsson & Hedenblad (1991)

Konklusion

Fuktfördelningen i olika delar av en brokonstruktion vid olika klimatförhållanden och olika ålder är beräkningsbar. För att öka noggrannheten i beräkningsresultatet i ett speciellt fall krävs att man skaffar ett ordentligt beräkningsunderlag innehållande

- fukttransport- och fuktbindningsegenskaper hos den aktuella betongsammansättningen
- bindemedelsreaktionernas tidsförlopp inklusive deras fuktberoende
- omgivningsklimatets variation för respektive del av brokonstruktionen

Beräkningsresultatet kan inte bli noggrannare än noggrannheten i dessa indata tillåter. I artikeln ges exempel på dagens kunskap inom respektive delområde liksom metoder som kan användas för att beräkna eller bestämma erforderlig information för nya material- och konstruktionsutformningar.

Beräkningar av fuktförhållanden i brokonstruktioner har hittills gjorts i mycket liten utsträckning, men erforderlig information och erforderliga beräkningsverktyg är i huvudsak tillgängliga, om än med någon möda.

Referenser

Arfvidsson, J & Hedenblad G (1991) Calculations of moisture penetration depth in concrete. Uppdragsrapport U91.06, Byggnadsmaterial, LTH, Lund

Atlassi, E, Nilsson, L-O & Xu A (1989) Moisture sorption properties of concrete with admixtures and industrial by-products - implications for durability. BFR Document D9:1989, Svensk Byggtjänst, Stockholm

Fagerlund, G (1982) Fuktmekaniska egenskaper. Avsnitt 8.6 i Betonghandboken.Material 2:a upplagan, Svensk Byggtjänst, Stockholm

Hedenblad, G (1993) Moisture permeability of mature concrete, cement mortar and cement paste. TVBM-1014, Byggnadsmaterial LTH, Lund

Mejlhede-Jensen, O (1993) Autogen deformation og RF-aendring - selvudtörring og selvudtörringssvind. TR 284/93. Bygningsmaterialer, Danmarks Tekniske Höjskole, Lyngby

Nilsson, L-O (1980) Hygroscopic moisture in concrete - drying, measurements and related material properties. TVBM-1003, Byggnadsmaterial, LTH, Lund

Nilsson, L-O (1987) Fukt och betong. CBIs Informationsdag 1987, CBI, Stockholm

Nilsson, L-O (1992) Fuktmekanik. Kurspärm i fuktmekanik för V4. Byggnadsmaterial, Chalmers tekniska Högskola, Göteborg

Norling-Mjörnell, K (1993) Studier av självuttorkning och byggfuktfri betong. Diverse arbetsrapporter, Byggnadsmaterial, Chalmers Tekniska Högskola, Göteborg.

Persson, B (1992) Högpresterande betongs hydratation, struktur och hållfasthet. TVBM-1009, Byggnadsmaterial, LTH, Lund

Supplerende beskyttelsesmetoder

Birgit Sørensen, M.Sc., Ph.D, COWIconsult Rådgivende Ingeniører AS, Parallelvej 15, DK-2800 Lyngby

1 Sammenfatning

Supplerende korrosionsbeskyttelse kan anvendes forebyggende eller i forbindelse med rehabilitering. Følgende beskyttelsesprincipper kan anvendes:

- Overfladebehandling af betonen
- Overfladebehandling af armeringsjernene
- Korrosionsbestandige armeringsmaterialer
- Katodisk beskyttelse
- Korrosionsinhibitorer

Anvendelsen af supplerende beskyttelse har først for alvor taget fart i de seneste 10 - 25 år. Under den synsvinkel, at de fleste store marine betonkonstruktioner i dag designes med en forventet levetid på 100 - 120 år, er der således ingen langtidserfaringer med hovedparten af de supplerende beskyttelsesmetoder.

Supplerende beskyttelse efter ovennævnte principper har vist sig effektiv ved laboratorieforsøg samt gennem en kortere årrække i praktisk anvendelse. Anvendelsen af samtlige metoder rummer dog tekniske faldgruber, og der kan derfor for flertallet af ovennævnte metoder finder eksempler på at den supplerende beskyttelse ikke har fungeret efter hensigten.

2 Indledning

Den efterfølgende gennemgang af beskyttelsesmetoder mod armeringskorrosion fokuserer på beton i marint miljø, hvor årsagen til korrosion er indtrængning af chlorider i kombination med et fugtigt miljø. En del af de beskrevne metoder vil ligeledes kunne anvendes for at modvirke korrosion fremkaldt af karbonatisering.

Metoderne har alle karakter af supplerende beskyttelse, som kan benyttes under særligt aggressive forhold. Supplerende beskyttelsesmetoder må aldrig blive en sovepude. Den bedste forebyggelse af armeringskorrosion fås ved anvendelse af højkvalitetsbeton, store dæklag, sunde konstruktionsprincipper og en styret konstruktions- og støbeproces.

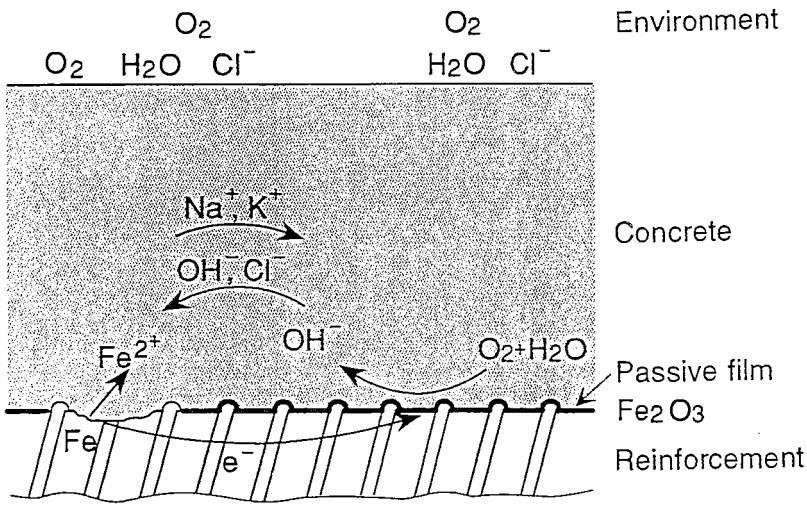
Denne grundregel underbygges af, at der til anvendelsen af alle supplerende beskyttelsesmetoder knytter sig en række problemer og potentielle muligheder for at gøre mere skade end gavn. Anvendelsen af supplerende beskyttelse skal derfor altid baseres på en nøje analyse af risikofaktorer og alternative teknikker.

En række af de supplerende beskyttelsesmetoder er først gennem de senere år anvendt i større omfang. Det betyder, at der ikke eller kun i begrænset omfang er langtidserfaringer med deres effekt. Økonomiske konsekvensberegninger vil derfor ofte være behæftet med en stor usikkerhed, fordi systemernes levetid og eventuelle vedligeholdelsesbehov er ukendt.

3 Baggrund

Ulegeret konstruktionsstål, der indstøbes i beton, vil passivere ved dannelse af et tyndt jernoxidlag på overfladen. Dermed komme stålet i en tilstand hvor det ikke korroderer og i princippet er uforgængeligt.

Ved indtrængning af chlorider i betonen kan passivlaget nedbrydes lokalt. Derved startes korrosionsprocessen, se fig. 1.



$$Fe \longrightarrow Fe^{2+} + 2e^- \quad \text{(Anode)}$$

$$O_2 + 2H_2O + 4e^- \longrightarrow 4OH^- \quad \text{(Cathode)}$$

Fig. 1: Chloridfremkaldt korrosion

Chloridfremkaldt korrosion er i sin natur et lokalt korrosionsangreb (pitting eller grubetæring), hvor jern opløses i de anodiske områder under samtidig reduktion af ilt på de katodiske dele af ståloverfladen. Starten af et korrosionsangreb (korrosionsinitiering) samt forløbet af korrosionsprocessen (korrosionspropagering) er komplekse mekanismer. Derved åbnes et stort antal muligheder for at gribe ind i forløbet for at forhindre, at et korrosionsangreb startes eller for at sikre at korrosionsprocessen forløber så langsomt, at den vil være uden betydning for konstruktionens levetid.

Tabel 1 opsummerer forudsætningerne for korrosionsinitiering og -propagering, og angiver hvorledes de enkelte led i processen kan saboteres:

Led i processen	Forholdsregel	Aktion
KORROSIONSINITIERING:		
Chlorid trænger gennem betonoverfladen fra det omgivende miljø	Kontakt med miljøet forhindres	Overfladebehandling, isolering eller inddækning
	Det omgivende miljø påvirkes	F.eks. bortledning af overfladevand
Chlorid trænger gennem betondæklaget	Dæklaget øges	Større dæklag, evt med svindarmering
	Transporthastigheden af chlorid minimeres	1. Tæt beton med stor chloridbindingskapacitet 2. Udtørring af betonen v.h.a. vandafvisende overfladebehandling, isolering eller inddækning 3. Forebyggende katodisk beskyttelse
Den kritiske chloridkoncentration overskrides i niveau af armeringen	Afskærm armeringen for kontakt med den chloridholdige beton	Overfladebehandling af armeringsjernene
	Forøg den kritiske chloridkoncentration	1. Forebyggende katodisk beskyttelse 2. Stabilisering af passivfilm med inhibitor af nitrittypen
	Umuliggør korrosion ved at sænke armeringens potentiale	Forebyggende katodisk beskyttelse
	Anvend et materiale med en høj chloridbestandighed	1. Korrosionsbestandige stål 2. Ikke-metallisk armering
KORROSIONSPROPAGERING:		
Opløsning (oxidation) af jern	Hindring af jernoxidation	Katodisk beskyttelse

Led i processen	Forholdsregel	Aktion
Reduktion af ilt	Hindring af iltindtrængning	Overfladebehandling
	fjernelse af ilt i betonen	katodisk beskyttelse
Ionledning gennem betonen	Hindring for ionledning	1. Tæt beton 2. Udtørring af beton ved overfladebehandling, isolering eller inddækning

I det efterfølgende vil fem forskellige beskyttelsesmetoder mod chloridinitieret armeringskorrosion blive gennemgået:

Beskyttelsesmetode	Effekt
Overfladebehandling af beton	Hindrer eller reducerer indtrængningen af chlorid, fugt og ilt
Overfladebehandling af armeringsjern	Hindrer kontakt mellem armering og beton
Korrosionsbestandige armeringsmaterialer	Øger den kritiske chloridkoncentration
Katodisk beskyttelse	Reducerer eller hindrer jernopløsning, fjerner ilt, reducerer chloridindtrængningen og udvikler et passiverende miljø
Korrosionsinhibitorer (nitrit)	Øger den kritiske chloridkoncentration

4 Overfladebehandling af beton

4.1 Princip

Overfladebehandling af beton kan foretages som en forebyggende foranstaltning på nye konstruktioner såvel som på ældre konstruktioner.

På nye konstruktioner påføres overfladebehandling primært for at hindre eller reducere optagelse af chlorider og fugt fra det omgivende miljø.

Overfladebehandling af ældre konstruktioner kan blive aktuel, hvis man ved en tilstandskontrol vurderer, at fortsat chloridindtrængning kan føre korrosionsinitiering indenfor konstruktionens levetid. Overfladebehandling kan ligeledes påføres med henblik på at udtørre betonen. I princippet kan en ilttæt overfladebehandling stoppe eller reducere en igangværende korrosionsproces.

En række forskellige hovedtyper af malingssystemer er på markedet. Ref. [1], opererer med følgende hovedgrupper:

- Silikoneimprægnering
- Akrylharpiks forsegling (ca. 80 μm)
- Akrylplastmaling (ca. 100 μm)
- Akrylplasttykfilmmaling (ca. 400 μm)
- Blød polyurethanmaling (ca. 1000 μm)
- Elastisk svumme (ca 2000 μm)

Derudover anvendes forskellige epoxybaserede produkter til overfladebehandling af beton til marint miljø.

Overfladebehandlingssystemer til beton i marint miljø skal udvælges på basis af deres evne til at hindre eller reducere chloridindtrængning. Produktet skal kunne påføres og have god holdbarhed i det aktuelle miljø. Overfladebehandlingen skal være åben for vanddampdiffusion for at undgå akkumulering af vand i den underliggende beton efterfulgt af afskalninger

ved frost-tø påvirkninger. Endelig skal overfladebehandlingen være rengørings-og vedligeholdelsesvenlig.

Under en række forhold vil det være en tilstrækkelig beskyttelse mod armeringskorrosion at reducere chloridindtrængningen uden at standse den helt. Det der derfor væsentligt, at man i en given situation nøje vurderer behovet for beskyttelse, og ikke blot automatisk anvender det tættest mulig produkt, hvis et billigere eller mere brugervenligt produkt ville være tilstrækkeligt.

4.2 Erfaringer

Langtidserfaringer fra praksis med anvendelse af overfladebehandlinger til hindring af chloridindtrængning er kun i begrænset omfang rapporteret i litteraturen. Som eksempel kan nævnes, at overfladebehandlingen i splashzonen af betonplatforme til olieproduktion i den norske del af Nordsøen er anvendt med gode resultater, ref. [2]. Det anvendte produkt er epoxybaseret, og rapporteres efter mere end 10 års levetid at have en kraftig reducerende effekt på chloridindtrængningen. Et andet eksempel på er Bahrain Causeway, der er epoxymalet i splashzonen. Også her rapporteres om en god beskyttelseseffekt efter 6 år, ref. [3].

Anvendeligheden af overfladebehandlingssystemer vil være knyttet til de aktuelle miljøpåvirkninger. Erfaringer fra andre dele af verden kan derfor ikke automatisk overføres til skandinaviske kystforhold. På grund af stor tæthed mod vanddampdiffusion er epoxymalinger normalt ikke anvendeligt til overfladebeskyttelse under forhold med frysepunktspassager. Erfaringsmaterialet med diffusionsåbne overfladebehandlingers effekt er dårligt dokumenteret, men den stigende anvendelse i kombination med opfølgende målinger forventes i løbet af en kortere årrække at give større viden på området.

Store mængder af laboratorieundersøgelser er lavet med henblik på at dokumentere overfladebehandlingers chloridstandsende effekt, bl.a. ref. [4], [5]. Værdien af laboratorieprøvninger er imidlertid begrænset på grund af konflikten mellem at accelerere en miljøpåvirkning uden at bevæge sig så

meget væk fra realistiske forhold, at resultaterne bliver misvisende. Udvikling af laboratorieprøvningsmetoder med en dokumenteret relation til praktisk anvendelse vil være af stor værdi ved udvælgelse af overfladebehandlingssystemer.

5 Overfladebehandling af armeringsjern

Dette afsnit omhandler organiske belægninger. Metalliske belægninger behandles i afsnit 6.

De hyppigst anvendte organiske belægninger til at armeringsjern er epoxybaserede. Denne type belægninger vil blive behandlet i det efterfølgende.

Derudover anvendes i mindre omfang belægninger af PVC (Poly Vinyl Chlorid). PVC belægninger er bløde og flexible. Dette medfører at forankringen til betonen reduceres kraftigt (til ca 60%), ref. [6]. PVC-belagt armering kan derfor kun anvendes til specialformål, hvor forankringen er sikret på anden vis, f.eks. ved svejst netarmering.

Derudover markedsføres andre belægningstyper, bl.a. Levasint-belægningen, der er en termoplastisk belægning, baseret på ethylen-hydroxyethylen copolymer.

5.1 Princip

Epoxybelægninger kan påføres ved følgende principper:

1. Elektrostatisk påføring af pulver på opvarmede jern

2. Neddypning af opvarmede jern i fluid bed med pulver

3. Pensling eller påsprøjtning af flydende materiale

Elektrostatisk påføring er den mest anvendte teknik, og langt hovedparten af de erfaringer, man har med brug af epoxycoatet armeringsjern, knytter sig til denne type. Kun simple geometrier (hovedsageligt enkelt-jern) kan behandles med den teknik.

Påføring af epoxy belægning ved neddypning i fluid bed er første gang anvendt i stor målestok i forbindelse med behandling af svejste armeringsbure til 63.000 betonsegmenter til Storebæltstunnelen. Komplekse geometrier kan belægges ved denne teknik.

Pensling eller påsprøjtning anvendes hovedsageligt i forbindelse med reparationsarbejder.

Epoxycoating påføres typisk i lag på ca. 200 μm (130 - 300 μm). Typisk tillades en reduktion af forankringen til minimum 80% af forankringsstyrken af ubehandlede jern, ref. [6].

Processen med at afrense jern, påføre coating og efterfølgende håndtere og indstøbe den coatede armering kræver den største omhu i alle led. Nødvendigheden af en nøje styring af processen afspejles i standarder og anbefalinger om epoxybelægning af armeringsjern. En oversigt herover er givet i ref. [6]. Disse standarder og anbefalinger indeholder typisk en række krav til [1]afrensning af jernene, [2]pulveret, [3]belægningen (tykkelse, poretæthed, visuelle skader), [4]vedhæftning og skader mm. efter bøjning, [5]forankringsevne og [6]bestandighed mod diverse fysiske og kemiske påvirkninger. Derudover eksisterer der separate anbefalinger for praksis på byggepladsen, bl.a. ref. [4].

