



LUND UNIVERSITY

Ytparation av betongkonstruktioner: metoder, beständighet

Fagerlund, Göran

2011

[Link to publication](#)

Citation for published version (APA):

Fagerlund, G. (2011). *Ytparation av betongkonstruktioner: metoder, beständighet*. (Rapport TVBM; Vol. 3160). Avd Byggnadsmaterial, Lunds tekniska högskola.

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

YTREPARATION AV BETONGKONSTRUKTIONER METODER. BESTÄNDIGHET

**Surface repair of concrete structures
Methods. Durability**

Göran Fagerlund

ISRN LUTVDG/TVBM--11/3160--SE(1-131)
ISSN 0348-7911 TVBM

Lund Institute of Technology
Division of Building Materials
Box 118
www.byggnadsmaterial.lth.se
SE-221 00 Lund, Sweden

Telephone: 46-46-2227415
Telefax: 46-46-2224427

FÖRORD

Felaktigt val av reparationsmetod och reparationsmaterial medför ofta att livslängden hos reparationen blir alltför kort. För att undvika detta måste man ta stor hänsyn till skadeorsaken och till de aktuella miljöpåfrestningarna. Stor hänsyn måste även tas till den skadade konstruktionens återstående kvalitet.

I rapporten görs en genomgång av vilka krav som måste ställas på en reparation av olika typer av skador för att den skall uppfylla ägarens krav på livslängd. Olika reparationsprinciper diskuteras med avseende på beständighetsrisker och kvalitetskrav.

Tyngdpunkten läggs på reparation av ytskador där reparationens huvuduppgift ofta är att förhindra armeringen från att rosta. Även frostbeständighetsproblemet diskuteras tämligen ingående.

Olika reparationssystem beskrivs med fördelar och nackdelar. Utförandefrågor behandlas kortfattat liksom metoder för kontroll.

Referenser ges till relevant litteratur och till provningsmetoder.

Rapporten ingår som del av underlaget till en IT-baserad reparationshandbok utarbetad i samarbete mellan CBI och Vattenfall Utveckling AB under ledning av Mårten Janz och Manouchehr Hassanzadeh; Referens (1).

INNEHÅLL	Sid
FÖRORD	1
INNEHÅLL	2
I: BETONGYTTERSКИKTETS UPPGIFTER	7
II: BETONGYTTERSКИKTET SOM SKYDD MOT ARMERINGSKORROSION	9
II.1 Armeringskorrosion – allmänt	10
II.1.1 Orsak till att ett täcksikt kan förhindra armeringskorrosion	10
II.1.2 Karbonatiseringsprocessen	10
II.1.3 Inträngning av kloridjoner	11
II.1.4 Inverkan av täcksiktets täthet och tjocklek till tiden för start av armeringskorrosion	12
II.1.5 Faktorer som påverkar betongens täthet	14
II.1.6 Pågående korrosion – Korrosionsprocessen	17
II.1.7 Korrosionshastigheten	18
II.1.8 Livslängdsdiagram	19
II.1.9 Livslängdsdiagram vid dåligt kringgjuten armering	21
II.2 Armeringskorrosion orsakad av karbonatisering	22
II.2.1 Allmänt	22
II.2.2 Officiella betongregler med avseende på skydd mot korrosion orsakad av karbonatisering	24
II.3 Armeringskorrosion orsakad av kloridinträngning	27
II.3.1 Allmänt	27
II.3.2 Beräkning av inkubationstiden (livslängden)	28
II.3.3 Officiella betongregler med avseende på skydd mot korrosion orsakad av kloridjoner	29
II.4 Korrosion på ingjutningsgods	32
III: BETONGYTTERSКИKTETS BESTÄNDIGHET MOT FROST OCH ANNAN PÅVERKAN	33
III.1 Saltfrostangett – ytavskalning	34
III.1.1 Allmänt	34
III.1.2 Officiella betongregler	36
III.2 Inre frostangett	37
III.2.1 Allmänt	37
III.2.2 Officiella betongregler	40
III.3 Kalkurlakning	41
III.4 Angrepp av syror och salter	43
III.4.1 Angrepp av syror	43
III.4.2 Angrepp av salter	44
III.5 Alkali-ballastreaktioner	45
III.5.1 Alkali-kiselsyrareaktioner	45
III.5.2 Dolomitreaktion	47
IV: AVVERKNING AV BETONGYTTERSКИKTET	49
IV.1 Motiv till avverkning av betongyttersiktet	50
IV.2 Tvingande skäl till avverkning	51
IV.2.1 Mekaniska skador	51
IV.2.2 Armeringskorrosion har lett till att hela eller delar av täcksiktet skalats av	51
IV.2.3 Armeringskorrosion har lett till omfattande sprickbildning i täcksiktet	51
IV.2.4 Armeringskorrosion pågår men har ännu inte lett till avskalning av täcksiktet	52
IV.2.5 Täcksiktets tjocklek har blivit kraftigt reducerat genom saltfrostangett	52

IV.2.6 Betongens yttre delar har skadats av inre frostangrepp	52
IV.2.7 Betongens yttre delar har lakats ur	53
IV.2.8 Betongens yttre delar är syraangripna	53
IV.3 Avverkning av förebyggande skäl	54
IV.3.1 Armeringskorrosion kan förväntas starta inom en mycket snar framtid	54
IV.4 Alternativ till avverkning	55
IV.4.1 Komplettering av befintligt täckskikt i ”karbonatiseringsmiljö”	55
IV.4.2 Inneslutning i ny konstruktion som separeras från den skadade	55
IV.4.3 Förstärkning av den skadade konstruktionen	56
IV.4.4 Tätning av urlakad betong	57
IV.5 Oprövade och osäkra alternativ till avverkning	58
IV.5.1 Kloridsanering genom kloridabsorberande betonglager	58
IV.5.2 Kloridsanering genom elektrisk kloridutdrivning	58
IV.5.3 Återalkalisering av karboniserat täckskikt	59
IV.5.4 Katodiskt skydd	59
IV.6 Avverkningsdjup	60
IV.6.1 Mekanisk skada	60
IV.6.2 Armeringskorrosion har lett till att täckskiktet skalat av och/eller armeringskorrosion har lett till omfattande sprickbildning i täckskiktet	60
IV.6.3 Pågående armeringskorrosion men ännu inga defekter i täckskiktet	61
IV.6.4 Armeringskorrosion kan förväntas starta inom en snar framtid	62
IV.6.5 Täckskiktets tjocklek har blivit reducerat genom saltfrostangrepp	62
IV.6.6 Betongens har skadats av inre frostangrepp	62
IV.6.7 Betongens yttre delar har lakats ur	63
IV.6.8 Betonges yta är syraangripen	63
IV.7 Lämplig avverkningsmetod	64
V: EN REPARERAD KONSTRUKTIONS LIVSLÄNGD-PRINCIPER	65
Definition av livslängd hos en konstruktion	66
VI: OLIKA REPARATIONSPRINCIPER VID REPARATION AV BETONGYTTERSКИKTET	69
Reparationsprinciper	70
VII: KRAV PÅ REPARATIONSSKIKT PÅ BETONGYTAN	71
VII.1 Övergripande krav på reparationsskiktet	72
VII.2 Detaljerade funktionskrav på reparationsskiktet	73
VII.3 Skydd mot korrosion orsakad av karbonatisering	74
VII.3.1 Helt nytt cementbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)	74
VII.3.2 Kompletterande cementbaserat täckskikt på befintligt täckskikt (Rep.princip 2 och 3)	76
VII.3.3 Polymerbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)	78
VII.3.4 Polymerbaserat täckskikt ovanpå befintligt ej genomkarboniserat täckskikt (Reparationsprincip 2 och 3)	79
VII.4 Skydd mot korrosion orsakad av klorid	82
VII.4.1 Helt nytt cementbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)	82
VII.4.2 Kompletterande cementbaserat täckskikt på befintligt täckskikt (Rep.principer 2 och 3)	84
VII.4.3 Polymerbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)	86
VII.4.4 Polymerbaserat täckskikt ovanpå ett befintligt kloridsanerat täckskikt (Reparationsprincip 2 och 3)	87