Epoxycoating vil i princippet gøre armeringen korrosionsbestandig over for chlorid i de mængder, der kan forekomme i beton. Ved defekter i belægningen vil korrosionsprocessen starte, når den kritiske chloridkoncentration for det underliggende stål overskrides.

5.2 Erfaringer

Epoxycoatede armeringsjern har været anvendt gennem de sidste 15 - 20 år. Erfaringerne med den korrosionsbeskyttende effekt er som hovedregel gode, men der er også i en række tilfælde rapporteret om mangelfuld eller ingen effekt. Det har ikke muligt entydigt at fastslå hvad der har været årsagen til den dårlige virkning, i de tilfælde, hvor det er gået galt.

De værste tilfælde af svigtende effekt stammer fra Florida. The Florida Keys Bridges er et system af 4 broer, hvoraf 3 viste tegn på korrosion af den epoxycoatede armering efter mindre end 10 år i kote 2 - 8 m, ref. [8]. Trods ihærdige forsøg, er årsagen til den manglende korrosionsbeskyttende effekt ikke fundet. Mest sandsynlig er skaderne forårsaget af en kombination af dårlige belægninger, tynde og revnede dæklag, uheldige konstruktionsprincipper og et ekstremt aggressivt miljø (meget varmt, fugtigt og chloridholdigt).

På trods af den lange række af specifikke krav til epoxy belægninger, indikerer laboratorieundersøgelser, at oprindelsesstedet for de belagte armeringsjern har en signifikant effekt på de korrosionsbeskyttende egenskaber, ref. [9]. Dette taler for indførelsen af certificeringsordninger for leverandører, sådan som det er sket i USA og Tyskland. Derudover vil udvikling af laboratorieprøvningsmetoder, som med stor sikkerhed kan skelne gode fra dårlige belægninger, være af stor betydning for en sikker anvendelse af epoxy belagte armeringsjern.

Epoxybelægning fører til en reduktion i vedhæftningen mellem armering og beton. Dette medfører ofte færre, men bredere revner, end i beton med ubehandlet armering.

Anvendelsen af epoxy belagte armeringsjern vil vanskeliggøre en efterfølgende anvendelse af katodisk beskyttelse. Dette er i særdeleshed tilfældet, hvis der er anvendt bundne net af belagte armeringsjern. Belægningen vil da føre til at armeringsjernene er elektrisk isoleret fra hinanden. Anvendelse af katodisk beskyttelse vil derfor nødvendiggøre, at der laves separate ledningsforbindelser til alle armeringsjern. Dette problem undgås hvis

armeringen er svejst i sektioner, og efterfølgende overfladebehandlet ved en fluid bed proces. Ud over det praktiske problem med armeringskontakt vil katodisk beskyttelse af epoxy belagt armering kræve en nøje styring, idet der vil være risiko for katodisk de-bonding af belægningen ved for høje strømtætheder.

Påføringen af epoxycoating samt ekstra omkostninger i forbindelse med håndtering og opbevaring af coatede armeringsjern varierer fra land til land. Som eksempel angives for England en merpris på ca. 100% af armeringsprisen for ubehandlet armering, ref. [6].

6 Korrosionsbestandige armeringsmaterialer

Korrosionsbestandige armeringsmaterialer omfatter [1]chloridbestandige ståltyper, [2]stål med en korrosionsbestandig metallisk overfladebehandling og [3]ikke-metalliske armeringsstænger.

6.1 Princip

Rustfrit stål:
Den langt overvejende del af de chloridbestandige stål, der anvendes som armeringsmateriale, er austenitiske rustfri stål. Typisk anvendes type AISI 304 (ca. 18% Cr og 8% Ni), eller den noget mere korrosionsbestandige AISI 316 (ca. 18% Cr, 10% Ni og 2.5% Mo).

Austenitiske rustfrit stål af ovennævnte typer kan tolerere af 5 - 10 gange så mere chlorid som almindelig ulegeret konstruktionsstål, ref. [10], [11].

Svejsning af rustfri stål vil medføre en markant reduktion af korrosionsbestandigheden omkring svejsningen. Korrosionsbestandigheden kan genop-

rettes ved efterfølgende at bejdse eller slibe svejsningen. Dette vil dog ofte være praktisk umuligt i forbindelse med sammensvejsning af armeringsstænger. Valg af en højere legeret ståltype kan kompensere for reduktionen i korrosionsbestandighed ved svejsning.

Korrosionsbestandigheden vil derudover være påvirket af valseprocessen. Ved profilvalsningen af armeringsstænger kan der bl.a. fremkomme udtværinger i overfladestrukturen, specielt ved kammene samt jernafsmitninger fra valseværktøjet. Sådanne overfladedefekter kan blive udgangspunkter for korrosionsangreb, og dermed reducere korrosionsbestandigheden af det rustfri stål.

BS 6744, ref. [12], omhandler krav til armeringsmaterialer af austenitiske rustfri stål.

Foruden ovennævnte ståltyper, findes der en række andre rustfri stål, med forskellige korrosions- og mekaniske egenskaber. Specielt kan ferritiske rustfri stål i fremtiden tænkes at blive et attraktivt alternativ til de austenitiske stål. Denne type stål fås med særdeles gode mekaniske egenskaber, hvorved man vil kunne anvende mindre armeringsmængder. Endvidere har ferritiske rustfri stål - i modsætning til de austenitiske stål - samme varmeudvidelseskoefficient som sort stål og beton.

Varmforzinket stål:

Varmforzinkning er den mest anvendte metalliske overfladebehandling til korrosionsbeskyttelse af armeringsstål. Ved varmforzinkningen dyppes armeringsjernet i smeltet zink ved ca. 450^0 C. Der dannes derved et lag af jern-zink forbindelser på jernoverfladen. Når armeringsjernet fjernes fra smeltebadet afsættes et rent zinklag på overfladen. Afhængig af den anvendte stålkvalitet og afkølingsforhold mm. vil zinklaget størkne som rent zink på overfladen eller blive omdannet til en blanding af zink og jern-zink intermetalliske forbindelser.

Varmforzinket armering har været anvendt gennem mere end 50 år, og der eksisterer en række standarder for området. En gennemgang af standarder er givet i ref. [13].

En tilfredsstillende varmforzinkning til armeringsjern har en minimumslagtykkelse på ca. 85 μm, heraf ca. 10 μm rent zink yderst. For at undgå risiko for afskalning bør lagtykkelsen ikke overstige 200 μm. Varmforzinkningen skal chromateres inden indstøbningen. Cromateringen modvirker brintudvikling i indstøbningsfasen. Brintudviklingen kan bl.a. føre til reduceret vedhæftning.

Anvendelse af varmforzinkningslag med jern-zink forbindelser helt ud til overfladen er vanskelige at passivere forud for indstøbningen. En chromatbehandling vil normalt være utilstrækkelig. Korrosionsbestandigheden af denne type varmforzinkningslag er i chloridholdigt miljø dårligere end korrosionsbestandigheden af varmforzinkning med et ren-zink overfladelag.

Ikke alle stål kan varmforzinkes med godt resultat. Varmforzinkning af ældningsfølsomme stål kan føre til forsprødning af stålet. Ældningsfølsomme stål anvendes dog normalt ikke i Europa. På stål med siliciumindhold på 0.05 - 0.15% vil tykkelsen af varmforzinkningslaget ikke kunne styres, og resultatet vil være tykke, uregelmæssige varmforzinkningslag, ofte med dårlig vedhæftning. Endelig vil der ved varmforzinkning af visse højstyrkestål være risiko for brintskørhed.

Varmforzinkningsprocessen kan for visse ståltyper føre til mindre ændringer i de mekaniske egenskaber, specielt kan udmattelsesegenskaberne påvirkes i såvel positiv som negativ retning. Disse ændringer antages at bero på ændringer i overfladeegenskaberne som følge af [1)]afrensningen af jernene, [2)]varmebehandlingen under varmforzinkningsprocessen eller [3)]de mekaniske egenskaber af varmforzinkningslaget. Under langt de fleste forhold vil disse effekter være uden praktisk betydning.

Varmforzinket armering er specielt egnet som korrosionsbeskyttelse under forhold med karbonatisering, idet zinkens korrosionsbestandighed kun vil

stige moderat når betonen karbonatiserer. Til gengæld kan zinken ikke passivere ved høje pH - værdier. Det betyder, at varmforzinket armering ikke bør anvendes i beton med høj-alkali holdig cement (pH > ca. 13.2).

Den kritisk chloridkoncentration for varmforzinkning angives i ref. [14] at være marginalt højere end for sort stål, mens ref. [13] angiver kritiske chloridkoncentrationer på fra 2 - 4 gange den kritiske chloridkoncentration for sort stål.

Da zink er uædel i forhold til jern, antages mindre porer i belægningen at være uden betydning for levetiden. Ikke desto mindre er der ved nogle undersøgelser faktisk konstateres pittingangreb i stålet, selvom det omkringliggende varmforzinkningslag er intakt.

Ikke-metalliske armeringsmaterialer:
Indenfor de seneste år er der blevet markedsført forskellige typer ikke-metalliske armeringsmaterialer. Mest anvendt er glasfibre i en matrix af polyester-harpiks. Denne materialetype kan fremstilles både som forspændingsstænger og til slap armering, ref. [15], [16]. Ikke-metalliske armeringsstænger anvendes kun i meget begrænset omfang. De mekaniske egenskaber er væsentligt forskellige for ståls. Specielt er E-modulet markant lavere end for stål.

Andet:
Ulegerede armeringsstål med en rustfri overfladecladding har været anvendt forsøgsvist. Dette kan dog ikke anbefales, da porer i belægningen kan forventes at føre til kraftig lokalkorrosion i det underliggende ulegerede materiale, når den kritiske chloridkoncentration for ulegeret stål overskrides.

6.2 Erfaringer

Rustfrit stål:
Rustfri stålarmering anvendes oftest i forbindelse med renoveringsarbejder, hvor man ikke vil kunne opnå tilstrækkelige dæklag, men også i et vist

omfang i svømmehaller samt i andre særligt udsatte konstruktioner, ref. [17]. Derudover under særlige forhold, hvor et umagnetisk armeringsmateriale er krævet.

Rapporter over praktiske erfaringer er særdeles få, hvilket sandsynligvis skyldes at rustfri stålarmering faktisk opfylder det væsentlige funktionskrav at hindre armeringskorrosion.

Rustfri armeringsståls gode korrosionsegenskaber er dokumenteret ved forskellige laboratorieundersøgelser samt ved eksponeringer under kontrollerede forhold. Den kritiske chloridkoncentration er så høj, at chloridfremkaldt korrosion af indstøbt rustfri stål kun kan forekomme under helt ekstreme forhold, eller som en kombinationseffekt mellem karbonatisering og høje chloridindhold.

Prisen på rustfrit stål svinger kraftigt, selv indenfor korte tidsperioder. Det er derfor særdeles vanskeligt at angive en merpris for rustfri armering. Typisk har prisen gennem de seneste år varieret fra 2 - 6 gange prisen for sort armering.

Varmforzinket armering:

De praktiske erfaringer ved anvendelsen af varmforzinket armering i chloridholdigt miljø er generelt gode, men der findes også - specielt fra Nordamerika - en række eksempler på at varmforzinkningen ikke har haft nogen korrosionsbeskyttende effekt.

Ved laboratorieforsøg og felteksponeringer under kontrollerede forhold er det påvist, at varmforzinkning vil medføre en vis forsinkelse i udviklingen af skader, men at lokal og mere udbredt korrosion ikke kan undgås på langt sigt. Laboratorieforsøg har demonstreret, at de bedste korrosionsegenskaber opnås med en varmforzinkning, der har et lag af ren-zink yderst.

Prisen for varmforzinket armeringsstål angives i ref. [13] at være ca 2 x prisen for sort armering, dvs. ca. samme merpris som for epoxycoating. Merprisen kan forventes at være væsentligt forskellig fra land til land.

Galvanisk korrosion:

Såfremt to forskellige metaller indstøbes i betonen i elektrisk kontakt med hinanden, opstår der risiko for accelereret korrosion (galvanisk korrosion) på det mindst ædle metal, dvs. på metallet med det laveste frie potentiale. Den galvaniske kobling vil imidlertid kun føre til korrosion, hvis det mindst ædle metal ikke er passivt ved det blandingspotentiale, der opstår når metallerne kobles.

Da varmforzinket stål indstøbt i beton kan have væsentligt lavere potentialer end sort stål, er det normalt ikke tilrådeligt at indstøbe sort og varmforzinket stål i galvanisk kontakt. Dette er specielt kritisk under forhold hvor de varmforzinkningen udsættes for fugt og chlorider, f.eks. ved anvendelse af varmforzinkede inserts i marint miljø. Endvidere kan varmforzinkede dele, der indstøbes i kontakt med højstyrkestål i værste fald forårsage et skørt brud i højstyrkestålet, forårsaget af brintudvikling.

Potentialet af rustfrit stål indstøbt i beton ligger i samme område som potentialet af sort stål. Rustfri armering eller indstøbningsdele kan derfor i reglen uden problemer indstøbes i galvanisk kontakt med sort armering. Såfremt den sorte armering begynder at korrodere som følge af chloridindtrængning vil den galvaniske kontakt dog betyde en accelerering af dette angreb. Denne accelerering vil ikke være værre den type lokalkorrosionsangreb der opstår, når korroderende sort armering er i kontakt med passiv sort armering.

Ved anvendelse af forskellige metaller indstøbt i beton bør risikoen for galvanisk korrosion altid tænkes igennem på designstadiet. Erfaringen viser, at løsninger, der er baseret på elektrisk isolering af dele, der er i risiko for at blive udsat for galvanisk korrosion, som f.eks. varmforzinkede bolte til autoværn, kan være særdeles vanskelige at gennemføre i praksis.

7 Katodisk beskyttelse

7.1 Princip

Katodisk beskyttelse (KB) er en korrosionsforebyggende metode, der er baseret på forhindre korrosion af elektrisk vej. Ved KB sendes en jævnstrøm via den omgivende, ionledende beton ind i armeringen, eller, sagt på en anden måde: der sendes elektroner ind i armeringsjernene, der derved tvinges til optræde som katode.

Elektronerne kan i princippet leveres ved kobling af jernet til et mere uædelt metal (offeranode) eller ved at sende strøm fra en ensretter ud gennem en inert anode (påtrykt strøm). Katodisk beskyttelse af stål indstøbt i betonkonstruktioner, der er omgivet af luft, er normalt altid baseret på påtrykt strøm. Betonkonstruktioner, der er permanent neddyppet i vand eller jord, kan undertiden også beskyttes med offeranoder.

Forudsætningen for, at katodisk beskyttelse kan fungere, er, at hele armeringen er tilsluttet ensretteren, samt at der er elektrolytisk (væske) kontakt mellem anode og armering via betonens porevæske. Da beton normalt har en dårlig ledningsevne, skal anoden endvidere være jævnt fordelt over betonoverfladen.

Der eksisterer en række anodesystemer, der er specielt udviklet til at anvende på betonkonstruktioner, se f.eks. ref. [18] for en nærmere gennemgang. De mest anvendte anodesystemer består af et expanderet titannet med en aktiveret overflade, der anbringes på betonoverfladen og indstøbes i et ca. 40 mm dæklag. Indborede, indfræsede og påmalede anoder er også på markedet. Fig. 2 viser en principskitse for katodisk beskyttelse.

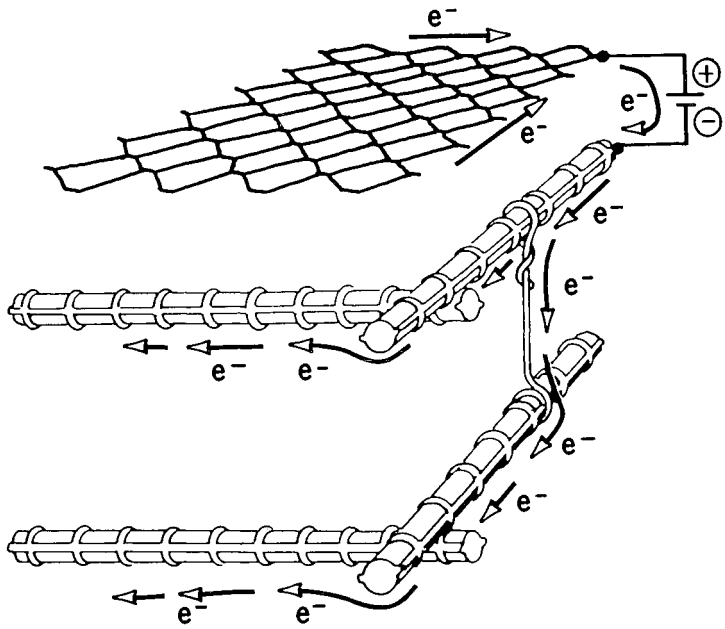


Fig. 2: Principskitse for katodisk beskyttelse af armeringsjern

Katodisk beskyttelse kan anvendes forebyggende eller installeres som en del af en rehabilitering. Beskyttelsen virker på følgende måde:

1. Forebyggende KB:

- Armeringens elektrokemiske potentiale sænkes, hvorved den tolerancen for chlorid øges (den kritiske chloridkoncentration øges). Eventuelt sænkes potentialet så meget, at jernet bliver immunt. korrosion vil da være udelukket under alle forhold.
- Ilten i betonen forbruges.
- Chloridindtrængningen hæmmes på grund af det elektriske felt.
- Alkaliindholdet omkring armeringen øges, hvilket reducerer risikoen for korrosionsinitiering yderligere.

2. KB som rehabiliteringsmetode:

- Armeringens elektrokemiske potentiale sænkes til et niveau hvor jernet kan gendanne sin passivitet. Eventuelt sænkes potentialet så meget, at jernet bliver immunt.

- Ilten i betonen forbruges.
- Chloridioner trækkes væk fra armeringen.
- Alkaliindholdet omkring armeringen øges.

De sidste to punkter medfører at korrosionsmiljøet omkring armeringen ændres, så gen-passivering af armeringsjernene bliver mulig.

Katodisk beskyttelse gendanner ikke jern, der allerede er opløst. Ved rehabiliteringen skal stærkt korroderede armeringsjern derfor udskiftes eller forstærkes. For at sikre elektrolytisk kontakt skal delamineret beton og isolerende maling og reparationsmaterialer fjernes og erstattes med beton. Omfanget af de nødvendige reparationer herunder afrensning af armeringsjern er imidlertid reduceret i forhold til en traditionel reparation.

Ved anvendelse af KB i forbindelse med rehabilitering af betonkonstruktioner skal der endvidere tages hensyn til den ekstra vægt som konstruktionen tilføres, hvis der anvendes anodesystemer indstøbt i et ekstra dæklag.

Anlæg til katodisk beskyttelse med påtrykt strøm kræver en nøje kontrol af beskyttelsesstrøm og -potentialer. Indbygget instrumentering er normalt en forudsætning for at kunne føre en tilstrækkelig kontrol. Hvis betonen indeholder højstyrkestål af typer, der er følsomme for brintskørhed, kræves en særlig omhyggelig kontrol af KB-systemet. Årsagen hertil er, at meget lave beskyttelsespotentialer kan give anledning til brintudvikling på armeringsjernene.

Ved nyanlæg af marine betonkonstruktioner er det i dag almindelig praksis at forberede de udsatte dele af konstruktionen for katodisk beskyttelse ved at sikre elektrisk kontakt til alle indstøbte metaldele. Denne forholdsregel letter en senere installation af katodisk beskyttelse. Det er dog under alle omstændigheder en kompliceret affære at installere katodisk beskyttelse. Installationen skal efterfølgende kontrolleres og vedligeholdes i resten af betonkonstruktionernes levetid.

KB af armerede betonkonstruktioner er beskrevet i en række standarder og anbefalinger, se bl.a. ref. [19], [20].

7.2 Erfaringer

Katodisk beskyttelse af armerede betonkonstruktioner i luft har været anvendt siden ca. 1960. I begyndelsen blev KB udelukkende anvendt på bro- og parkeringsdæk, dvs. på vandrette flader. De anodetyper, der blev anvendt den gang, er væsentligt forskellige fra de typer der anvendes i dag. Siden begyndelsen af 1980'erne er der sket en stor udvikling af anodetyper, der ligeledes er anvendelige på lodrette og opadvendte flader.

Generelt er erfaringerne med anvendelsen af KB gode, ref. [21],[22]. Der er dog også rapporteret om en række tilfælde, hvor anlæg er gået ud af drift efter få år, f.eks. ref. [23]. Årsagerne til sammenbrud er i reglen for høje strømtætheder på anoderne, hvilket virker nedbrydende på den omgivende beton, eller mangelfuld vedhæftning af det ekstra dæklag. Årsagen til afskalning af dæklagene er omdiskuteret. Der har været fremsat teorier om at strømgennemgangen kan forårsage vedhæftningssvigt. Den sandsynligste årsag til disse problemer er imidlertid utilstrækkelig forbehandling af den gamle betonoverflade eller dårlig udførelse af dæklaget.

KB vil som nævnt føre til en forøget alkalikoncentration nær armeringens overflade. Samtidig vil vandindholdet omkring armeringen stige. Disse forhold medfører en teoretisk risiko for at accelerere eller igangsætte et alkali-kisel angreb, hvis betonen indeholder alkali reaktive tilslag. Selvom denne bivirkning ikke er konstateret under praktiske forhold, kan det ikke anbefales, at anvende katodisk beskyttelse på konstruktioner med reaktive tilslag.

På grund af den udvikling, der er sket i anodesystemer til KB af armeret beton, er der kun få installationer, udført efter dagens standard, der er mere end ca. 15 år. Det er derfor ikke muligt at vurdere den forventede levetid af installationerne. Ved design antages almindeligvis levetider på 10 - 20 år. De laveste levetidsforventninger er knyttet til påmalede anoder, der til gengæld vil være relativt lette at udskifte.

8 Korrosionsinhibitorer

Korrosionsinhibitorer er en fællesbetegnelse for en lang række vidt forskellige kemiske stoffer, der har det til fælles, at de hæmmer korrosionsprocessen under visse forhold. Inhiberingen kan foregå ved forskellige mekanismer. I det efterfølgende vil kun blive omtalt korrosionsinhibering baseret på tilsætning af nitrit-holdige inhibitorer, som er den hyppigst anvendte inhibitortype til forebyggelse af armeringskorrosion.

8.1 Princip

Når korrosionsprocessen starter, går jern i opløsning som Fe^{++}. Hvis betonen er tilsat nitrit (NO_2^-), vil nitrit- og ferro-ioner reagere under oxidation af ferro- til ferri-ioner:

$$2\ Fe^{++} + 2\ OH^- + 2\ NO_2^- \rightarrow 2NO + Fe_2O_3 + H_2O$$

Da Fe_2O_3 er uopløselig under alkaliske forhold, vil denne forbindelse fælde ud på eller nær jernoverfladen, og dermed reducere muligheden for jernopløsning og transport af Fe^{++} ud i betonen. Populært sagt vil nitritionerne reparere de huller, der opstår i passivfilmen som følge af chloridfremkaldt korrosion, [24].

Forudsætningen for en effektiv virkning af nitrit-baserede inhibitorer er, at nitrit er til stede i tilstrækkeligt store koncentrationer overalt hvor et korrosionsangreb kan starte. Ref. [24] angiver at Cl^-/NO_2^--forholdet skal være mindre end 1.5, for at opnå en effektiv inhibering. Dette skal ses på baggrund af at chloridindtrængningen og korrosionsinitiering er en proces, der ofte forløber over en 10 - 20 årig periode. Endvidere vil korrosionsprocessen ofte starte i forbindelse med lokale defekter, f.eks. i revnede og porøse områder. Da inhibitoren skal tilsættes betonen ved blandingen, vil der være risiko for udvaskning og omfordeling af inhibitor i den periode der går fra inhibitoren tilsættes og til den skal træde i effekt. Risikoen for at

inhibitoren forsvinder er størst i de områder, hvor behovet for deres tilstedeværelse er størst (f.eks ved revner etc.).

Nitrit er en såkaldt anodisk inhibitor, der påvirker anodereaktionen (jernopløsningen). Anvendelsen af anodiske inhibitorer indebærer en potentiel risiko for at fremkalde et lokalt, accelereret pittingangreb. Et sådant angreb er karakteriseret ved at en mindre del af overfladearealet korroderer, end hvis der ikke havde været tilsat inhibitor, men at dybden af de dannede pits til gengæld er større. Denne situation kan forekomme, såfremt inhibitoren lokalt ikke er tilstede i tilstrækkelige mængder til at hindre korrosionsstart. En sådan situation kan jfr. ovenstående frygtes at opstå i beton.

Bl.a. for at undgå denne type problem, anbefaler producenten af den mest almindelige nitritbaserede inhibitor til beton, DCI™, at inhibitoren kun bruges i beton med v/c $\leq$ 0.40%, 28-døgns styrker på minimum 30 MPa, luftindhold på ca. 7%, minimum cementindhold på 300 - 350 kg/m^3 og dæklag på minimum 30 - 38 mm [25]. Desuden er der foreskrevet en minimumumsdosering af produktet.

Nitritbaserede inhibitorer accelererer hærdningsforløbet. Endvidere påvirkes effekten af øvrige tilsætningsstoffer.

8.2 Erfaringer

Korrosionsinhibitorer af nitrittypen har været anvendt siden slutningen af 1970'erne. På baggrund af at kommercielt tilgængelige produkter kun anbefales anvendt i betontyper og med dæklag, hvor man ikke kan forvente korrosion indenfor en så kort tidshorisont, er det for tidligt at udtale sig om hvorvidt denne type beskyttelse vil fungere i praksis.

En lang række laboratorieundersøgelser viser, at tilsætning af inhibitor fører til en forlængelse af initieringsprocessen, og/eller at den jævnt fordelte korrosionshastighed efterfølgende er væsentligt lavere end uden tilsætning af inhibitor [5],[25]. Den mulige effekt med lokalt accelererede angreb ved revner og defekter er imidlertid dårligt undersøgt.

Referenceliste

[1] Udbuds- og Anlægsforskrifter, betonbroer. Vejledning i overfladebeskyttelse af betonbroer, Vejdirektoratet, april 1993.

[2] M. Sandvik et al: Chloride Penetration into Concrete Platforms in the North Sea. Nordisk miniseminar, januar 1993.

[3] J.M.J.M.Bijen: Durability Aspects of the King Fahad Causeway. Proceedings from RILEM seminar: concrete in hot climates 1990.

[4] A Comparative Study on Coating Agents. Technical Research Centre of Finland. Report No. 258/0187/BET.

[5] Protective Systems for New Prestressed and Substructure Concrete, FHWA/RD-86/193, April 1987.

[6] Epoxy Coated Reinforcement, State-of-the-Art Report. Dansk Betoninstitut A/S, december 1992.

[7] Guidelines for Inspection and Acceptance of Epoxy Coated Reinforcing Bars at the Job Site. Concrete Reinforcing Steel Institute, USA, 1987.

[8] Corrosion of Epoxy Coated Rebar, Keys Segmental Bridges, Monroe County. Florida Department of Transportation, Report No. 88-8A, August 1988.

[9] Effect of Epoxy Coated Reinforcing Steel. Concrete Reinforcing Steel Institute, Dec. 1991.

[10] B. Sørensen et al: The Corrosion Properties of Stainless Steel Reinforcement. Proceedings from SCI Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Constructions, UK, 1990.

[11] H.W.J. Treadaway et al: Durability of Corrosion Resisting Steels in Concrete.

[12] BS 6744. British Standard Specification for Austenitic Stainless Steel Bars for the Reinforcement of Concrete.

[13] Protection Systems for Reinforcement, CEB Bulletin No. 211, Februar 1992.

[14] E. Maahn et al: The Influence of Microstructure on the Corrosion Properties of Hot-Dip Galvanized Reinforcement in Concrete. Corrosion. Vol 42 No. 4, 1986, pp 187-196.

[15] Glass Fibre Composite Prestressing. Concrete, dec. 1987, p 15.

[16] Abla M. Zayed: Deterioration Assessment of Fibre-Glass Plastic Rebars in Different Environments. Corrosion 1991, paper 130.

[17] J.M. Haynes: Stainless Steel Reinforcement. Civil Engineering, August 1984, pp 23-28.

[18] D.G. John et al: Design and Specification of Cathodic Protection for Reinforced Concrete Structures. Construction Maintenance & Repair, July/August 1990, pp 196-201.

[19] BS 7361. Cathodic Protection.

[20] Cathodic Protection of Reinforced Concrete, Concrete Society, Technical Report No. 37.

[21] B.S. Wyatt et al: A Review of Cathodic Protection of Reinforced Concrete. Materials Performance, Vol 26 No. 12, pp 12-21, 1987.

[22] Bro 3-0029, UF af Hillerødmotorvejen. Korrosionsbeskyttelse af søjler. Vejdirektoratet 1993.

[23] Substructure Cathodic Protection in Ontario: Field Trials 1982-1986. ME-87-05, Ministry of Transportation and Communications.

[24] J.M. Gaidis et al: The Inhibition of Chloride Induced Corrosion in Reinforced Concrete by Calcium Nitrite. Cement, Concrete and Aggregates, Vol 9 No. 1, 1987, pp 30-33.

[25] B. El-Jazairi et al: The Use of Calcium Nitrite as a Corrosion Inhibiting Admixture to Steel Reinforcement in Concrete. Proceedings from SCI Symposium on Corrosion of Reinforcement in Concrete Constructions, UK, 1990.

Övriga förstörelsemekanismer

Civ ing Christian Justesen
Aalborg Portland A/S
Postboks 165
D-9100 Aalborg

Civ ing Sven-Erik Johansson
Cementa AB
Ideon
S-223 70 Lund

Sulfatbeständighet

Sulfathalten i havsvatten är tillräckligt hög för att orsaka allvarliga skador på betong. Betongen mjukas upp, sprängs loss och förlorar i hållfasthet. Skadorna kan undvikas med sulfatbeständiga cement och tät betong.

Mekanismer

1. Kalciumhydroxid reagerar med sulfater och bildar kalciumsulfat (gips), som kristalliserar i porerna och spränger sönder betongen.

2. Aluminatkomponenterna reagerar med sulfater och bildar ettringit, som har stor volym och spränger sönder strukturen.

Havsvatten är mindre aggressivt än vanligt vatten med samma sulfathalt. Detta har flera orsaker. Bikarbonaten i havsvatten bildar ett karbonatiserat skikt, som tätar betongytan. Betongens kalciumhydroxid bildar med magnesiumjoner magnesiumhydroxid, som tätar ytan på betongen. Den höga kloridhalten påverkar ettringitens kristallstruktur så att den blir mindre sprängande. /1,2/

Den höga salthalten kan emellertid också orsaka saltsprängning ovanför vattenytan. Med vattnet transporteras lättlösliga klorider och sulfater upp i betongen. När vattnet avdunstar bildas kristaller i porerna, som efter en tid fylls tills betongen spricker i ytan. /3/

Rekommendationer och åtgärder

Havsvattnets sulfatinnehåll ger måttligt till starkt angrepp. Det kan utläsas från tabellen nedan, som också ger rekommendationer för max vct och cementtyp för att sulfatangrepp skall undvikas.

Skador av sulfatangrepp

Skador av alkalikiselreaktioner

Tab . Sulfatangrepp på betong. Cembureau /4/

Angreppsgrad	Ingen	Svag	Måttlig	Stark	Mycket stark
Sulfat, mg SO_4^{2-}/l	<200	200-600	600-3000	3000-6000	>6000
Max vct	0,55	0,5/0,55	0,5	0,45	0,45+ytskikt
cementtyp	OPC	OPC/SRPC	SRPC	SRPC	SRPC

Cement: Sulfatresistent portlandcement, SRPC, är en specialkvalitet med låg C_3A-halt. Standarder föreskriver maximalt 3-5 %, /5/. Blandcement med 20-40 % flygaska eller 70-90 % masugnsslag ger god sulfatbeständighet i täta betonger (vbt<0,45). Den kemiska sammansättningen, bl.a. aluminiuminnehållet i flygaska och slagg, påverkar blandcementets sulfatbeständighet.
Ballast: Normal ballast för kvalitetsbetong.
Betongkvalitet: Vct <0,45 krävs i de flesta betongbestämmelser för hög sulfatbeständighet. Tillsatsmaterial, flygaska (20-40%) och slagg (70-90%), tillåts i miljöer med måttligt angrepp. Mängderna är relaterade till cementmängden, och tillsatser utanför dessa intervall kan ge sämre sulfatbeständighet. Mikrosilika ökar tätheten och därmed även sulfatbeständigheten /1/. Betong i havsvatten skall minst uppfylla kraven för måttligt angrepp alltså vct<0,5, /6/.

Provningar

Vatten: Havsvattnets innehåll av SO_4^{2-} och Mg skall bestämmas eller vara känt. Blandningsvattnet skall vara färskvatten.
Cement: Kemisk analys med beräkning av C_3A-halt, samt SO_3-halt om BS4027. Provning för sulfatresistens enligt ASTM C-452. För blandcement bör mängden tillsatsmaterial bestämmas och portlandcementets ursprungliga C_3A-halt.
Betong: Det finns ingen standardiserad provningsmetod för betongens sulfatbeständighet.

Livslängd

Det saknas idag en modell för att bedöma betongens livslängd i sulfatmiljö. Sulfatskador på betong i havsmiljö är idag sällsynta. Med sulfatresistent cement, betong med vct<0,5 och väl utfört betongarbete så är risken för sulfatskador mycket liten.

Litteratur

1. Lawrence C.D. Sulphate attack on concrete, Magazine of Concrete Research, 1990,42,No 153,Dec.,249-264
2. Calleja J. Durability: Sea-water attack, 7th International Congr on the Chemistry of Cement, 1980, vol I, Sub-theme VII-2/25-31
3. Hoff G.C. Durability of Offshore and Marine Concrete Structures, Durability of Concrete, 1991,ACI,SP-126,33-64
4. Betonghandboken, Material, Svensk byggtjänst 1982
5. Standarder SRPC: BS4027 (Storbritannien), ASTM C-150 (USA), DIN 1164.
6. Betongbestämmelser: ACI, Manual of Concrete Practice,part I,Detroit, 1991 (USA), BRE Digest 250 recommendations 1986 (Storbritannien), BBK79 Utgåva 2. AB Svensk byggtjänst,1988 (Sverige).

Sen ettringitbildning

Värmehärdning kan ge mikrosprickor genom s.k. sen ettringitbildning. Sprickorna utvidgas långsamt och ger nedsatt hållfasthet samt försämrad frostbeständighet. Med tillräcklig förhärdning och begränsad temperatur undviks problemet.