VII.5 Inverkan på den gamla betongens inre frostbeständighet	89
VII.5.1 Allmänt	89
VII.5.2 Ytskikt av betong	90
VII.5.3 Ytskikt av polymer	91
VII.6 Fortsatt kalkurlakning av gamla betongen	93
VII.7 Beständighet hos reparationsmaterial av betong	96
VII.7.1 Angreppstyper	96
VII.7.2 Saltfrostandgrepp	97
VII.7.3 Inre frostandgrepp	98
VII.7.4 Kalkurlakning	99
VII.7.5 Erosion	100
VII.8 Beständighet hos polymerbaserat reparationsmaterial	101
VII.9 Vidhäftningsförlust	102
VII.9.1 Allmänt	102
VII.9.2 Vidhäftningsbrott orsakat av fuktrörelser (krympning)	102
VII.9.3 Vidhäftningsbrott orsakat av temperatursprickbildning i samband med produktion	104
VII.9.4 Vidhäftningsbrott orsakat av temperaturrörelser hos färdig reparation	105
VII.9.5 Vidhäftningsbrott orsakat av mekanisk last	105
VII.9.6 Vidhäftningsbrott orsakat av frysning	105
VIII: PÅGJUTNINGSSYSTEM. MATERIAL OCH UTFÖRANDE	107
VIII.1 Val av system - Allmänt	108
VIII.2 Gjuten betong och cementbruk	109
VIII.2.1 Materialsammansättning	109
VIII.2.2 Tjocklek	109
VIII.2.3 Produktionsteknik	109
VIII.3 Stålfiberbetong	111
VIII.3.1 Allmänt	111
VIII.3.2 Frostbeständighet	111
VIII.3.3 Fiberkorrosion	111
VIII.4 Sprutbetong	112
VIII.5 Polymermodifierad betong	114
VIII.6 Polymerbetong	115
IX: PREPARERING AV BETONGYTA OCH ARMERING	117
IX.1 Preparering av betongytan	118
IX.2 Preparering av armering	119
IX.2.1 Befintlig armering	119
IX.2.2 Kompletterande armering	119
X: KONTROLL	121
X.1 Allmän kommentar	122
X.2 Kontroll i samband med avverkning av ytterskiktet	123
X.2.1 Karbonatiseringsdjup	123
X.2.2 Kloridjonprofil	123
X.2.3 Kontroll av armeringsläge och kommande täckskikt	123

X.3 Kontroll av den skadade konstruktionen	124
X.3.1 Hållfasthet	124
X.3.2 Elasticitetsmodul	124
X.3.3 Urlakningsgrad	124
X.4 Materialkontroll – Reparationsmaterial	125
X.4.1 Kontroll av att lämpliga delmaterial används	125
X.4.2 Kontroll av att önskad betongsammansättning erhålls	126
X.5 Kontroll av reparationsarbete	127
XI: REFERENSER	129

I: BETONGYTTERSKIKTETS UPPGIFTER

Betongytterskiktets (täckskiktets) viktigaste uppgifter är

1. att skydda armeringen och annat ingjutet stål från att rosta
2. att ge armeringen fullgod förankring
3. att vara en god barriär mot transport av aggressiva ämnen in i betongen
4. att bidra till tvärsnittets storlek och effektiva höjd

Dessa uppgifter skall ytterskiktet (täckskiktet) uppfylla under hela den eftersträvade livslängden hos konstruktionen.

För att betongytterskiktet skall kunna klara av dessa uppgifter måste det uppfylla ett antal krav. Betongytterskiktet måste:

1. vara tillräckligt tätt mot inträngande kloridjoner och koldioxid för att förhindra att armeringen börja rosta innan den eftersträvade livstiden uppnåtts
2. vara beständigt mot angrepp från yttre miljön; främst frostangrepp och angrepp från t.ex. havsvatten, och tösalt.
3. vara beständigt mot aktuella kemiska belastningar.
4. vara beständigt mot aktuella mekaniska påfrestningar.

Betongytterskiktets viktigaste uppgift är att förhindra att armering och annat ingjutet stål korroderar.

Skyddet mot korrosion skall ha minst lika lång varaktighet som den önskade livslängden hos konstruktionen.

II: BETONGYTTERSКИKTET SOM SKYDD MOT ARMERINGSKORROSION

II.1 ARMERINGSKORROSION - ALLMÄNT

II.1.1 Orsak till att ett täcksikt kan förhindra armeringskorrosion

Orsaken till att ett täcksikt *av betong* kan skydda mot armeringskorrosion är att:

- en lämpligt sammansatt betong har *mycket högt pH-värde* (är starkt alkalisk) under mycket lång tid.
- en lämpligt sammansatt betong har *stor täthet* mot ämnen som kan tränga in och på sikt minska betongens pH-värde och därmed göra korrosion möjlig.

pH-värdet hos en opåverkad (nyttillverkad) betong är lägst ca 12,5 och ofta 13,5 eller mer. Vid så höga pH-värden befinner sig stålet i något som kallas *passivt tillstånd*, dvs. korrosions-hastigheten är i princip noll. För att korrosion skall kunna ske måste därför pH-värdet vid stål-ytan sänkas kraftigt.

Det finns två orsaker till att pH-värdet kan sjunka till en farlig nivå.

Karbonatisering av betongen

Inträngning av kloridjoner i betongen

II.1.2 Karbonatiseringsprocessen

Luft som omger konstruktionen innehåller en viss mängd koldioxid (CO_2). I normal atmosfär är halten koldioxid ca 0,035 vol-%. I industriatmosfär är halten högre. Koldioxid tränger in i betongens porer och reagerar med kalkhaltigt material i betongen. Reaktionsprodukten, som huvudsakligen är kalciumkarbonat ("kalksten"), har så lågt pH-värde att armeringskorrosion kan ske. Processen kallas *karbonatisering*.

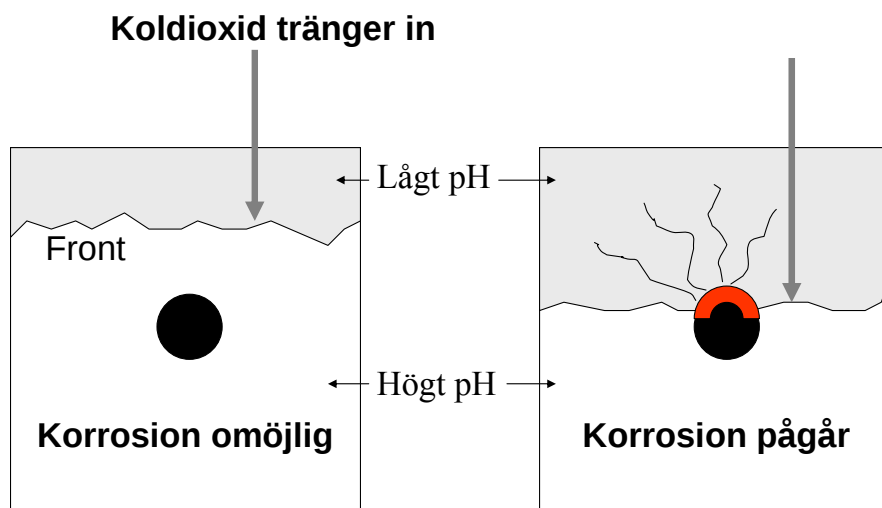
Korrosionen sker ofta jämnt över hela den yta av armeringen som står i kontakt med karbonatiserad betong.

Rosten som bildas har större volym än det stål som rostas bort. Därför kommer täcksiktet att spricka och till slut sprängas loss.

OBS

Vid liten armeringsdiameter kan i vissa fall hela armeringen rosta bort utan att detta framgår genom sprickor i täcksiktet. Detta är ett mycket farligt fall eftersom man inte får någon förvarning innan konstruktionen havererar.

Mekanismen bakom karbonatiseringsinitierad korrosion illustreras av Figur II.1.



Figur II.1: Karbonatisering.

Vänstra bilden: karbonatiseringsfronten har ännu inte nått armeringens överyta.

Högra bilden: Karbonatiseringsfronten har nått armeringen och korrosion pågår.