Mekanismer

Reaktioner mellan aluminater och sulfater sker i den tidiga hydratationen genom ettringitbildning. Om temperaturen är för hög så bildas ingen ettringit utan aluminater och sulfater binds in i cementgelen. De frigörs vid avsvalnandet och bildar bl.a. ettringit i hålrum i mikrostrukturen. Om det finns sprickor, som uppkommit vid värmehärdningen, utkristalliserar ettringiten i dessa och de utvidgas på grund av kristallisationstrycket. Reaktionen kan pågå under lång tid, några år./1,2/

Rekommendationer och åtgärder.

Sen ettringitbildning har konstaterats speciellt vid snabba värmehärdningscykler med höga temperaturer, 80-90°C, vid exempelvis tillverkning av järnvägs-slipers.

-Tyska och finska undersökningar ger följande rekommendationer:
Förhärdning 3 timmar, temperaturstegring 10-15 °C /h, max temp 65 °C./3/

-Cementens inverkan är ännu ej helt utredd, men man har för portlandcement konstaterat expansion när alkalihalten är > 1% N_2O-ekv, total SO_3 >3,5% och SO_3/Al_2O_3 >0,9. /4/

Tillsats av flygaska (30%), trass (30%) eller masugnsslagg (50%) eliminerar expansionen för vissa cement. Luftinblandning liksom 5-10 % mikrosilika minskar också expansionen./1/

Provningar

Det finns ingen etablerad provningsmetod för sen ettringitbildning. Kemisk analys av cementen ger besked om det föreligger risk för skador enligt ovan. Uppföljning av temperaturen vid härdningen bör göras.

Livslängd

Om mikrosprickor uppstått genom sen ettringitbildning så ökar risken för frostskador och korrosion och konstruktionens livslängd blir sannolikt kraftigt reducerad.

Litteratur

1. Ludwig U et.al. Modellversuche zur Klärung.....Betongfertigteilen. Teil II. Tonindustrie-Zeitung, 3, 178-183, (1982)
2. Lawrence C.D. , Delayed ettringite formation, BCA,March 1992. ej publiserad.
3. Tepponen P. Eriksson B-E, Damages in railway sleepers i Finland. Nordic concrete research No6,1987,199-209.
4. Wieker W.,Herr R. High alkali metal and sulphate contents....., Symp "The microstructure of cement and concrete". Oxford 1990, The institute of metals.

Alkalikiselreaktioner

I beton kan der mellem alkalier (normalt natrium og kalium) fra cementen og/eller omgivelserne og visse tilslagstyper dannes kemiske forbindelser, som kan svelle og sprænge betonen. Et eksempel på beton med sådanne skader ses på hosstående figur.

I nogle lande kendes alkalikarbonatreaktioner, hvor visse dolomittiske kalksten reagerer med alkalier. I Danmark er der normalt tale om risiko for reaktion mellem alkalier og kiselholdige tilslagsmaterialer for det meste porøs flint og opalkalksten. Dette har frem til midten af 80-erne givet anledning til en række skadede konstruktioner. Fra midten af 80-erne er indført forholdsregler, som sikrer mod, at reaktionerne kommer i gang og bliver skadelige.

I det skandinaviske nærområde kendes alkalikiselreaktioner i et større omfang fra Nordtyskland (opalsandsten og flint) og til en vis grad fra England. I de seneste år er også rapporteret om alkalikiselskadede konstruktioner i Norge [6] Rhyolit, sandsten, sparagmit, kvartsit, gråvakke, fyllit, myllonit) og Sverige [5](myllonit).

Forebyggelse af alkalikiselreaktioner

Skadelige alkalikiselreaktioner kommer kun på tale, når der er 1) alkalier, 2) reaktivt tilslag og 3) vand til stede. Mangler én af disse komponenter starter ingen reaktioner. I marine konstruktioner kan det ikke undgås, at der er vand/fugt til stede. Det betyder, at forebyggelse af alkalikiselreaktioner må baseres på en begrænsning af mængden af alkalier og reaktivt tilslag i betonen.

Udviklingen af alkalikiselreaktioner af

Miljøet (temperatur, fugtighed, salte m.m.)
Alkaliindhold i betonen
Type og mængde af reaktivt tilslag i betonen
Betonkvalitet (styrke, tæthed, luftindblanding m.v.)
Karakteristisk længde på konstruktionsdelen

I marine miljøer bør man stille krav til *både* et begrænset alkaliindhold i cementen/betonen *og* et begrænset indhold af reaktivt tilslag i betonen. Nedenfor nævnes i relation til gennemgangen af de omtalte parametre de krav, som sædvanligvis anvendes i Danmark. Med de erfa-

ringer, der foreligger i dag, regnes med, at såfremt disse krav opfyldes, opnås en livslængde på mindst 100 år.

Alkali i cementen. Internationalt tales om lavalkalicementer, hvis det ækvivalente Na_2O-indhold er under 0,6%. Dette gælder for rene portlandcementer. I Danmark har man krævet alkaliindholdet begrænset til 0,4%.

Alkali i betonen. Internationalt tales om, at indhold af alkali (ækvivalent Na_2O) skal begrænses i betonen til maksimalt 3,0 kg/m^3. Dette krav anvendes i dag for marine konstruktioner i Danmark. Betonens alkaliindhold kan beregnes som summen af alkaliindholdet i de enkelte delkomponenter, herunder også tilsætningsstoffer. En lang række forsøg og praktiske erfaringer viser, at tilsætning af flyveaske, mikrosilica og formalet højovnsslagge reducerer risikoen for skadelige alkalikiselreaktioner. Der findes flere modeller for indregning af dette. Eksempelvis ved kun at indregne en del af alkaliindholdet i disse tilsætninger. I Danmark har man valgt at udelade alkaliindholdet fra flyveaske og mikrosilica ved beregning af betoners alkaliindhold. Der findes ingen danske regler vedr. slagge, men det kan nævnes, at i Tyskland er kravet til alkaliindholdet i cementen lempet væsentligt for slaggecementer.

Indhold af reaktivt tilslag. I Danmark stilles kravet til maksimalt indhold af reaktivt tilslag primært i relation til to prøvningsmetoder. Disse er begge beregnet til prøvning af fint tilslag (sand, $\leq$4 mm). En mørtelprismeekspansionsmetode og en petrografisk metode. Ved den første metode kræves typisk for beton i marint miljø, at ekspansionen maksimalt er 0,5 ‰ efter 20 uger. Ved den anden metode kræves typisk for beton i marint miljø, at indholdet maksimalt må være 1%.

Ved vurdering af det grove tilslag (sten $\leq$4 mm) kan man basere sig på, hvad der foreligger af mange års erfaringer med de materialer, der er på tale. Man kan måske sige, at man skal være forsigtig her, fordi de seneste års rapporter fra Norge og Sverige, [5], [6], viser, at visse tilslagstyper i stenfraktionen giver anledning til skadelige alkalikiselreaktioner efter en del år.

Til en prøvningsmæssig vurdering kan benyttes en canadisk betonprismeekspansionsmetode. I Danmark kræves i relation til Storebælt efter denne, at ekspansionen er mindre end 0,4‰ efter 52 uger.

Betonkvalitet. Med de krav, der i øvrigt stilles til betonsammensætning for beton i marint miljø, giver ønsket om forebyggelse af alkalikiselreaktioner ikke behov for skærpelse af krav til v/c, tæthed, luftindhold m.v.

Karakteristisk længde. I [4] påpeges, at tidspunktet for udvikling af skadelige alkalikiselreaktioner er afhængig af konstruktionsdelenes størrelse. Jo større element, jo senere starter udviklingen af de skadelige revnedannelser. Såfremt de ovenfor nævnte krav opfyldes, vil der som nævnt ikke komme revnedannelser de første hundrede år. Den model, der opstilles i [4], gælder for konstruktioner, hvor der ikke tilføres alkalier, og den udsiger, at de skadelige revnedannelser da tidligst starter efter $300 \cdot l^2$ år, hvor l er en karakteristisk længde (i m).

Prøvningsmetoder. Der findes i flere lande prøvningsmetoder til undersøgelse af tilslagsmaterialers reaktivitet. Det viser sig, at metoderne er udviklet til de lokale tilslagsmaterialer, som giver problemer i de enkelte lande, og således at de i kombination med de opstillede kravgrænser passer til de lokale materialer. Det er derfor vigtigt, når der vælges tilslagsmaterialer, at undersøge deres eventuelle alkalikiselreaktivitet med de metoder, som anvendes i det land, materialerne kommer fra. Eksempelvis viser det sig, at den tyske prøvningsmetode fungerer udmærket på de materialer, der giver problemer i Tyskland. Men den godkender i nogle tilfælde danske materialer, som har vist sig at give skadelige alkalikiselreaktioner.

I Danmark anvendes følgende metoder på fint tilslag:

Mørtelprismeekspansion : TI-B51 (85)
Petrografisk undersøgelse: TI-B52 (85)

På groft tilslag har i relation til Storebælt været anvendt den canadiske metode CAN3-A23.1-M77. I Sverige findes ingen rutinemæssigt anvendte metoder indenfor området alkalikiselreaktioner.

Referencer

[1] Swamy, R.N., editor: "The Alkali-Silica Reaction in Concrete", Blackie, 1991.

[2] "Beton-Bogen", CtO, 1985.

[3] "Betong-handbok, Material", Svensk Byggtjänst, 1982.

[4] Nielsen, A.: "Skadesforløb i konstruktioner med alkalikiselreaktioner", Dansk Beton 1, 1993.

[5] "Svenskt urberg som ballast kan årsaka betongskader", Betong, 1, 1991.

[6] Rønning, T.F.: "Alkali-Reaksjoner, Hva gjør vi i Norge?" Cement Nå!, 1, 1993.

Temperatursprickbildning

Tekn Dr Mats Emborg
Tekn Lic Jan-Erik Jonasson
Konstruktionsteknik
Luleå Tekniska Högskola
971 87 Luleå

Sammanfattning

Att betong har en tendens att spricka på grund av värmespänningar under hydratationen är ett problem som varit känt sedan betongteknikens "barndom". Sprickrisken har därvid nästan uteslutande bedömts med ledning av temperaturrelaterade kriterier vilket är en synnerligen osäker metod. Modern forskning visar att det med beaktande av flertal andra utslagsgivande faktorer på sprickrisken går att beräkna temperaturspänningar och mer korrekt bedöma sprickrisker för ett flertal gjutsituationer.

I detta kapitel redogörs för denna moderna teknik för sprickriskanalyser och exemplifiering sker genom två typfall. Ingående materialparametrar, beräkningsmodeller m m visas samt analysresultat med jämförelser mellan temperaturrelaterade och spänningsrelaterade metoder och mellan olika åtgärder för begränsning av sprickrisker.

Den framtagna metodiken har redan tillämpats i samband med flera större byggnadsprojekt och används kontinuerligt bl a av Betongindustri AB, se litterarturlista.

Inledning

Vid gjutning av såväl grova som slanka konstruktioner kan inverkan av volymändringar på grund av temperaturförloppet under hydratationen resultera i temperatursprickor. När man vill bedöma sprickrisker måste man känna till den unga betongens temperaturförlopp och mognadsutveckling samt de temperaturspänningar som uppkommer. Samspelet mellan de faktorer som inverkar på temperaturspänningarna är mycket komplicerat, och det krävs datorberäkningar för att sprickrisken ska kunna bedömas tillräckligt noggrannt.

Val av beräkningsfall

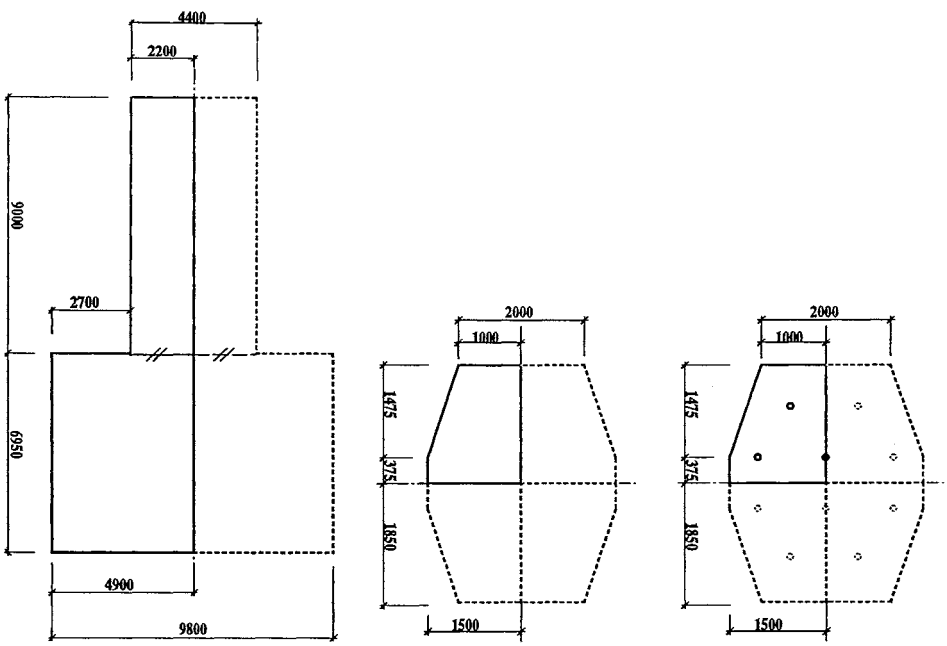
Traditionellt kan två typer av temperatursprickbildning särskiljas enligt:

I = genomgående sprickor
II = ytsprickor

I det första fallet är det ett tvång mellan olika delar i en konstruktion , t ex mellan nygjuten och gammal betong, eller mellan konstruktionen och omgivningen, t ex gjutning mot berg, som ger upphov till spänningar som kan leda till sprickor tvärs igenom hela konstruktionen. I det andra fallet är det temperaturskillnader över den nygjutna konstruktionens tvärsnitt, som kan orsaka ytsprickbildningen.

Här har valts två konstruktioner med avsikt att studera dessa två spricktyper enligt:

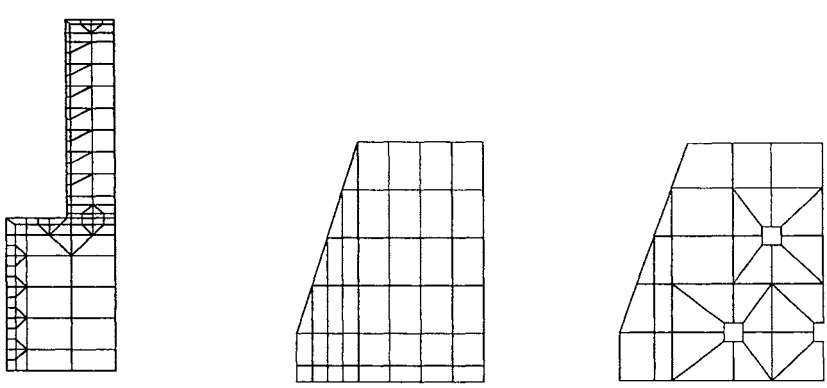
I = vertikalsektion genom långsträckt pelare gjuten på ett tidigare gjutet fundament, se figur 1a
IIa = horisontalsektion genom homogen pelare utan kylning, se figur 1b
IIb = horisontalsektion genom samma pelare som i fallet IIa men med inlagda rör för luftkylning, se figur 1c.



a)I=långsträckt pelare *b)IIa=homogen pelare, okyld sektion* *c)IIb=homogen pelare, luftkylning*

Figur 1. Sektioner genom studerade konstruktioner.

Beräkningen av temperaturer genomförs med finita elementmetoden och av symmetriskäl behöver endast de områden markerade med heldragna linjer i figur 1 studeras, se valda elementindelningar i figur 2.



a)I=långsträckt pelere *b)IIa=homogen pelare, okyld sektion* *c)IIb=homogen pelare, luftkylning*

Figur 2. Valda elementindelningar för de studerade sektionerna visade i figur 1.

Studien genomförs här för ett recept kallat betong A och valda parametervariationer för luft- och gjuttemperaturer framgår av tabell 1.

Tabell 1. Parametervariationer vid studier av risk för temperatursprickor

Konstruktion	Betong	Lufttemperatur, °C	Gjuttemperatur, ° C
I = figur 2a	A	20	10
			15
			20
			25
		0	10
			15
			20
IIa = figur 2b	A	20	10
			15
			20
		0	10
			15
			20
IIb = figur 2c	A	20	10
			15
			20
		0	10
			15
			20

De i tabell 1 visade parametrarna är exempel på variation i:

- *utförande* (gjuttemperatur och kylning)

och

- *miljö* (lufttemperatur,-"sommarfall" 20 °C och-"vinterfall" 0°C)

Gjuttemperaturen kan även uppfattas som en materialparameter sett utifrån arbetsplatsens perspektiv, eftersom man vanligen kan beställa "materialet" betong inklusive en viss utgångstemperatur från betongfabriken.

Parametrar för temperaturberäkning

Allmänt

Här har valts att studera en betong kallad A, som avses vara representativ för en "brobetong". Denna betong tillhör betongklass K45 med C = cementhalt = 430 kg/m^3 och vct = vattencementtal = 0,42.