Allmänna beskrivningar av karbonatiseringsprocessen finns bl.a. i följande referenser (2), (3), (4).

II.1.3 Inträngning av kloridjoner

Kloridjoner från kloridhaltigt vatten, som finns vid betongens yta, tränger gradvis in i betongen. När en tillräckligt hög koncentration av kloridjoner nått fram till armeringen blir korrosion möjlig. Korrosion som orsakas av kloridjoner sker till en början i *lokala punkter* på stålutan. Man får s.k. *gropfrätning* som sker mycket snabbt. Sådan korrosion är därför mycket farlig eftersom armeringens tvärsnitt minskas kraftigt utan att det alltid syns på betongytan.

Särskilt farlig är kloridkorrosion på *spännarmering* eftersom höga dragspänningar i stålet ökar risken för gropfrätning. Fenomenet kallas *spänningskorrosion*.

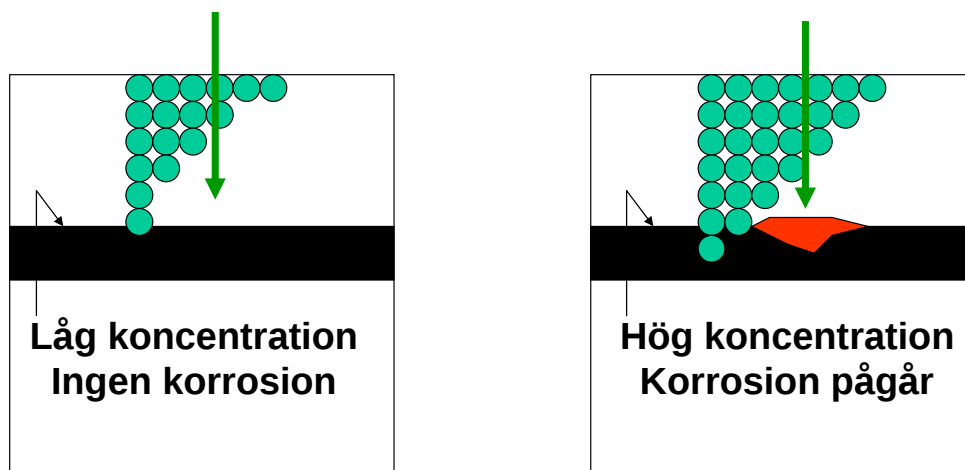
Kloridinträngning ger även allmän ytkorrosion som ger kraftig sprickbildning och avsprängning av täcksiktet.

Ju högre pH-värdet är i betongen desto högre koncentration av kloridjoner krävs för att korrosion skall starta. Därför är det i princip gynnsamt att använda cement med hög halt natrium- och kaliumoxid. Det är i princip ogynnsamt att använda mineraliska tillsatser som sänker pH-värdet. Dit hör silikastoft, masugnsslagg och flygaska

Kloridhaltiga salter finns i *havsvatten* och i *tösalter*. Mest utsatta konstruktioner är därför bropelare och kajer utsatta för havsvatten, samt broöverbyggnader och vägbanor utsatta för tösalt vintertid.

Mekanismen bakom kloridinitierad armeringskorrosion illustreras av Figur II.2.

Kloridjoner tränger in



Figur II.2: Kloridinitierad korrosion.

Vänstra bilden: Kloridkoncentrationen vid stålytan är för låg för att korrosion skall kunna ske.

Högra bilden: Kloridkoncentrationen vid stålytan överskrider det kritiska värdet och korrosion pågår.

Allmänna beskrivningar av kloridinitierad korrosion finns i följande referenser (2), (3), (4).

II.1.4 Inverkan av täcksiktets täthet och tjocklek till tiden för start av armeringskorrosion

Ju tätare betongen är mot inträngning av koldioxid och kloridjoner desto längre tid tar det innan armeringskorrosion kan starta. Tätheten kan uttryckas med en koefficient K vilken kan bestämmas experimentellt

För givna yttre förutsättningar gäller i princip följande samband mellan den tid det tar innan armeringskorrosion startar och täcksiktets kemiska sammansättning, täthet respektive tjocklek:

$$tid = K \cdot (täcksikt)^2 \quad (II.1)$$

Där koefficienten K beror på:

1. *De yttre miljöförhållandena*, t.ex. halten koldioxid i luften eller mängden kloridhaltiga ämnen vid betongytan. Ju högre koncentrationerna är, desto lägre värde får konstanten, och desto kortare blir tiden till start av korrosion.
2. *Diffusionskoefficienten D* för koldioxid, resp. kloridjoner utan hänsyn till bindning av dessa. Koefficienten D (den "rena" diffusionskoefficienten) gäller därför för transport genom betongen när denna har nått jämvikt så att all bindning som är möjlig redan har skett. Ju högre värde D har desto kortare blir tiden till start av korrosion.
3. *Mängden material i betongen som binder koldioxid* ("karbonatiseringsbar kalk") resp. som binder kloridjoner. Ju mindre mängd som binder, desto kortare blir tiden till start av armeringskorrosion.

Den sammanlagda inverkan av punkter 2. och 3. ovan, dvs. av den ”rena” diffusionskoefficienten D och av mängden material som binder koldioxid eller kloridjoner, kan uttryckas med en ”effektiv” diffusionskoefficient D_{eff} som alltid är mindre än den rena diffusionskoefficienten D .

$$D_{\text{eff}} < D \quad (\text{II.2})$$

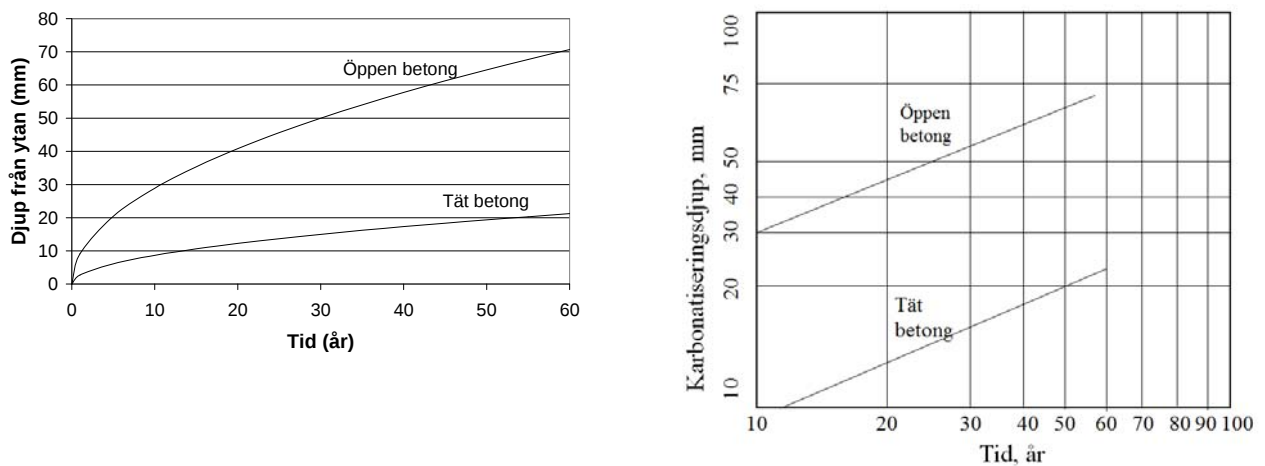
Ju högre mängd bindande material som finns i betongen desto lägre blir D_{eff} i förhållande till D .

Inverkan av diffusionskoefficienten (D eller D_{eff}) på tiden till start av armeringskorrosion är:

$$Tid = \frac{Koeff_1}{\sqrt{D}} \cdot (täckskikt)^2 = \frac{Koeff_2}{\sqrt{D_{\text{eff}}}} \cdot (täckskikt)^2 \quad (\text{II.3})$$

Där $Koeff_1$ resp $Koeff_2$ skiljer sig åt eftersom D skiljer sig från D_{eff} medan tiden skall vara densamma. I figur II.3 visas exempel på hur *karbonatiseringsfronten* resp. *djupet hos den kritiska kloridkoncentrationen* vandrar in i två betonger med olika täthet. I vänstra figuren är tiden och inträngningsdjupet uttryckta i linjär skala. I högra figuren är de uttryckta i logaritmisk skala

OBS: Logaritmering av ekvation (II.1) ger en linje med lutning 0,5. Linjens nivå ges av storleken på koefficienten K i ekv. (II.1).



Figur II.3: Inträngning av karbonatiseringsfronten och kritiska kloridkoncentrationen.
Vänstra bilden: linjära skalor. Högra bilden: logaritmiska skalor.

Exempel

En halvering av täckskiktets *tjocklek* gör att livslängden *minskar* med 75 %.
En dubbling av täckskiktets *tjocklek* gör att livslängden *ökar* med 300 %

Exempel

En halvering av *koefficienten* K i ekv.(II.1) gör att livslängden *minskar* med 50 %.
En dubbling av *koefficienten* K gör att livslängden *ökar* med 100 %.

Exempel

En dubbling av täckskiktets *genomsläpplighet* D mot inträngande koldioxid eller kloridjoner gör att livslängden *minskar* med 30 %.

En halvering av täckskiktets *genomsläpplighet* D eller D_{eff} gör att livslängden *ökar* med 40 %.

Exemplen visar att den särklassigt mest rationella metoden att öka livslängden hos konstruktionen (eller hos ett reparationsskikt ovanpå armeringen) är att öka täckskiktets (eller reparationsskiktets) tjocklek.

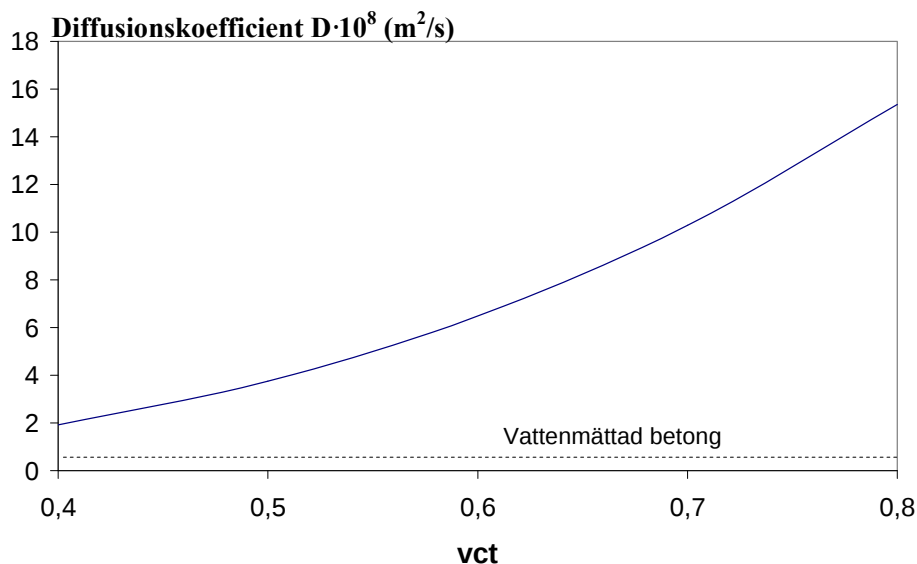
II.1.5 Faktorer som påverkar betongens täthet

Tätheten beror på följande faktorer:

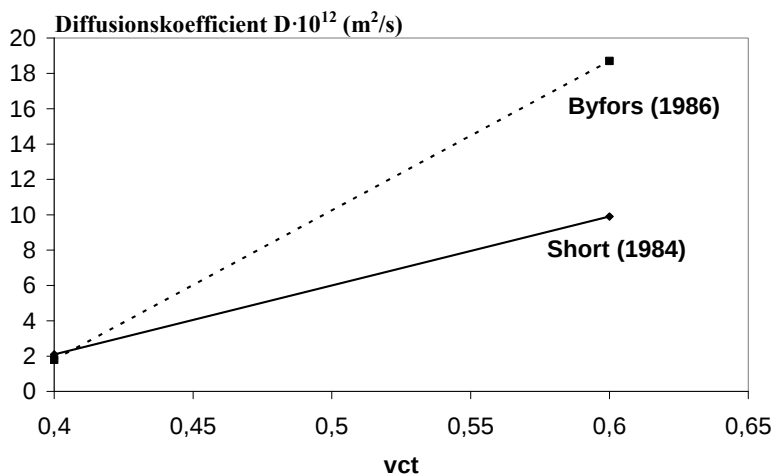
1. **Vattencementtalet (vct).** Hög täthet får man genom att välja betong med *lågt* vct . Exempel på inverkan av vct på den rena diffusionen av gas och kloridjoner utan bindning (koefficient D) visas i Figur II.4.

Diffusionskoefficienten för syrgas genom betong konditionerad vid 50% rf (relativ fuktighet) visas i Figur II.4a. Transport av *koldioxid utan hänsyn till bindning* bör följa samma typ av samband. Vid vattenmättad betong är diffusionskoefficienten mycket låg (ca $3 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$) och är tämligen oberoende av vct .

Exempel på diffusionskoefficienten för *kloridjoner* genom vattenmättad betong *utan hänsyn till bindning* visas i figur II.4b.



Figur II.4a: Inverkan av vct på syrgasdiffusion i betong med 50% rf. (Slitecement med 8% C_3A). Referens (4).



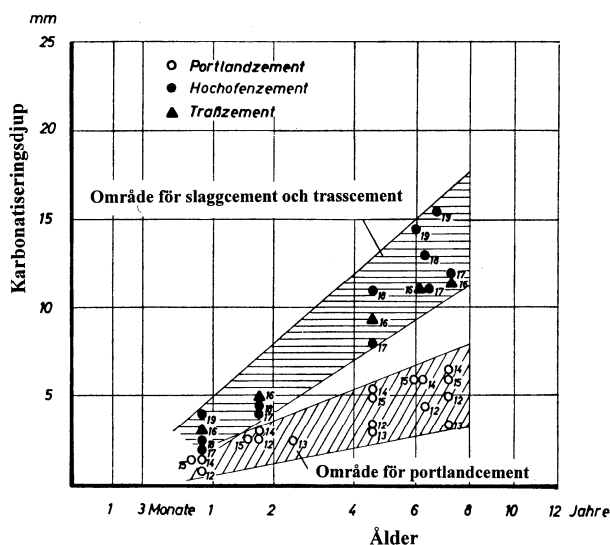
Figur II.4b: Inverkan av vct på ren kloriddiffusion i vattenmättat cementbruk utan bindning (Slitecement med 8% C₃A). Referens (5), (6).

2. **Cementtypen.** Användning av masugnsslagg och i viss mån silikastoft fördröjer inträngning av kloridjoner men ökar inträngningshastigheten av koldioxid.

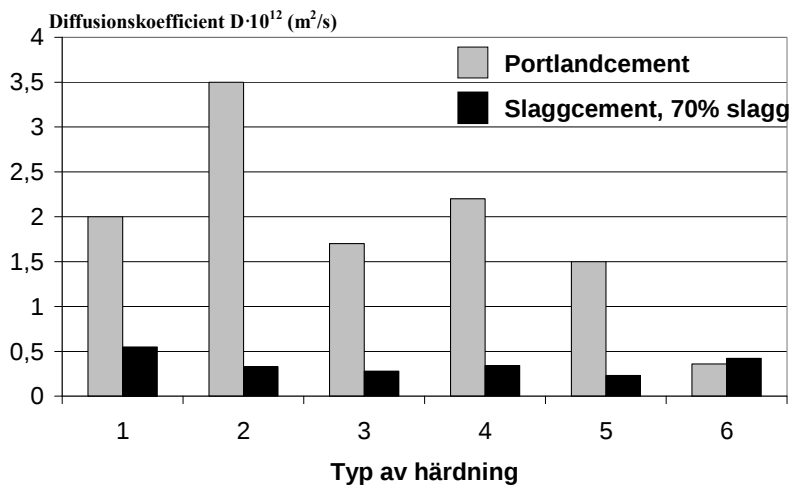
Koldioxidinträngningen ökar genom att mängden karbonatiseringsbar kalk minskar med ökad slagginblandning eller inblandning av silikastoft. Exempel visas i Figur II.5a. Författarna anger följande relativa karbonatiseringsdjup efter 7 år för vct 0,45 till 0,8:

Vanligt portlandcement:	100 %
Slaggcement med 60% slagg:	250 %
Slaggcement med 75 % slagg:	300 %

Kloridinträngningen minskar med ökad slagghalt. Exempel på detta visas i Figur II.5b. Figuren visar den effektiva diffusionskoefficienten inkluderande den hastighetsreducerande effekten av kloridbindning. Data är hämtade från en undersökning av kloridinträngning i betongprover som varit nedsänkta i Nordsjön under 16 år. Orsaken till slaggens positiva inverkan är troligen att slagg binder kloridjoner vilket minskar den ”effektiva” diffusionskoefficienten.