Värmetekniska data

Vid beräkning av temperaturer i denna studie tillämpas värmeledningsekvationen för tvådimensionellt flöde enligt:

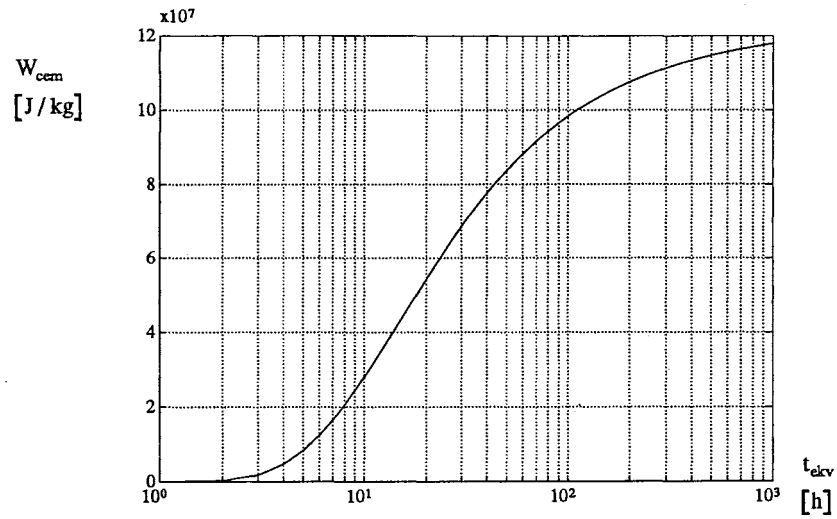
$$k_x \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + P_c = \rho_c c_c \frac{\partial T}{\partial t} \qquad (1)$$

där T[°C] = temperatur, t [s] = tid, k_x[W/(m°C)] och k_y [W/(m°C)] är värmekonduktiviteter i x[m]- respektive y[m]-led, P_c[W/m^3] är betongens hydratationsvärme, ρ_c[kg/m^3] = betongens densitet samt c_c[J/(kg°C)] = betongens värmekapacitivitet. Här studeras endast konstanta värmekonduktiviteter, och de numeriska värdena har valts till $k_x = k_y$ = 1,9 W/(m°C), vilket anses ligga inom ramen för ung betong.

En av de mest betydelsefulla betongparametrarna är hydratationsvärmen, som för aktuell betong beskrivs i figur 3, där den vertikala axeln anger hydratationsvärme per cementmängd och den horisontella axeln utgör ekvivalent tid (t_{ekv}) bestämd enligt

$$t_{ekv} = \int_0^t \beta_T dt + \Delta t^o_{ekv} \qquad (2)$$

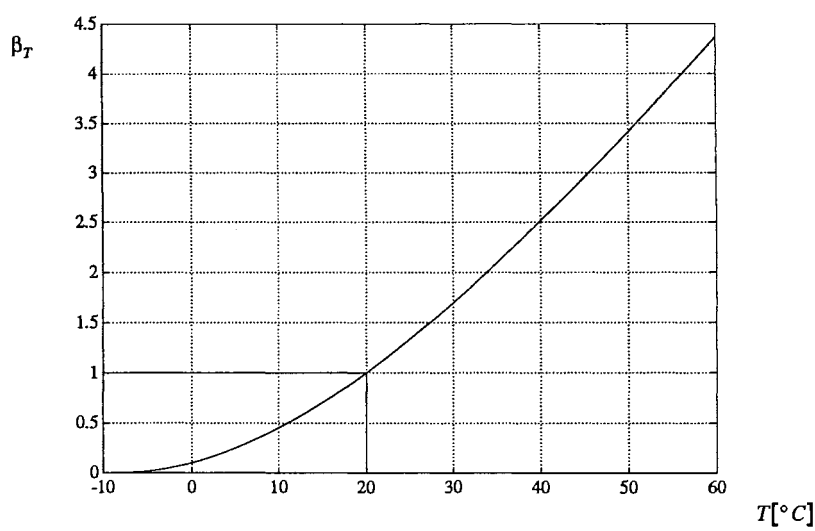
där β_T är temperaturfaktorn ("mognadsfunktionen") som visas i figur 4. Termen Δt^o_{ekv} beskriver formellt ekvivalent tid vid tidpunkten t =0. Värden på Δt^o_{ekv} kan användas för att beskriva ekvivalentåldern vid start av beräkningarna eller för att simulera en gjutordning eller stighastighet vid gjutningen.



Figur 3. Hydratationsvärme för studerad betong uttryckt i värmemängd per cementvikt som funktion av ekvivalent tid.

Till användningen av hydratationsvärmen enligt figur 3 är kopplat värden på betongens densitet och värmekapacitivitet enligt:

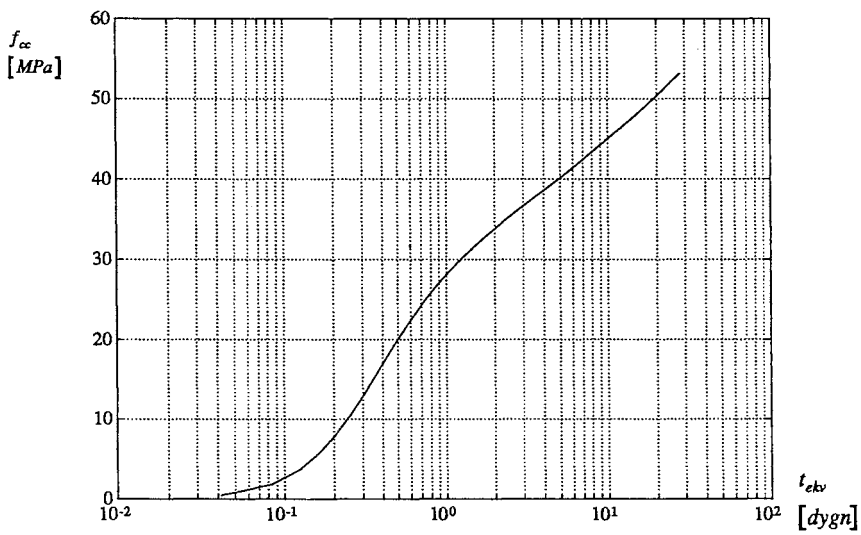
$$\text{Användning av figur 3} \Rightarrow \begin{cases} \rho_c = 2350 \text{ kg/m}^3 \\ c_c = 900 \text{ J/(kg°C)} \end{cases} \tag{3}$$



Figur 4. Temperaturfaktorn ,β_T, som funktion av temperaturen för aktuell betong.(Faktorn β_T kallas även "mognadsfunktion".)

Tryckhållfasthet

Förutom att en beräkning enligt ekvation 1 ger information om temperaturfältets variation i en konstruktion, får man med hjälp av ekvation 2 en beskrivning av mognadsutvecklingen inom konstruktionen. Detta kan t ex användas för att beräkna hållfasthetstillväxten vid beräkning av formrivningstider eller för att beräkna erforderligt skydd mot tidig frysning vintertid. Aktuell betongs tryckhållfasthet för 150 mm kuber som funktion av ekvivalent tid visas i figur 5.



Figur 5. Tryckhållfasthet för 150 mm kuber för aktuell betong som funktion av ekvivalent tid.

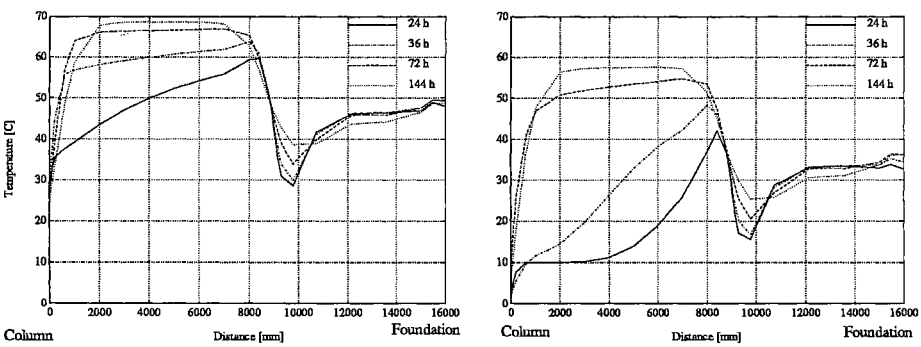
Beräknade temperaturförlopp

Allmänt

De illustrationer som visas här avser ge en viss uppfattning om hur temperaturförloppen ser ut, och för detta ändamål har valts ett *sommarfall* med T_{gjut} = 20 °C och ett *vinterfall* med T_{gjut} = 10 °C. För respektive konstruktionsfall presenteras temperaturfördelningarna längs ett valt snitt under uppvärmningsfasen, d v s för tiden fram till att maximal temperatur har uppkommit i den nygjutna konstruktionen. Slutligen redovisas några temperaturdifferenser som funktion av tid för hela beräkningstiden, som för fallet I = långsträckt pelare på fundament satts till 10 d (240 h) och för fallet II = homogen pelare till 6 d (144 h).

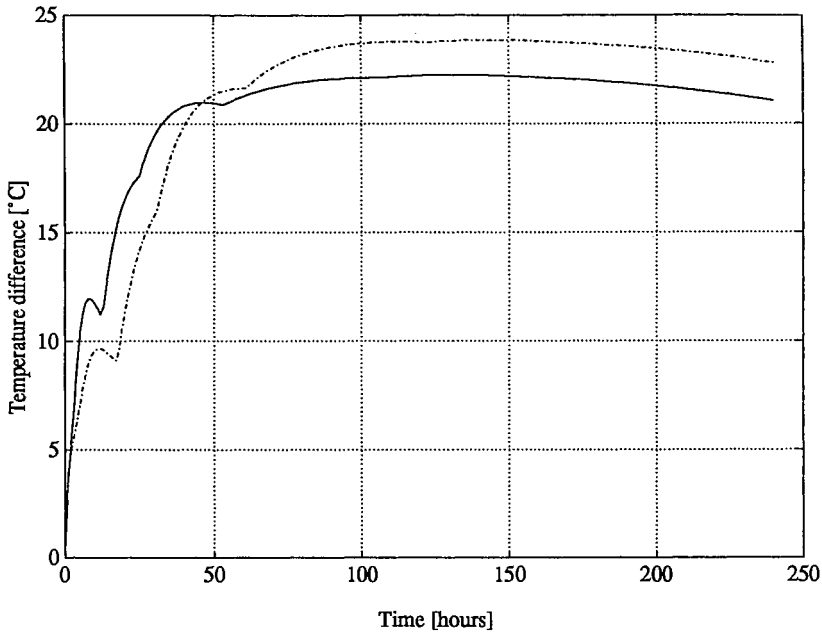
Långsträckt pelare på fundament

För det vertikala mittsnittet med läge = 0 m i pelarens överyta visas i figur 6 temperaturfördelningarna under uppvärmningen, som pågår i ca 6 d. Pelaren sträcker sig mellan läge = 0 m och 9 m. Fundamentets bottennivå ligger på läge = 16 m. Starttemperaturerna i fundamentet är de temperaturer som har uppkommit efter att den gjutits ca 5 veckor före start av pelargjutningen. Som framgår av figuren når sommarfallet en maximal temperatur i pelaren på ca 68 °C och vinterfallet ca 57 °C. Relativt gjuttemperaturerna är det ungefär samma temperaturstegring, dvs här är pelardimensionerna så stora (/m), se figur 1, att omgivningens villkor spelar en underordnad roll under uppvärmningsfasen. Från 6 d till 10 d sjunker temperaturerna bara ca 1 á 2 °C, vilket avspeglar en långsam avsvalning. Vidare framgår av figur 6 att under uppvärmningen av pelaren värms övre skiktet av fundamentet något samtidigt som det längre ner i fundamentet pågår en långsam avsvalning.



a) Sommarfallet *b) Vinterfallet*

Figur 6. Beräknad temperaturfördelning längs det vertikala mittsnittet för den långsträckta pelaren (beräkningsfall I) under uppvärmningsfasen till maximal temperatur i pelaren.

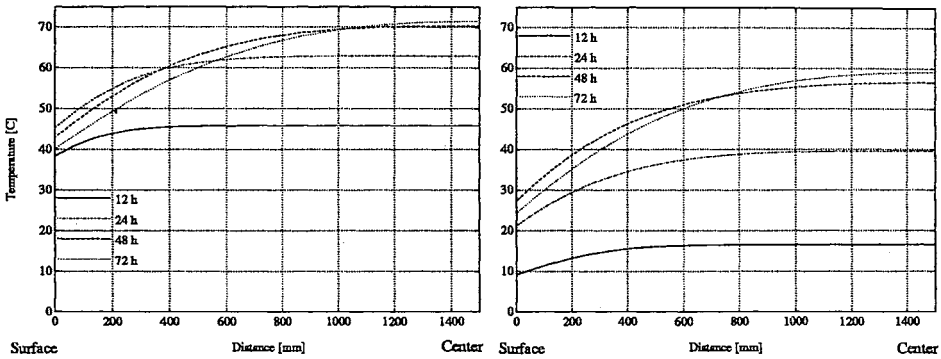


Figur 7. Temperaturdifferensen mellan maximal temperatur i pelaren och temperaturen någon decimeter ner i fundamentet som funktion av tid för beräkningsfall I. Heldragen kurva anger sommarfallet och streck-prickad kurva betecknar vinterfallet.

För den långsträckta pelaren visas i figur 7 hur temperaturdifferensen mellan maximal temperatur i pelaren och en punkt någon decimeter ner i fundamentet utvecklas i tid. Av figuren framgår att för sommarfallet blir maximal temperaturdifferens ca 22 °C och för vinterfallet ca 24 °C. Att dessa differenser minskar mycket långsamt från 6d till 10 d speglar här att avsvalningen är mycket långsam.

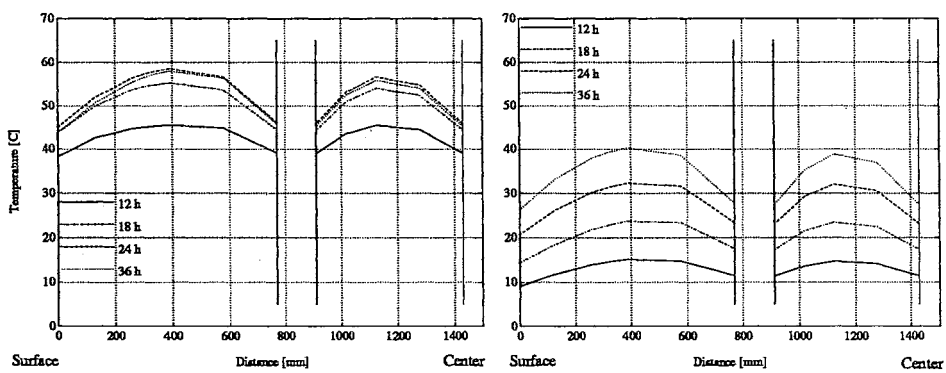
Homogen pelare

För de homogena pelarna har här valts att visa temperaturfördelningen längs ett snitt i pelarens korta riktning beläget 375 mm från pelarens mittsnitt. Härigenom går snittet genom de inlagda kylrören, se figur 1. Figur 8 visar temperaturfördelningarna för den okylda sektionen för fall IIa, och figur 9 visar motsvarande fördelningar i snittet genom kylrören för fall IIb.



a) Sommarfallet *b) Vinterfallet*

Figur 8. Beräknad temperaturfördelning längs snittet i korta riktningen 375 mm från mitten i långa riktningen för fall IIa (den okylda homogena pelaren) under uppvärmningsfasen till maximal temperatur i pelaren.

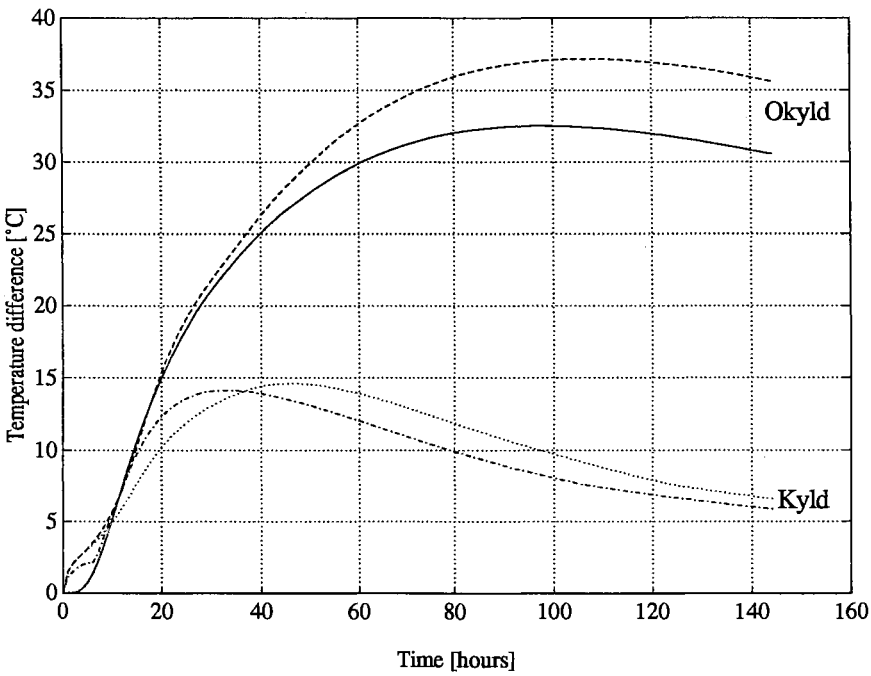


a) Sommarfallet *b) Vinterfallet*

Figur 9. Beräknad temperaturfördelning längs snittet i korta riktningen 375 mm från mitten i långa riktningen för fall IIb (luftkylning av den homogena pelaren) under uppvärmningsfasen till maximal temperatur i pelaren. Det visade snittet går genom den mittersta kylrörsraden i korta riktningen.