Figur II.5a: Inverkan av mald granulerad masugnsslagg på karbonatiseringsinträngning (vct 0,40-0,80). Ref. (7). (Trasscement innehåller kiselsyrarik vulkanisk jord.)



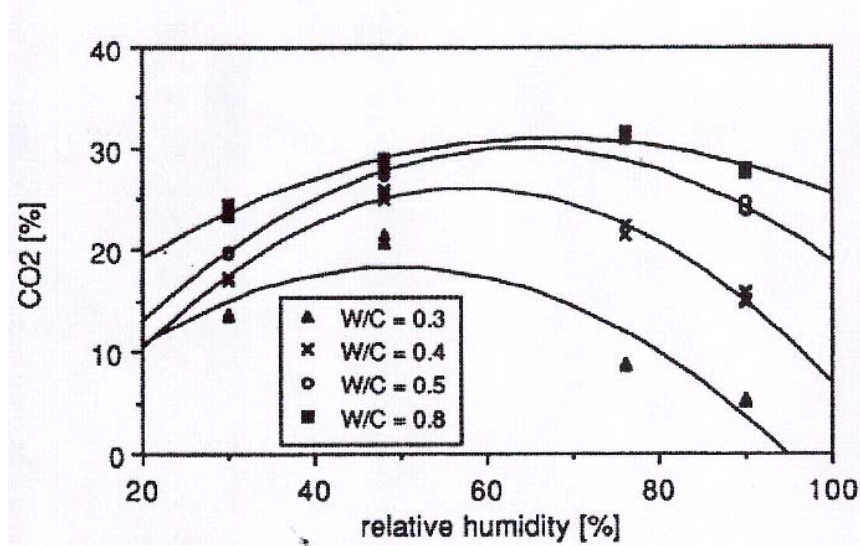
Figur II:5b: Inverkan av mald granulerad masugnsslagg på effektiv kloridtransportkoefficient. Referens (8).

3. Fukthalten i täcksiktet.

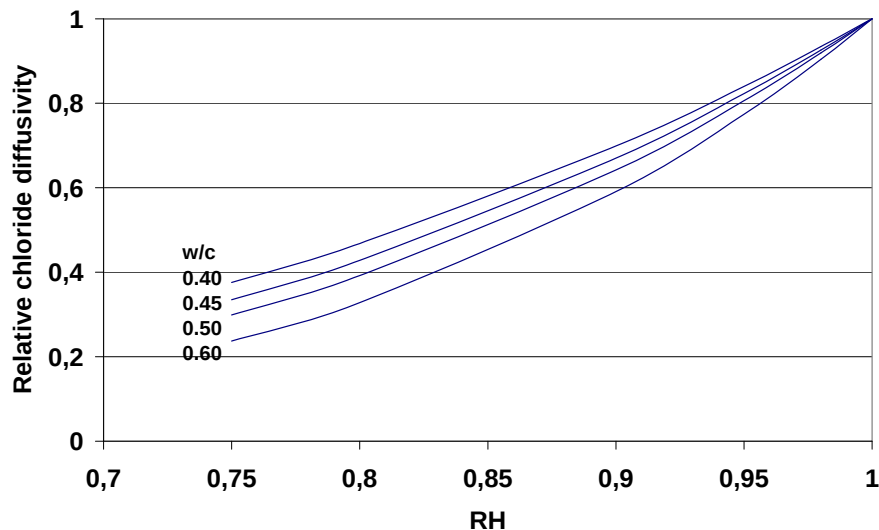
- Hög fukthalt ger *långsam* inträngning av koldioxid
- Hög fukthalt ger *snabb* inträngning av kloridjoner

Exempel på inverkan av fukthalt på karbonatiseringshastigheten visas i Figur II.6a. Prover har varit exponerade för hög koldioxidhalt (2%) under viss tid. Den totala mängden upptagen koldioxid uppmättes. Det visar sig att karbonatiseringshastigheten är störst vid ca 50 % rf. I mycket fuktig betong är den långsam.

Beräknad inverkan av rf hos täcksiktet på den effektiva kloriddiffusionskoefficienten inkluderande effekten av kloridbindning visas i Figur II.6b.



Figur II.6a: Inverkan av täcksiktets fuktnivå (rf) på mängden bunden koldioxid efter viss exponeringstid (ett mått på karbonatiseringshastigheten). Referens (9).



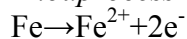
Figur II.6b: Inverkan av täckskiktets fuktnivå (rf) på effektiv transportkoefficient för kloridjoner. Referens (10).

II.1.6 Pågående korrosion - korrosionsprocessen

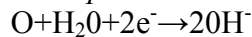
När karbonatiseringen nått armeringsjärnens yta, eller när kloridjonkoncentrationen nått en kritisk nivå, börjar armeringen att rosta.

Korrosionsprocessen kan beskrivas med tre ekvationer:

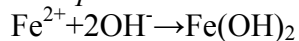
Anodprocess 1: Upplösning av järnet. Bildning av elektroner:



Katodprocess: Inflöde av syre. Bildning av OH-joner:



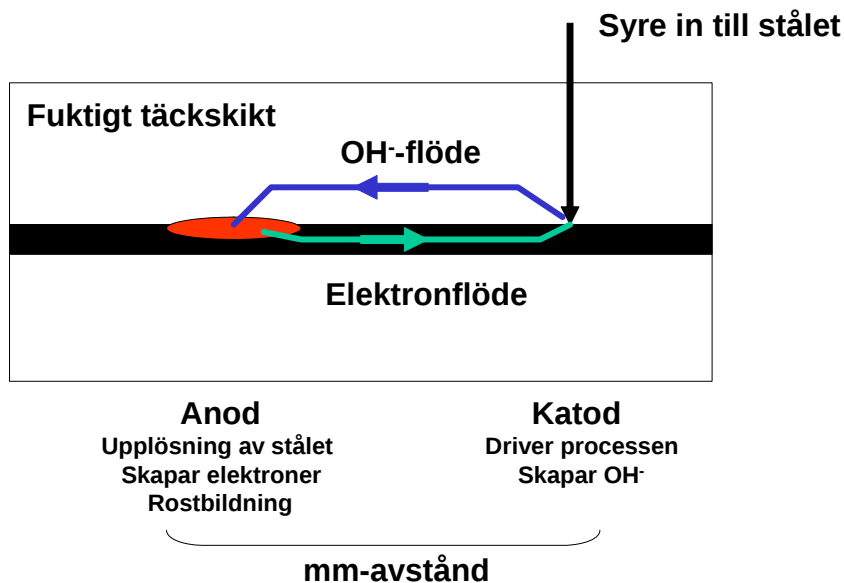
Anodprocess 2: Bildning av rost (järnhydroxid):



För att armeringskorrosion skall kunna ske krävs alltså att följande villkor är uppfyllda:

1. Korrosionsprocessen måste ha aktiverats genom att karbonatisering eller hög kloridjonkoncentration nått armeringsytan.
2. Syre måste kunna tillföras till katodytor (icke rostande ytor) på stålet.
3. Täckskiktet måste ha hög elektrisk ledningsförmåga så att en effektiv strömkrets mellan katod- och anodytor kan slutas. Täckskiktet måste därför ha en viss lägsta fuktnivå.

Korrosionsprocessen illustreras i Figur II.7.



Figur II.7: Korrosionsprocessen

Korrosionsprocessen på metaller beskrivs i Referens (11). Inverkan på konstruktionens bärförmåga beskrivs i Referens (12).

II.1.7 Korrosionshastigheten

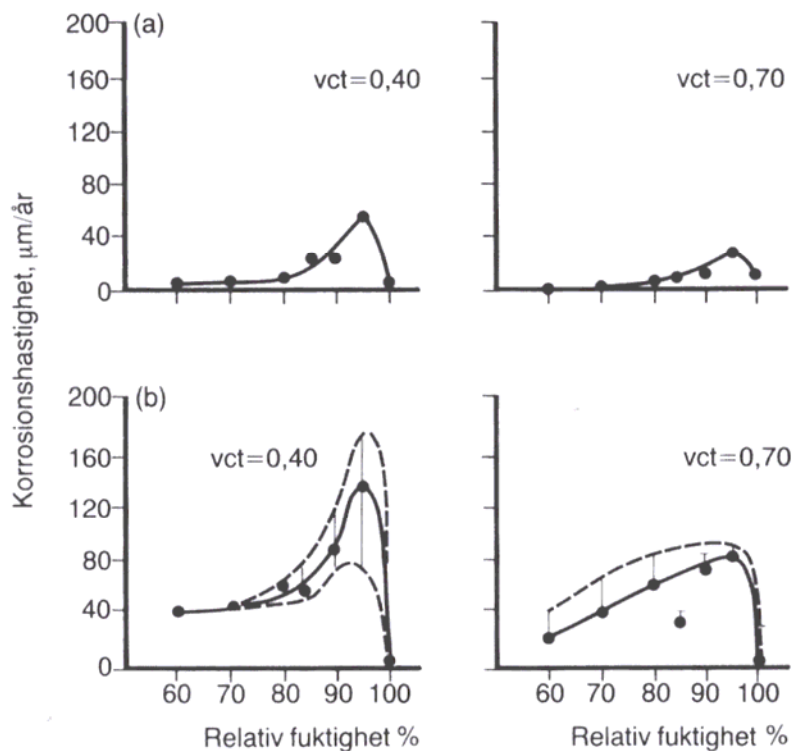
När armeringskorrosion väl har startat sker denna med en viss hastighet vilken i första hand bestäms av fuktnivån i betongtäckskiktet.

- I helt vattenmättad betong är korrosionshastigheten låg eftersom syretillgången är mycket begränsad
- I torr betong är korrosionshastigheten låg eftersom den elektriska ledningsförmågan är liten
- Högsta korrosionshastighet får man vid en ”optimal” fuktighet i täckskiktet.

Fuktnivån i täckskiktet uttrycks genom dess relativa fuktighet (rf). Vattenmättad betong har 100% rf. Helt torr betong har 0% rf. Betong utomhus, som utsätts för normalt klimat, har en inre rf som varierar mellan ca 80% och 100%; ju fuktigare miljön är desto högre blir medel-rf i betongen.

Exempel på sambandet mellan betongtäckskiktets rf-nivå och korrosionshastigheten visas i Figur II.8.

Om täckskiktet är ”infekterat” med kloridjoner ökar korrosionshastigheten vilket beror på den ökade elektriska ledningsförmågan. Dessutom uppträder den snabbaste korrosionshastigheten vid något lägre rf än vad som gäller för betong som saknar kloridjoner; ca 90% rf respektive ca 95% rf.



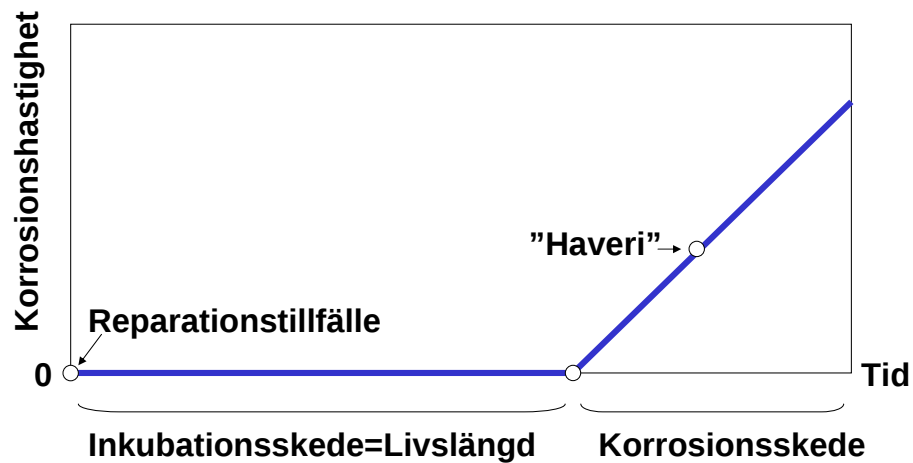
Figur II.8: Inverkan av täcksiktets v_{ct} , fuktnivå (rf) och kloridmiljö på korrosionshastigheten. Referens (4). Övre bilder (a): Ingen klorid. Undre bilder (b): Kloridmiljö.

II.1.8 Livslängdsdiagram

Armeringskorrosionen kan förenklat beskrivas med ett diagram som sammansätts av två räta linjer, se Figur II.9:

- Ett *inkubationsskede* under vilken korrosion är omöjlig på grund av att karbonatiseringen eller en farlig kloridjonkoncentration ännu inte nått stålytan. Korrosionshastigheten är noll.
- Ett *korrosionsskede* under vilken korrosion sker. Korrosionshastigheten kan variera med tiden beroende bl.a. på variationer i fuktnivån. Den kan dock antas vara konstant under en längre tid.

Konstruktionen kan antas "haverera" när korrosionen gått så långt att täcksiktet sprängts loss, eller när korrosionsdjupet är så stort att säkerheten mot brott i konstruktionen understiger lägsta tillåtna nivå.



Figur II.9: Livslängdsdiagram indelat i inkubationsskede (initieringsskede) och korrosionsskede.

Inkubationsskedets längd bestäms av

1. Betongens täthet mot inträngande koldioxid och kloridjoner – koefficienten D resp D_{eff} i ekv (II.3)
2. Täcksiktets tjocklek - ekvation (II.1)
3. Omgivningens koncentration av koldioxid och kloridjoner samt betongens kemiska sammansättning - koefficienten K i ekv (II.1).

Korrosionshastigheten bestäms i första hand av (se Figur II.8):

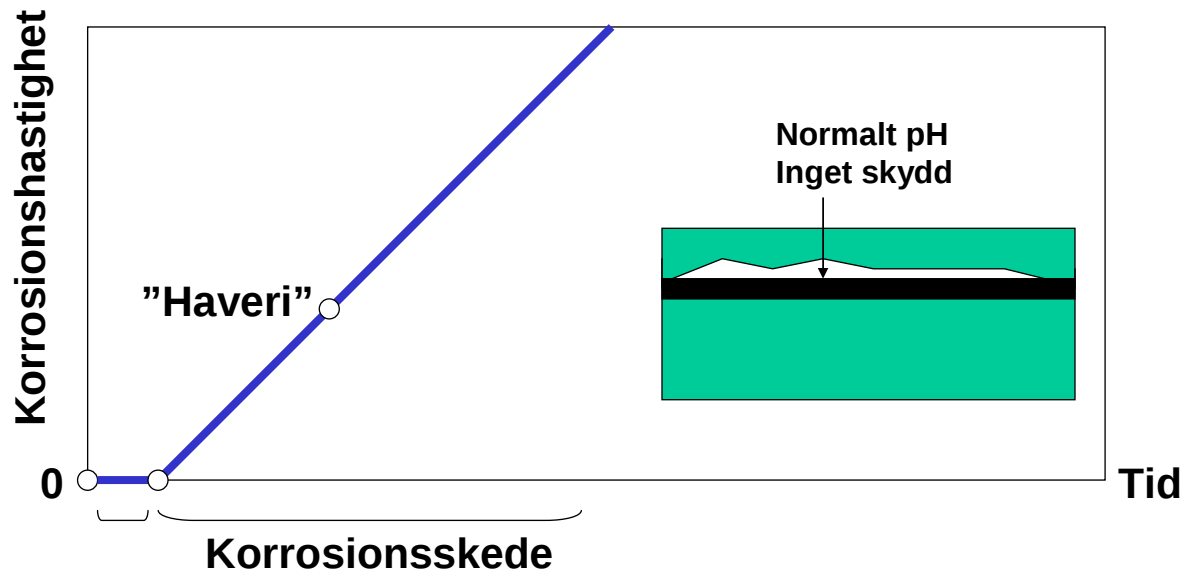
1. Täcksiktets fuktnivå
2. Täcksiktets kloridhalt

Eftersom man helst inte vill ha konstruktioner med pågående armeringskorrosion gäller:

$$\text{Livslängden} \approx \text{Inkubationstidens längd}$$

II.1 9 Livslängdsdiagram vid dåligt kringgjuten armering

Inkubationstid saknas i princip helt och hållet om armeringen är dåligt kringgjuten, eller om det av andra orsaker saknas vidhäftning mellan armering och betong. Stålet är då inte skyddat av betongens höga pH-värde utan korrosion kan starta direkt, se Figur II.10.