I figurerna 8 och 9 anger läge = 0 m pelarens yta, och läge = 1,5 m innebär pelarens mittsnitt i längsriktningen. Maximal temperatur i pelaren uppnås i det okylda fallet ca 72 h efter gjutning och i del kylda fallet ca 36 h efter gjutning. För den okylda pelaren är maximal temperaturstegring ca 45 °C i sommarfallet och ca 40 °C i vinterfallet, dvs för pelarens mittsnitt har omgivande miljö endast ca 10 % inverkan på temperaturstegringen. För fallet

med kylrör har sommarfallet fått en temperturstegring på ca 38 °C, medan vinterfallet ökat sin maximala temperatur med endast ca 22 °C. Den största effekten av kylrören är dock att temperaturgradienterna inom konstruktionen minskar kraftigt, vilket framgår av figur 10, där kylrören ger en minskning av temperaturdifferenserna från ca 32 á 37 °C i det okylda fallen till ca 14 á 15 °C i de kylda fallen. Att temperaturdifferenserna ligger kvar i tid för de okylda fallen innebär här att avkylningen sker på ett sådant sätt att temperaturskillnaderna inom pelaren bibehålls. För fallen med luftkylning sker däremot även en minskning av temperaturgradienterna under avkylningsfasen.



Figur 10. Temperaturdifferensen mellan maximal temperatur i pelaren och ytans temperatur för den homogena pelaren som funktion av tid. Heldragen kurva anger okyld sektion för sommarfallet, streckad kurva anger okyld sektion för vinterfallet, streck-prickad kurva anger luftkylning för sommarfallet samt prickad kurva anger luftkylning för vinterfallet.

Betongens mekaniska egenskaper

Vid beräkning av temperaturspänningar och sprickrisker p g a hydratationen är det viktigt att den unga betongens mekaniska egenskaper beaktas på rätt sätt. Dessa egenskaper är:

- hållfasthetsutveckling
- elastiska egenskaper och krypegenskaper (viskoelastiska egenskaper)
- temperaturutvidgning och temperaturkontraktion
- brottmekaniska egenskaper

Hållfasthetsutveckling

Tryckhållfastheten kan erhållas genom analytiska funktioner eller genom provningar, se fig 5. Draghållfastheten, f_{ct}, bestäms vanligen ur tryckhållfastheten exempelvis enligt följande samband:

$$
\begin{aligned}
&f_{cc}^{*}(t) = 0.8 * f_{cc}(t) \\
&f_{ct}(t) = 0.115 * f_{cc}^{*}(t) - 0.022 \quad ; \quad f_{cc}^{*}(t) \leq 20 \text{ MPa} \\
&f_{ct}(t) = 0.105 * (f_{cc}^{*}(t) - 20)^{0.839} + 2.28 \quad ; f_{cc}^{*}(t) > 20 \text{ MPa}
\end{aligned}
\tag{4}
$$

Direkta provningar av draghållfastheten är vanskliga och utförs oftast bara vid större byggobjekt. Fig 11 visar draghållfasthetsutvecklingen i tidig ålder enligt ekv. (4). Vid analys av sprickrisker bör man även beakta de långsamma förlopp som är aktuella vid temperaturbelastning vilka medför att betongens draghållfasthet reduceras. För de utdragna tidsförlopp som det oftast är frågan om reduceras draghållfastheten ned till 65 - 80 %.

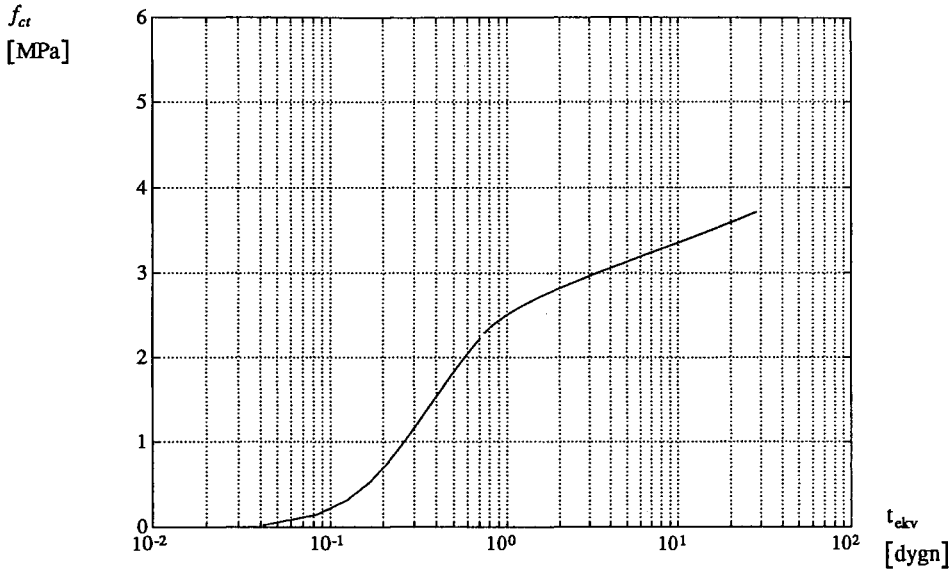


Fig. 11. Draghållfasthet i tidig ålder från tryckhållfasthet enligt fig. 5 och ekv. (4).

Viskoelastiska egenskaper

De elastiska deformationerna och krypdeformationerna kan uttryckas med

$$\varepsilon_{tot}(t,t') = \varepsilon_{el}(t') + \varepsilon_c(t,t') = \frac{\sigma(t')}{E(t')[1+\varphi(t,t')]} \tag{5}$$

där: $\varepsilon_{tot}(t,t')$ är totala deformationerna vid tiden t för belastning vid t'
$\varepsilon_{el}(t')$ och $\varepsilon_c(t,t')$ är elastisk resp tidsberoende deformationer vid t för belastning vid t'
$\sigma(t')$ är pålagd spänning vid t'
$E(t')$ är elasticitetsmodulen vid t'
$\varphi(t,t')$ är krypfunktionen vid t för belastning vid t'

Ett enklare betraktelsesätt är att undvika uppdelning i elastisk del och krypdel och endast beakta totala deformationen:

$$\varepsilon_{tot}(t,t') = J(t,t')\sigma(t') \tag{6}$$

där: J(t,t') är vekhetsfunktion, [1/Pa], vid t för belastning vid t' vilken kan uttryckas ex.vis med den s k modifierade Triple Power lagen.

Karaktäristiskt för tidsberoende deformationer hos ung betong är det starka beroendet av belastningsålder, se ex.vis krypkurvor erhållna för aktuell betong i fig 12.

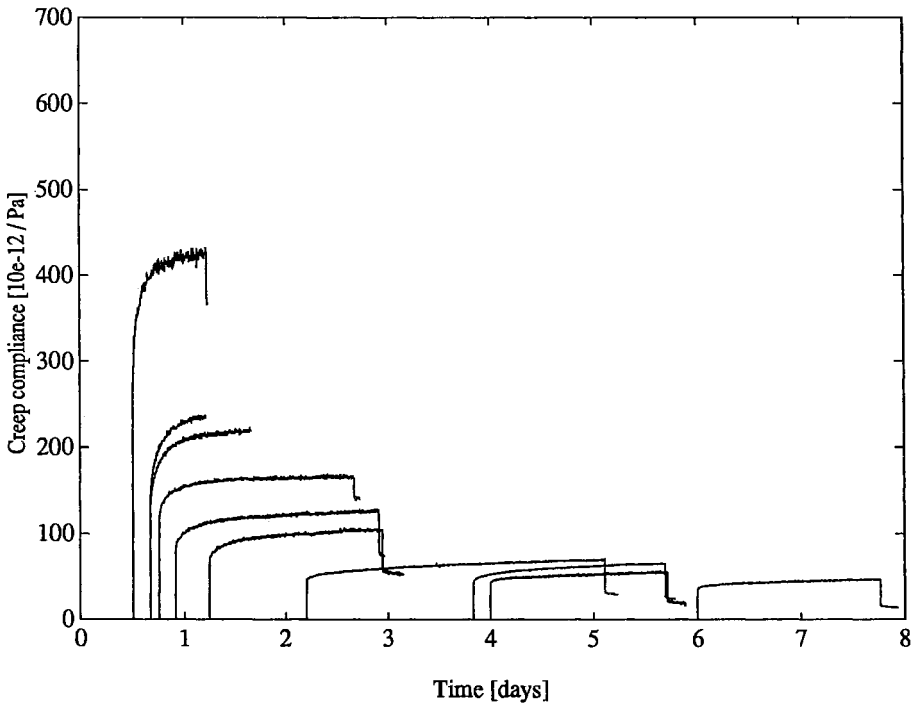


Fig 12 Resultat från krypförsök på akuelll betong i tidig ålder uttryckt i vekhetsfunktion. Varje kurva innehåller momentana deformationer och krypdeformationer

Temperaturrörelser

Vid uppvärmning av ung betong enligt något i verkligheten förekommande temperaturförlopp har observerats olika värden på temperaturrörelsekoeffecienter under uppvärmning respektive under avsvalning. Det är därför lämpligt att definiera en temperaturutvidgningskoefficient, α_h, resp en temperaturkontraktionskoefficient, α_c

Följande värden har använts i denna studie:

$$\alpha_h = 9.4 \text{x} 10^{-6} / °C$$

$$\alpha_c = 8.6 \text{x} 10^{-6} / °C$$

Konstitutiv ekvation

Temperaturspänningar beräknas genom att ta hänsyn till temperaturförloppet, framkallade temperaturrörelser och övriga mekaniska egenskaper samt den rörelsemöjlighet som finns i den nygjutna betongen. En beräkningsmodell enligt fig 13 används här vilket leder till följande ekvation för datorberäkningar:

$$\varepsilon = \varepsilon_{ec} + \xi + \varepsilon^0 \qquad (7)$$

där: ε^0 uttycker framkallade temperaturrörelser p g a hydratationen

ε_{ec} modellerar viskoelastiska deformationen

ξ modellerar deformationer vid sprickbildning (p g a brottmekaniskt beteende)

ε är yttre totala deformationerna som vid fullständig eftergivlighet (100 % tvång) är $\varepsilon = 0$.

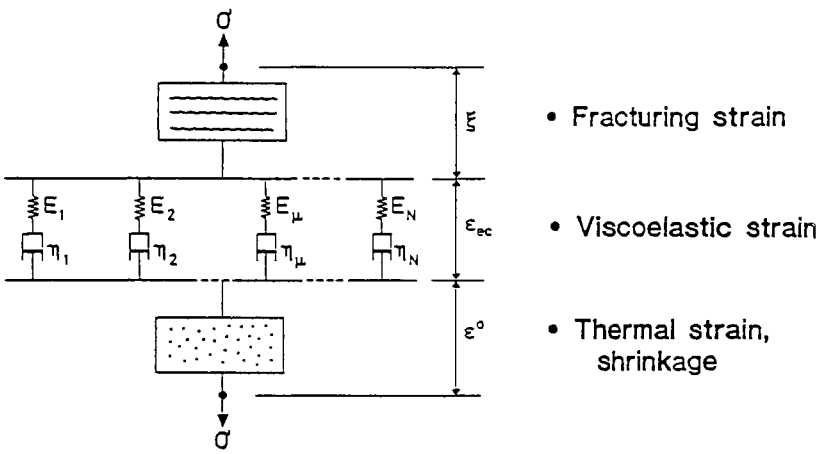


Fig 13.Beräkningsmodell vid bestämning av temperaturspänningar och sprickrisker

Temperatursprickor

Vid en korrekt bestämning av risker för temperatursprickor måste enligt tidigare hänsyn tas till följande parametrar:

- temperaturutvecklingen
- mekaniska egenskaperna
- graden av tvång
- temperatur hos anslutande konstruktionsdelar och omgivning

Hur dessa faktorer påverkas av betongkvalitet, gjutförhållanden, geometrier m m är mycket komplext, se fig 14.

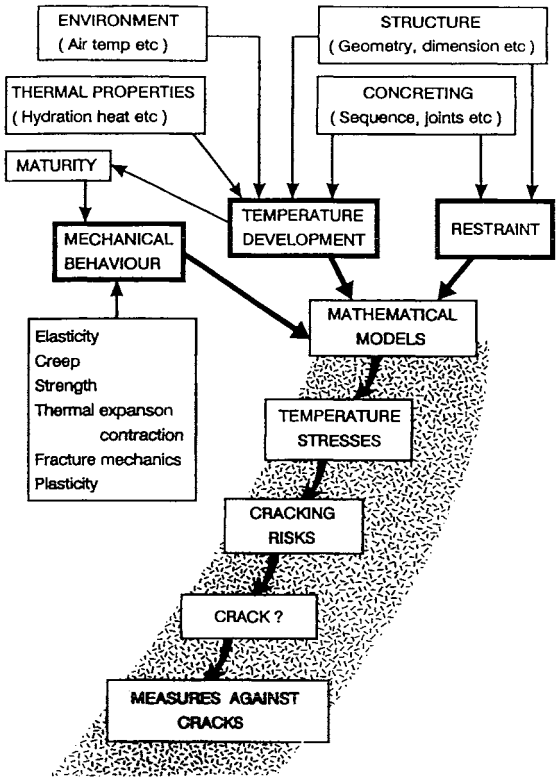


Fig 14 Blockdiagram visande det komplexa sambandet mellan olika faktorer som temperaturspänningar och sprickrisker i en nygjuten betong.

Effekten av tvånget på temperaturspänningarna är ofta utslagsgivande jämfört med övriga faktorer vilket belyses för fallet vägg på oeftergivligt underlag, se fig 15, där helt skilda temperaturspänningar erhålls på olika nivåer trots identisk temperaturutveckling. För punkt (1) i väggen uppkommer höga dragspänningar och höga risker för genomgående sprickor under avsvalningen - dvs i likhet med fall I. Punkt (2) visar på tidiga dragspänningar i ytan och risk för ytsprickbildning - dvs i likhet med fall II.

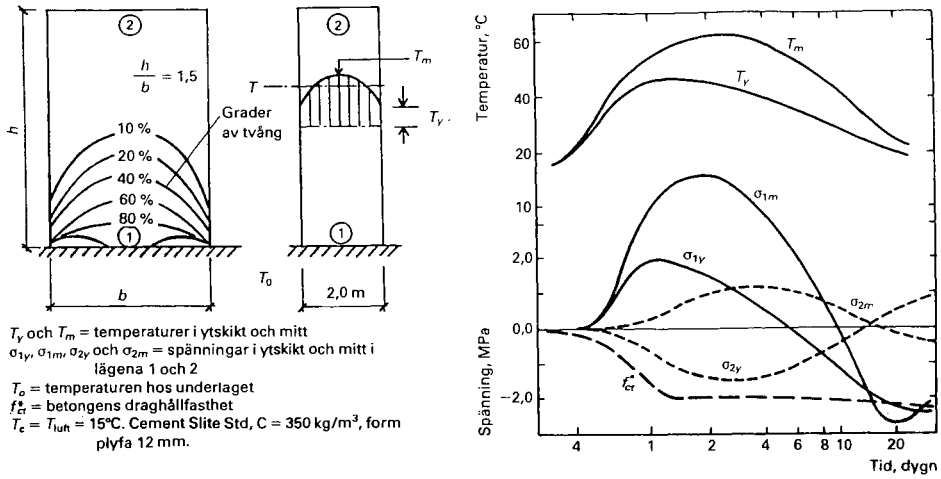


Fig 15 Vägg gjuten på oeftergivligt underlag. Inverkan av tvång på temperaturspänningarnas storlek och tecken i två nivåer från fastlåsande randen med samma temperaturutveckling.

Sprickrisker för studerade fall

Med beräkningsmodeller, materialsamband och materialdata för aktuell betong delvis visade ovan har temperaturspänningar och sprickrisker beräknats för parametervariationer enligt tabell 1.

För fall I gav temperaturberäkningarna vid handen maximala temperaturer T_{pelare}^{max} mellan 58 °C och 74 °C, temperaturdifferenser $\Delta T_1 = T_{pelare}^{max} - T_{luft}$ mellan 38 °C och 68 °C samt $\Delta T_2 = T_{pelare}^{max} - T_{fundament}$ mellan 15 °C och 31 °C. I stort sett samma temperaturstegringar relativt gjuttemperaturen erhålls för alla beräkningar dvs omgivningens temperatur spelar för dessa grova tvärsnitt - som tidigare nämnts - en underordnad roll.

Riskerna för genomgående sprickor i pelarens nederdel, η_1^{max}, under avsvalningen är överlag mycket höga, se tabell 2. En sprickrisk över 0.7 bör enligt allmänna bedömningar helst undvikas.

Tabell 2. Resultat från temperatur- och spänningsberäkningar för Fall I - gjutning av pelare på fundament. ΔT_1 *och* ΔT_2*, se text.* η_1^{max} *och* η_2^{max} *betecknar maximal sprickrisk i pelarens nederdel respektive i fundament.*

T_{gjut}[°C]	T_{luft}[°C]	T_{max}[°C]	ΔT_1[°C]	ΔT_2[°C]	η_1^{max}	η_2^{max}
25	20	73.8	53.8	25.8	0.57	>1
20	20	68.7	48.7	22.3	0.57	>1
15	20	63.6	43.6	18.7	0.62	>1
10	20	58.5	38.5	15.4	0.76	>1
20	0	68.3	68.3	31.2	0.75	>1
15	0	63.0	63.0	27.5	0.73	>1
10	0	57.7	57.7	23.7	0.82	>1

Även översta delen av pelaren kan spricka upp beroende på dess snabbare avsvalning genom överytan. Det föreligger dessutom stor sprickbenägenhet hos fundamentet, η_2^{max}, i och med att det utsätts för dragspänningar när pelaren tenderar att utvidga sig under uppvärmningen, se fig 16. Sprickorna i fundamentet försluts under avsvalningen.

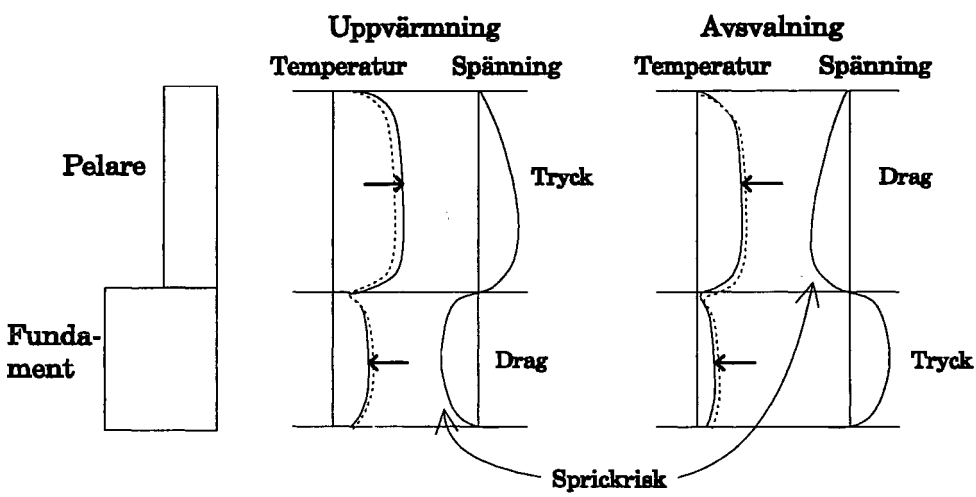


Fig 16. Principiella spänningsfördelningar (risk för genomgående sprickor) vid gjutning av pelare på fundament .

En plottning av sprickrisker i pelaren som funktion av temperaturdifferenser ΔT_1 och ΔT_2 ger *minskade* sprickbenägenheter vid *ökande* temperaturskillnader, se fig 17 och 18.

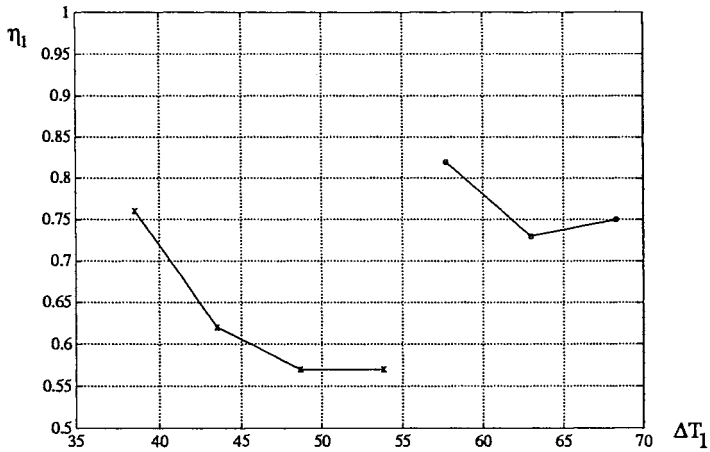


Fig 17 Risk för genomgående sprickor i pelares nederdel som funktion av temperaturdifferens $\Delta T_1(T^{max}_{pelare} - T_{luft})$. *Kurva markerad med x anger sommarfall och kurva med beteckningen o anger vinterfall.*

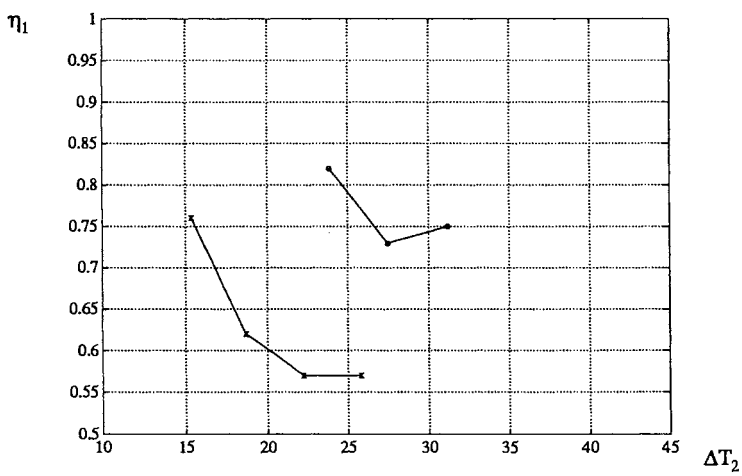


Fig 18 Risk för genomgående sprickor i pelares nederdel som funktion av temperaturdifferens $\Delta T_2(T^{max}_{pelare} - T_{fundament})$. *Kurva markerad med x anger sommarfall och kurva med beteckningen o anger vinterfall.*

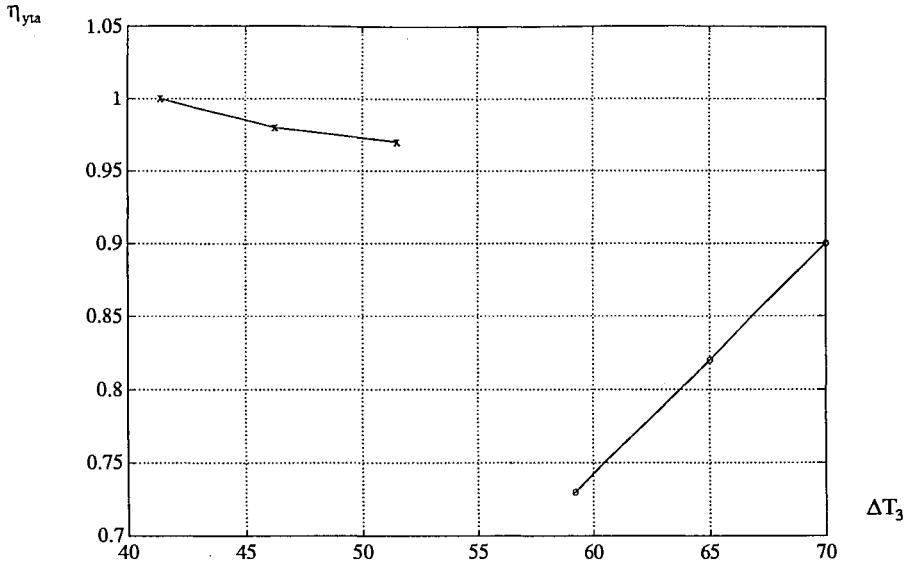
Beräkningar för fall IIa, okyld pelare visar mycket höga ytsprickrisker för alla variationer av förutsättningar enligt tabell 1. "vinterfallen", ($T_{luft} = 0°C$), ger lägre sprickrisker än "sommarfallen" ($T_{luft} = 20°C$), se tabell 3.

Tabell 3. Resultat från temperatur- och spänningsberäkningar, Fall II - ojämn temperatur i pelare. ΔT_3 *och* ΔT_4*, se text.* η_{yta} *betecknar maximal sprickrisk i ytskikt.*

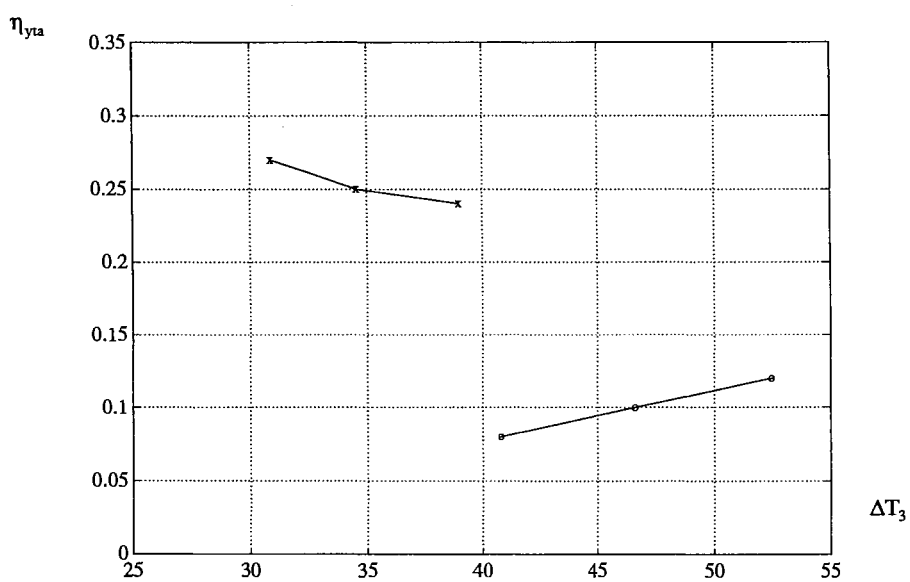
Ber.fall	T_{gjut}[°C]	T_{luft}[°C]	T_{max}[°C]	ΔT_3[°C]	ΔT_4[°C]	η_{yta}
IIa	20	20	71.5	51.5	32.5	0.97
(okyld)	15	20	66.3	46.3	29.3	0.98
	10	20	61.4	41.4	26.3	>1
	20	0	70.0	70.6	44.3	0.90
	15	0	65.0	65.0	40.8	0.82
	10	0	59.2	59.2	37.2	0.73
IIb	20	20	59.0	39.0	14.1	0.24
(kyld)	15	20	54.6	34.6	12.7	0.25
	10	20	50.9	30.9	11.4	0.27
	20	0	50.5	52.5	18.7	0.12
	15	0	46.6	46.6	16.7	0.10
	10	0	40.8	40.8	14.6	0.08

Plottas sprickrisker som funktion av temperaturskillnaden $\Delta T_3 = T_{max} - T_{luft}$ resp $\Delta T_4 = T_{max} - T_{yta}$ erhålls både avtagande och ökande sprickbenägenheter med ökande temperaturdifferanser, se fig 19 och 20. (T_{max} är maximal temperatur i pelare.)

Fall IIb med ingjutna kylrör ger kraftiga reduktioner av sprickriskerna, se tabell 3, figur 19 och 20. Sprickrisken synes vara tämligen okänslig för temperaturdifferenserna ΔT_3 och ΔT_4.

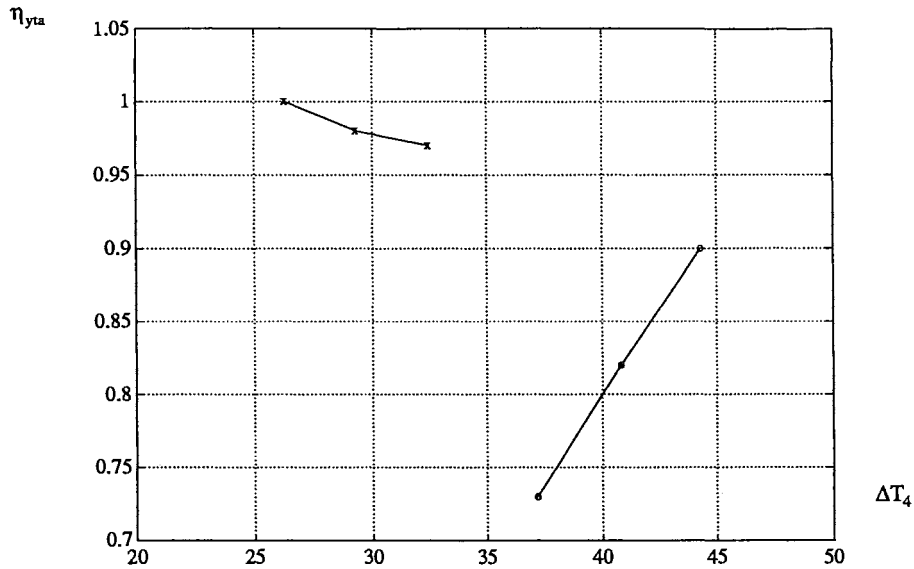


a) Fall IIa utan ingjutna kylrör.

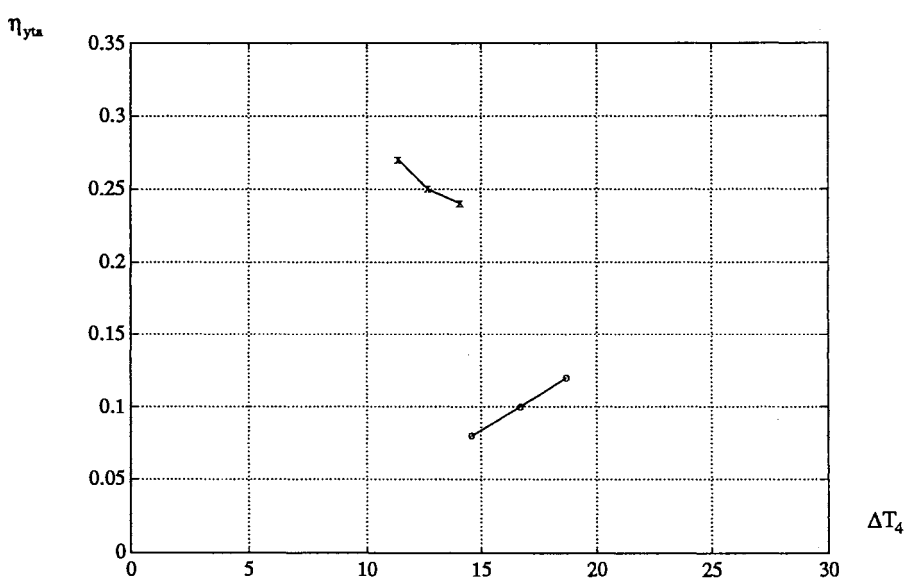


b) Fall IIb med ingjutna kylrör.

Fig 19. Sprickrisk som funktion av ΔT_3 ($T_{max} - T_{luft}$). *Linje markerad med x är sommarfallet och linje markerad med o är vinterfallet.*



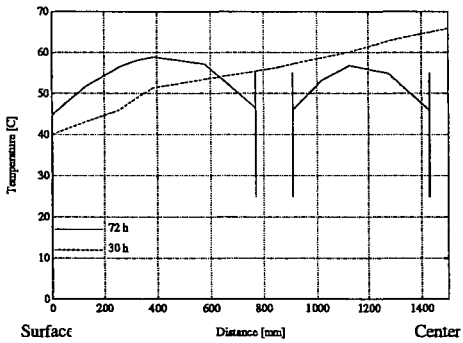
a) Fall IIa utan ingjutna kylrör.

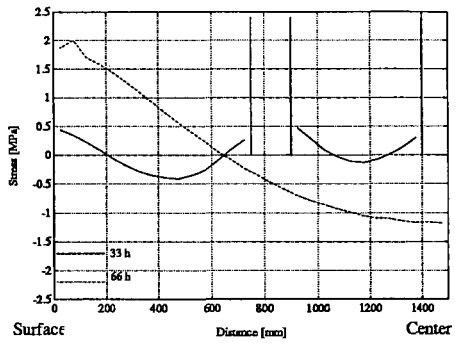


b) Fall IIb med ingjutna kylrör.

Fig 20 .Sprickrisk som funktion av ΔT_4 för kyld pelare. Linje markerad med x är sommarfallet och linje markerad med o är vinterfallet.

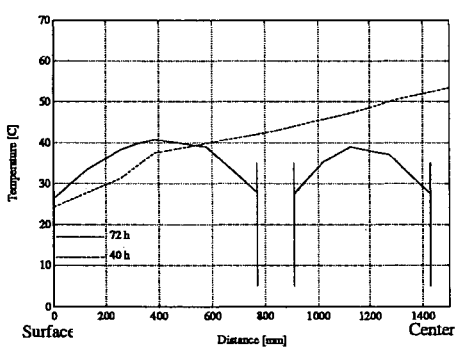
Fig 21 och 22 visar den positiva effekten av kylning på temperatur- och spänningsfördelning för två beräkningsfall.

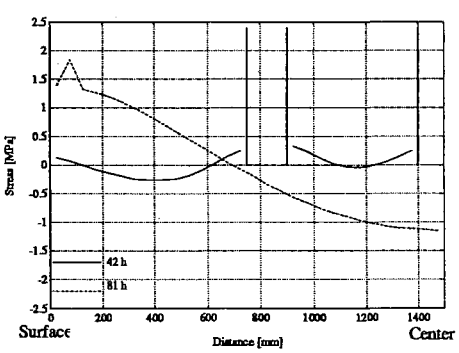




a) Max temperaturnivå *b) Max spänningsnivå.*

Fig 21 Maxnivåer för temperatur och spänning i okyld sektion (streckad linje) samt kyld sektion (heldragen linje) för sommarfallet med gjut-temperatur 20 ° C.





a) Max temperaturnivå *b) Max spänningsnivå.*

Fig 22 Maxnivåer för temperatur och spänning i okyld sektion (streckad linje) samt kyld sektion (heldragen linje) för vinterfallet med gjut-temperatur 10 ° C.