Figur II.10: Livslängdsdiagram när armeringen inte har kontakt med cementpasta på grund av dålig komprimering
(t.ex. icke-vibrerad självkompakterande betong med dålig komprimerbarhet)

Livslängden $\approx$ "noll"

II.2 ARMERINGSKORROSION ORSAKAD AV KARBONATISERING

II.2.1 Allmänt

Karbonatiseringshastigheten bestäms främst av betongens täthet, vilken i sin tur bestäms av betongens vattencementtal, cementtyp och fuktnivå.

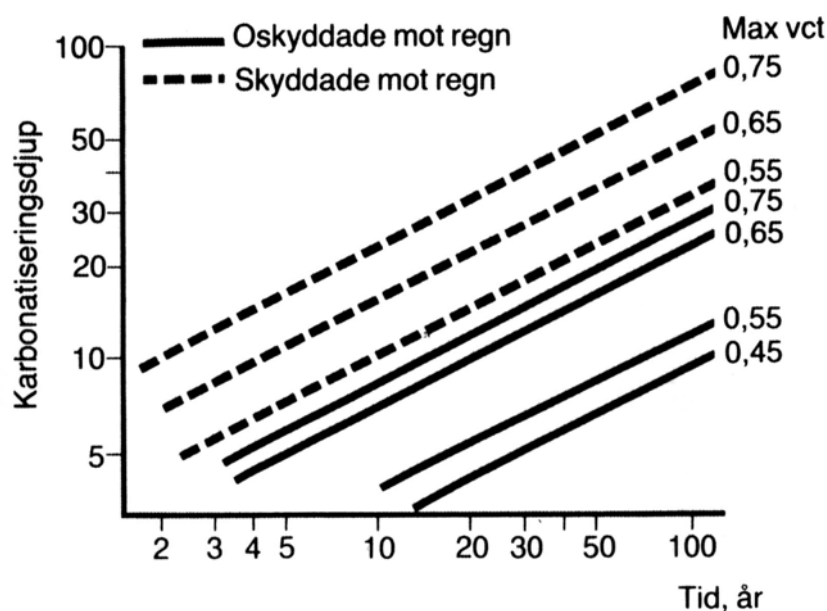
Diagrammet i Figur II.11 visar exempel på hur lång tid det tar innan korrosion orsakad av karbonatisering startar i normal betong som antingen är skyddad mot nederbörd eller som är utsatt för nederbörd; Referens (4). Tiden beror på betongkvaliteten, fuktexponeringen och täcksiktets tjocklek. Figuren gäller för vanligt svenskt portlandcement.

OBSERVERA

Karbonatiseringsfronten är inte helt jämn i en konstruktion. Diagrammet baserar sig på uppmätta *maximala medelkarbonatiseringsdjup* i verkliga konstruktioner. När diagrammet används för val av täcksiktstjocklek i en konstruktion kan man utgå från att det ger den eftersträlvade *minsta* tillåtna tjockleken hos täcksiktet. Ingen del av detta får vara tunnare, dvs. medelvärdet på täcksiktet måste vara lika med diagramvärdet med tillägg av förväntad variation hos täcksiktstjockleken.

OBSERVERA

Diagrammet ger enbart tiden det tar för karbonatiseringsfronten att nå in till armeringsjärnen. Detta innebär inte att någon väsentlig korrosion då verkligen startar. Korrosionen avgörs nämligen av täcksiktets fuktnivå. Är denna låg sker i stort sett ingen korrosion. Är täcksiktet vattenmättat sker heller ingen påtaglig korrosion.



Figur II.11: Inverkan av yttre fukt klimat och betongens vct på inträngningen av karbonatiseringsfronten (maximalt medelkarbonatiseringsdjup). Diagrammet har logaritmiska skalor vilket ger lutning $\frac{1}{2}$ hos linjerna, se Figur II.1. Referens (4).

Exempel

Undersidan på en balkongplatta skall repareras. Ytan är skyddad mot nederbörd men kommer att ha så hög fuktnivå (över ca 80% rf) att korrosion kan ske.

Kravet på livslängd hos reparationen är 50 år

Diagrammet visar att olika kombinationer av vct och *minsta* täckskikt hos reparationsbetongen kan användas:

vct 0,75: ca 50 mm
vct 0,65: ca 35 mm
vct 0,55: ca 25 mm
vct 0,45: ca 20 mm (extrapolerat värde)

Observera

Värdena är *minimivärden*. Medelvärdet på täckskiktet måste normalt vara större på grund av variationer i armeringsläget. Se även kommentarer till Tabell II.1 nedan.

Exempel

En starkt frost- och fuktexponerad vägg i en vatten kraftanläggning skall repareras. Fuktnivån är hög men inte högre än att korrosion kan ske (90 à 95% rf).

Kravet på livslängd hos reparationen är 100 år

Diagrammet visar att olika kombinationer av vct och *minsta* täckskikt kan användas:

vct 0,65: ca 25 mm
vct 0,55: ca 15 mm
vct 0,45: ca 10 mm

Observera

Av allmänna beständighetsskäl, t.ex. risk för frostsador och kalkurlakning, bör vct hos en utsatt vattenkraftbetong aldrig överstiga ca 0,45 (frost) eller ca 0,50 (kalkurlakning).

Dessutom måste hänsyn tas till säkerhet mot förankrings- och vidhäftningsbrott. Täckskiktet måste därför normalt vara minst lika stort som armeringsdiametern.

Ett lämpligt minimikrav på betong och täckskikt hos reparationen av vattenkraftanläggningen med armeringsdiameter 25 mm hos huvudarmeringen kan därför vara t.ex.:

vct 0,45, frostbeständig betong: 25 mm (vid ≤ 25 mm armeringsdiameter)

Observera

Isnötning och frostangrepp kan gradvis minska täckskiktets tjocklek. Detta måste man beakta av säkerhetsskäl. Erforderligt täckskikt är därför 25 mm + förväntat yterosionsdjup under 100 år.

II.2.2 Officiella betongregler med avseende på skydd mot korrosion orsakad av karbonatisering

Täckskiktsstandarden -SS 13 70 10- uppställer krav på minsta täckskikt hos konstruktioner i olika miljöer och vid olika krav på livslängden (100, 50 resp. 20 år). Kraven visas i Tabell II.1. Reglerna baseras huvudsakligen på diagrammet i Figur II:11 och på sambandet mellan fuktnivå och korrosionshastighet. I diagrammet tas därför hänsyn till att torr och vattenmättad betong har försumbar korrosionshastighet.