Slutsatser

Hänsyn bör tas till alla inverkande faktorer på sprickriskerna för att erhålla en så korrekt beräkningsgrund som möjligt. Således ingår såväl material-parametrar hos den unga betongen (värmeutveckling och mekaniska egen-skaper) som fastlåsning i betongelementet som viktiga faktorer i

sprickriskanalysen. Att enbart beakta temperaturskillnader inom konstruktionen eller mellan konstruktionsdelar är mycket osäkert. Detta kan belysas med tre exempel från tabell 3 där spänningsrelaterade och temperaturrelaterade sprickrisker jämförs, se tabell 4

Tabell 4. Jämförelser mellan temperaturrelaterade och spännings relaterade sprickrisker

Fall	**Fall I (vinter)**	**Fall IIa (sommar)**	**Fall IIb (sommar, kylning)**
T_{gi}	10	20	20
T_{luft}	0	20	20
max temp. diff. inom konstruktion, ΔT_4	37.2	32.5	14.1
spänningsrelaterat η_{yta}	0.73	0.97	0.24
temperaturrelaterat $\Delta T_4/\Delta T_{sprick}$*	1.86	1.62	0.70
korrelationsfaktor $(\Delta T_4/\Delta T_{sprick}) / \eta_{yta}$	2.54	1.67	2.93

*) *Här väljs ett temperaturrelaterat sprickkriterium,* $\Delta T_{sprick} = 20\ ^\circ C$, *dvs maximal temperaturskillnad inom gjuten sektion skall inte överstiga* $20\ ^\circ C$.

I tabellen framgår klart diskrepansen mellan sprickrisker bestämda genom spänningsberäkningar och genom enbart temperaturberäkningar. Jämför t ex korrelationsfaktorn för det kylda resp okylda sommarfallet.

Med analysmetoden exemplifierad i kapitlet kan man jämföra effekter av olika metoder för att reducera sprickrisken. För aktuella fall har en kylning med ingjutna kylrör en mycket klar positiv effekt på sprickrisken dvs maximal dragspänningsnivå kan minskas radikalt. En sänkning av gjuttemperaturen har däremot här en mycket liten positiv effekt. För vissa beräkningsfall fås t o m högre sprickrisker med lägre gjuttemperaturer.

Litteratur

Bernander Stig, Emborg Mats: Sprickbildning i grova betongkonstruktioner. Kap 27 i Betonghandbok - Arbetsutför, volym II, projektering och byggande, Svensk Byggtjänst, Stockholm 1992, sid 639-666.

Jonasson Jan-Erik, Emborg Mats, Bernander Stig: Temperatur, mognadsutveckling och egenspänningar i ung betong. Kap 16 i Betonghandbok - Material, Svensk Byggtjänst, Stockholm (avses att publiceras 1993), ca 47 sid

Emborg Mats, Bernander Stig: Assessment of the risk of thermal cracking in hardening concrete. Journal of Structural Engineering (ASCE), New York (accepterad för publikation 1993)

Jonasson Jan-Erik: Betongens värmeutveckling. Bygg och Teknik 7:1991, sid 19-21

Sprickpaketet - Åtgärdsprogrammet mot temperatursprickbildning. Betongindustri AB, Stockholm 1993, 10 sid

Kravspecifikation på betongkonstruktioner

1. Inledning

Principiellt finns det två olika sätt att ställa krav på betongkonstruktioner nämligen det sätt som man hittills mest utnyttjat ställföreträdande detaljkrav som syftar till att funktionen skall säkerställas samt de relativt nya funktionskraven där den nedbrytande mekanismen studeras i aktuell konstruktion eller del därav.

Normalt arbetar man också med en målformulering som är övergripande de mer detaljerade kraven. I större konstruktioner brukar man idag utnyttja följande systematik:

> Konstruktionen skall dimensioneras för en livslängd på 100 år där man räknar med ett normalt underhåll i aktuell miljö och med aktuella belastningar
>
> Alla tänkbara mekanismer måste beaktas och en optimering krävs för att säkerställa funktionen
>
> Beprövad teknik skall utnyttjas gärna baserad på vetenskapliga undersökningar av äldre konstruktioner.

Ovanstående synsätt medför att man undviker ett experiment förfarande på viktiga konstruktioner där huvudvikten läggs på att säkerställa funktionen för lång tid framöver. Detta leder till att oprövade bindemedel, lättballastbetong, polymerer etc inte kan utnyttjas.

Marina konstruktioner kan indelas i olika typer med avseende på den miljöbelastning som de utsätts för:

- Typ A - Konstruktioner som utsätts för ett ensidigt vattentryck, tex tunnlar
- Typ B - Konstruktionsdelar som utsätts för avisningssalter
- Typ C - Konstruktionsdelar som utsätts för havsvatten i en plaskzon
- Typ D - Konstruktionsdelar ovanför plaskzonen, 5 m över medelvattenytan
- Typ E - Konstruktionsdelar som är ständigt under vatten, 2 m under medelvattenytan

Med ovanstående systematik har en kravspecifikation utformats med en detaljspecifikation, funktionsspecifikation samt en realistisk kombination. Det fulländade systemet med enbart funktionskrav kan tyvärr inte tillämpas i alla delar till följd av de relativt nya metoder som framkommit under senare tid.

		DELMATERIAL	
		Bindemedel	
Miljöklass	**Detaljspecifikation**	**Funktionskrav**	**Realistisk kombination**
Alla	Portland cement	Undersökning av äldre	Portland cement
	Type II, LA, SR	konstruktioner i samma	Type II, LA, SR
	Max 25% reduktion	miljö.	Max 25% reduktion
	av kalciumhydroxid	Mycket noggranna	av kalciumhydroxid
	vid fullständig reak-	vetenskapliga under-	vid fullständig reak-
	tion med mineralisk	sökningar krävs för att	tion med mineralisk
	tillsats.	säkerställa att samma	tillsats.
	Testning skall ske på	egenskaper kommer att	Undersökning av äldre
	Max kgJ värmeutv	erhållas:	konstruktioner i samma
	SR	härdningsbetingelser	miljö enligt
	Sekundära cement	kloridpenetration	funktionskravsmodell
	reaktioner	tröskelvärden	
	Kloridhalt	korrosionsförhållanden	
	Dokumentation av	frost	
	referensobjekt med	självläkning	
	den kombination som	volymbeständighet	
	skall utnyttjas	Vetenskapligt bedömd	
	Produkten skall vara	för tösalter och	
	certifierad	havsvatten	
		Sten 8 - 32 mm	
Alla	Icke porösa och ej	Frostbeständighetstest	Lämplig mineralogi
	skadligt reaktiva	enligt ASTM	Porositetstest max 1%
	bergarter, tex	ASR test	Max storlek 32 mm
	granit, kvartsit, diabas	SR test	
	Max storlek 32 mm	Max storlek 32 mm	
	Glimmer max 0,05%	Glimmer max 0,05%	
	Porositet max 1%	Porositet max 1%	
	Ej reaktiv med alkali	Ej reaktiv med alkali	
	Klorid max 0,01%	Klorid max 0,01%	
	Sulfathalt max 0,01%	Sulfathalt max 0,01%	
		Grus 0 - 8 mm	
Alla	Naturgrus	Dito	Dito
	Humusfritt		
	Slamhalt max 10%		
	Kornkurva mellan		
	kurvor A - B		
	Glimmerfritt		

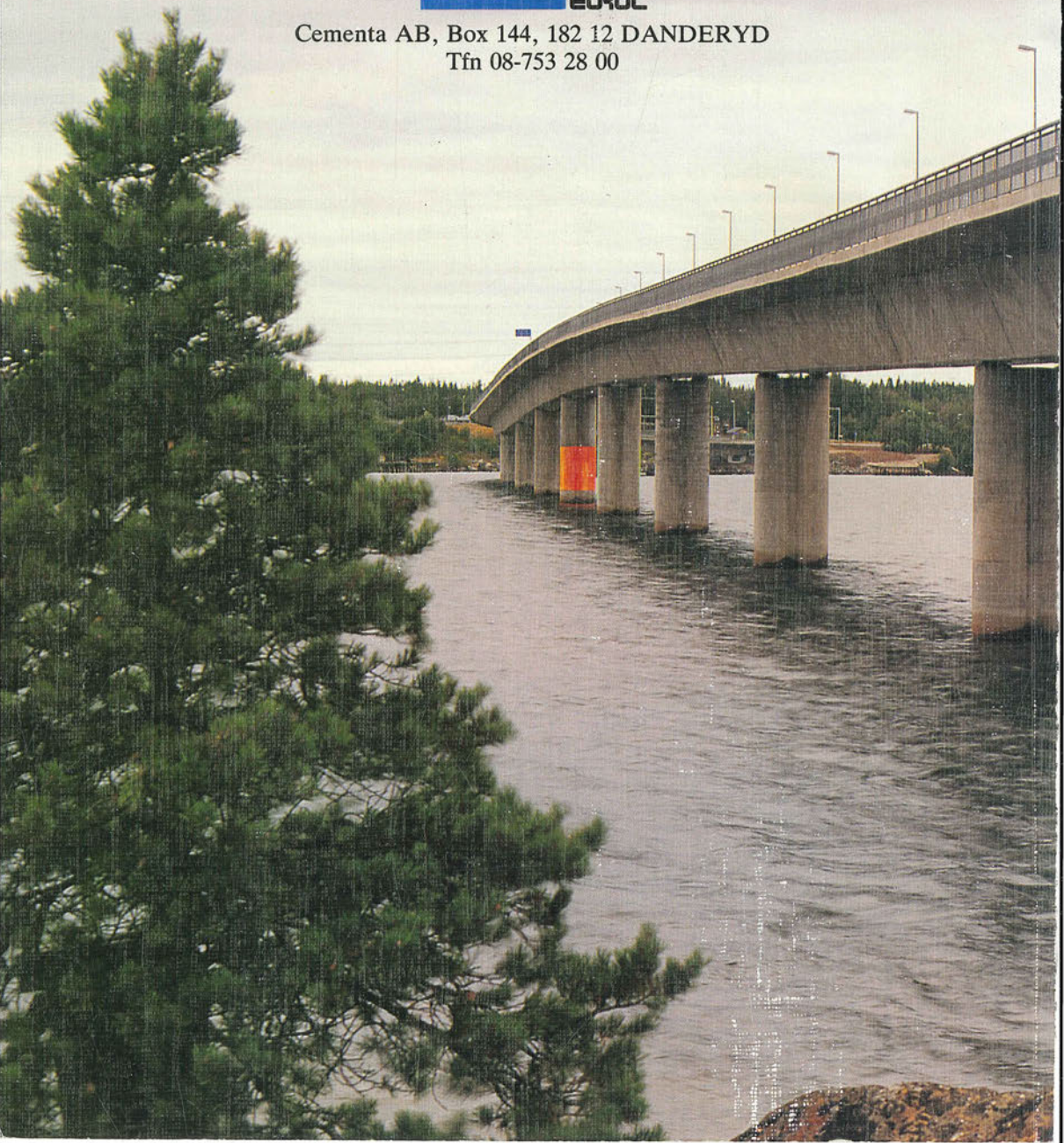
		Tillsatsmedel och	
		alla kombinationer	
Alla	Klorid halt max 0,1%	Dito	Dito
	Väl beprövat		
	Avsämt till binde-		
	medel		
	Max dosering skall		
	fastställas med av-		
	seende på		
	sulfatreaktioner		
	bindetid		
	ostabil luft		
	missfärgningar		
	Certifiering krävs		
		Vatten	
Alla	Kranvatten	Dito	Dito
		Färsk betong	
		Arbetbarhet	
Alla	Omformningstal	Samstäms med	Båda alternativen
	max = 30 i samband	produktionsteknik	skall tillämpas vid
	med gjutning	och konstruktion	ett stort bygge
	Förprovas och	Goda egenskaper	
	fortlöpande provning	skall påvisas med	
		armerad fullskale-	
		gjutning före byggstart	
		Separation	
	Betongkvaliteten är sådan att problem inte kommer att uppstå		
		Luftstabilitet	
A,B,C	Förprovning med aktuell betong och produktionsteknik inklusive		
	transport. Lufthaltsförluster mäts och förändring av		
	porstrukturen kontrolleras. Frostprovning krävs för verifikation.		
	Syftet är att samstämma bindemedel och tillsatsmedel för att utreda		
	maximalt möjlig tid mellan produktion och gjutning		
	Fortlöpande provning skall ske på lufthalt i kombination med		
	frostprovning av gjutna och utborrade prov.		
		Bindetid	
Alla	Förprovning av aktuellt recept för att påvisa		Båda kraven
	att bindetiden möjliggör att recepten går att		
	använda för den produktionsteknik som valts.		
	Max 5 tim, akt temp		

		Maximal temperatur	
Alla	Varm betong tillåtes ej	Dito	Dito
	max temp vid leverans		
	25 °C		
		Vatten bindemedelstal	
Alla	SiO = 1.0, Flygaska = 0.3, Slagg = 1.0 används som effektivitetsfaktorer		
	Spridning i materialparametrarna skall beaktas.		
A	0.35	0.35	0.35
B, C	0.40	0.40	0.40
D, E	0.45	0.45	0.45
		Lägsta lufthalt	
	Värdena anger lägsta halter omedelbart före gjutning där provning sker med		
	stavvibrering. Frysprovning kan medföra att högre värden kan krävas dock		
	tillåtes ej lägre halter.		
B	5.0	5.0	5.0
C	4.0	4.0	4.0
		Gjutning	
Alla	Utprova erforderlig vibreringsteknik genom fullskalegjutning av armerad		
	konstruktion och skriv instruktioner på förfarandet därefter.		
	Allmänt krav är att armeringen är kringjuten och att täckskiktet		
	är komprimerat. Ytporer begränsas i djup till maximalt 5 mm. Antalet		
	ytporer är ointressant.		
	Temperatursprickbildning + negativa temperatureffekter		
Alla	Max temp 60 °C	Noggrann vetenskaplig	Funktionsalternativet
	Max genomsnittlig	utredning utförs för att	Max temperatur + 60°C
	temp.stigning + 20°C	ge underlag till kylning	
	i förhållande till fortfarighet	formrivningstider, etc	
	Max temp gradient 20°C		
	Max temp.differens		
	mellan etapper 20°C		
		Efterbehandling	
Alla	Vattenbegjutning till	Testning av effektiv	Detalj specifikation
	70% av hållfasthet 28 dygn	klorid diffusivitet	
	gäller även träform.	krav max 5 * 10 m/s	
	Annan form eftervattnas	före klorid exponering	
	1 dygn		
		Stighastighet	
Alla	0.5 m/ timme	0.5 m/ timme	0.5 m/ timme
		Formtyp	
Alla	Glidform tillåtes ej	Dito	Dito

		HÅRDNAD BETONG	
		Frost	
B, C	Förprov, frystest enligt	Dito	Dito
	Borås metod för att		
	utveckla lämplig		
	receptur.		
	Utredning om receptur		
	ger bra luftporstruktur		
	Fullskaleprov enligt		
	samma modell som förprov		
	Fortlöpande provning		
	enligt Bronorm med		
	frystestning		
		Korrosion	
A	Särskild utredning krävs för att säkerställa funktionen		Båda systemen kombineras
	Katodiskt skydd eller korrosionshärdigt stål erfordras.		
B, C	Min täckskikt = 55 mm	Livslängdsberäkning	
	Efterkontroll	erfordras	
D, E	Min täckskikt = 45 mm		
	Efterkontroll		
		AKR	
Alla	Betongen skall klara expansionstest enligt lämplig metod.		
	Akumulering av alkali skall beaktas.		
		Sprickvidder	
B	0.05 mm		
C, D	0.3 mm		
E	0.5 mm		
	Sprickvidderna förutsätter att självläkning kan ske det vill säga bidemedlet avgör		
	om så sker. Annat val av bindemedel kräver andra sprickvidder.		

	Ej beprövad teknik som kan komma till användning	
	Rostfria plåtsystem i vatten linjen vilket medför att miljöklassen förskjuts	
	för plaskzonen till att motsvara konstruktioner under vatten .	
	Rosthärdigt stål används för att reducera erforderliga täckskikt.	
	Vetenskaplig utredning krävs för detta system.	
	Katodiskt skydd. Verifikationsprogram krävs för att kontrollera avsedd effekt.	
	Ytbehandling av armering rekommenderas ej.	
	Ytbehandling av betong kan utnyttjas men kräver vetenskaplig utredning speciellt	
	med avseende på frostegenskaper och underhållsprogram.	

DANSK BETONINSTITUT A/S
Dansk Betoninstitut A/S, Datavej 36, DK-3460 Birkerød
Telefon 45 82 32 33

AALBORG PORTLAND
Aalborg Portland, Rørdalsvej 44, Postboks 165, DK-9100 Aalborg
Telefon 98 16 77 77

CEMENTA EUROC
Cementa AB, Box 144, 182 12 DANDERYD
Tfn 08-753 28 00