Reglerna förutsätter att:

1. inget *inre angrepp* på betongen får starta under hela livslängden
2. ingen *ytavskalning* orsakad av frost, erosion eller kemiskt angrepp får uppstå under hela livslängden
3. ingen *armeringskorrosion* får starta i *osprucket täckskikt* under hela livslängden
4. *armeringskorrosion i sprickor* får inte leda till oacceptabel nedsättning av konstruktionens bärförmåga under hela livslängden

Tabell II.1: Täckskiktsstandardens krav på minsta täckskikt med avseende på karbonatiseringsinitierad korrosion (utan hänsyn till förankring av armering)

Exponeringsklass	vct	Minsta täckskikt (mm)		
		100 år	50 år	20år
X0 Mycket torr Inomhus med mycket låg luftfuktighet	inget krav	inget krav		
XC1 Torr eller ständigt våt Inomhus med låg luftfuktighet Ständigt under vatten	0,90	15	10	10
	0,60	10	10	10
XC2 Våt. Sällan torr Ytor utsatta för långvarig kontakt med vatten Grundläggningar	0,60	25	20	15
	0,55	20	15	10
	0,50	15	10	10
XC3 Måttlig fuktighet Betong inomhus med måttlig eller hög fuktighet Utvändig betong skyddad mot regn	0,55	25	20	15
	0,50	20	15	10
XC4 Cykliskt våt och torr Betongytor ibland utsatta för vatten	0,55	25	20	15
	0,50	20	15	10

OBSERVERA 1

Reglerna ger det *absolut minsta täckskiktet*

Det verkliga täckskiktet måste vara större på grund av osäkerheten i exakt armeringsläge och i den färdiga pågjutningens tjocklek. Tabellvärdena skall därför ökas så mycket att säkerheten är hög att ingen del av armeringen får lägre täckande betongskikt än tabellvärdena.

Enligt standarden är *normal "utförandetolerans" 10 mm*, vilket alltså är det minsta värde varmed tabellvärdena *måste* ökas.

OBSERVERA 2

De vattencementtal som anges är ekvivalenta, dvs. de innefattar även ev. användning av silikastoft och vissa andra mineraliska tillsatsmaterial (restmaterial). Ekvivalent vct definieras

$$vct_{ekv} = \frac{V}{C + k \cdot R} \quad (\text{II.4})$$

Där V är vattenhalten, C är cementhalten, R är halten restmaterial och k är en "effektivitetsfaktor" vars storlek beror på typen av restmaterial.

För reparationsbetong är det lämpligt att använda följande värden på k:

- silikastoft: $k=1,0$
- masugnsslagg: $k=0,6$
- flygaska: $k=0,2$

Rekommendationen är dock att undvika sådana restmaterial, möjligen med undantag av silikastoft. Mängden silikastoft bör begränsas till maximalt 5% av cementvikten.

OBSERVERA 3

Täckskiktsstandarden godtar i princip användning av s.k. *Byggcement* med hög halt kalkstensfiller vid samma vct som för rent Portlandcement. Detta är dock en mycket olämplig regel eftersom det effektiva vct blir högt i betong med Byggcement om man inte sänker de vct som anges i Tabell II.1. Kalkfiller måste nämligen anses vara icke-reaktiv och bidrar därför inte till betongens täthet.

Byggcement kan användas om man använder ett lägre värde på vct än det värde som ges i tabellen. Följande värde används:

$$vct_{fillercement} = vct_{tabell} \cdot (1 - F) \quad (\text{II.5})$$

Där F är mängden filler i cementet utöver de 5% som tillåts i Std P cement (viktandel)

Exempel

Byggcement med 13% kalkstensfiller används. Exponeringsklass XC3. 100 års livslängd. Minsta täckskikt 20 mm (medeltäckskikt 30 mm).

- Std P cement med max tillåtet 5% filler: vct 0,50 (enligt täckskiktsstandarden)
- Byggcement med 13% filler: $vct=0,50(1-0,08)=0,46!$

OBSERVERA 4

Reglerna gäller inte enbart för huvudarmeringen utan för *det stål som ligger närmast betongytan*, vilket ofta är byglarna eller montagejärn. Det gäller även för allt ingjutningsgods av icke korrosionsbeständigt stål.

OBSERVERA 5

Reglerna förutsätter att vidden på *sprickor* förorsakade t.ex. av krympning reduceras. Regler för beräkning av sprickvidd och sprickrisk finns också i täckskiktsstandarden SS 13 70 10.

OBSERVERA 6

När man väljer täckskikt måste man även ta hänsyn till andra krav än krav på livslängd:

1. Krav på säkerhet mot *vidhäftningsbrott och förankringsbrott*. Regler återfinns i täckskiktsstandarden SS 13 70 10. *För vanlig armering gäller att täckskiktet måste vara minst lika stort som armeringstjockleken.*
2. Krav på säkerhet vid *brand*. Officiella regler saknas för närvarande. Rekommendationer i Referens (22) kan användas.

II.3 ARMERINGSKORROSION ORSAKAD AV KLORIDINTRÄNGNING

II.3.1 Allmänt

Inkubationstiden för denna typ av korrosion beror på tre huvudfaktorer:

1. Omgivningens koncentration av kloridjoner, dvs. betongytans kloridbelastning.
2. Betongens täthet mot kloridinträngning.
3. ”Kritisk” kloridkoncentration, dvs. den kloridjonkoncentration vid stålytan som fordras för att korrosion skall kunna starta.

Samtliga dessa faktorer är svåra att kvantifiera tillräckligt väl. De diskuteras nedan.

Kloridkoncentrationen vid den exponerade betongytan

Denna är välkänd för konstruktioner helt nedsänkta i havsvatten. Den bestäms då av vattnets kloridhalt. Den är otillräckligt känd för betongpartier i skvalpzon och stänkzon eftersom man där kan få en anrikning i ytan av kloridjoner på grund av växlande uppfuktning och uttorkning. Yttre kloridjonkoncentrationen är också tämligen dåligt känd för konstruktioner som vintertid utsätts för tösalt som delvis tvättas ut av regn under övriga årstider. Mätningar av kloridprofiler i tösaltningsmiljö visas i Referens (10) och (13).

Betongens täthet mot kloridinträngning

Denna kan bestämmas med laboratoriemetoder. Det visar sig dock att den verkliga kloridtätheten hos verkliga konstruktioner oftast är betydligt lägre och dessutom gradvis minskar med exponeringstiden.

Den kritiska kloridjonkoncentrationen

Denna är mycket dåligt känd. De data som finns är osäkra. Värdet är dessutom starkt beroende på cementtypen. I Tabell II.2 ges några exempel på kritiska kloridkoncentrationer som i några fall har använts vid livslängdsberäkningar av betong i havsvatten. En teoretisk beräkning av tröskelvärden ges i Referens (14).

Tabell II.2: Kritiska kloridkoncentrationer enligt Svenska Betongföreningen (1998).
Referens (15).

Miljö	vct	Kritisk kloridjonkoncentration ¹⁾ (vikt-% av total bindemedelsmängd)	
		PC ²⁾	PC+8% S ³⁾
Låg yttre kloridkoncentration Upprepad uppfuktning och uttorkning	0,45	0,7 (0,6-2,2) ⁴⁾	0,4 (0,3-1,5)
Låg yttre kloridkoncentration Konstant hög fuktnivå	0,45	1,5 (1,5-2,2)	0,8 (0,8-1,9)
Marin miljö	0,40	0,8 (0,6-2,2)	0,5 (0,5-1,0)
Tösaltningsmiljö	0,40	0,6 (0,4-1,0)	0,3?

¹⁾ Alla kloridjoner, dvs. summan av kemiskt bundna och fritt rörliga joner.

²⁾ Vanligt portlandcement (dit räknas inte Byggcement)

³⁾ Silikastoft

⁴⁾ Värden inom parentes ger osäkerhetsintervallet

Av tabellen framgår att tillsättning av silikastoft minskar den kritiska kloridjonkoncentrationen kraftigt. Effekten kompenseras delvis av att kloridjontransporten minskar. Den negativa inverkan är dock så stor att man om möjligt bör undvika att använda silikastoft i reparationsbetong.

Tabellen visar att en total kloridhalt understigande 0,3% av cementvikten bör ge god säkerhet mot korrosion för alla typer av bindemedel.

II.3 2 Beräkning av inkubationstiden (livslängden)

Det har utvecklats några tämligen avancerade metoder att beräkna livslängden hos kloridutsatta konstruktioner. Man använder då vissa schablonvärden för den yttre kloridkoncentrationen och den kritiska kloridkoncentrationen. Referens (16).

I ett europeiskt samarbete har det tagits fram en statistisk beräkningsmetod som gör det möjligt att använda osäkerheten i ingående data, referens (17). Metoden har även föreslagits av Svenska Betongföreningen, Referens (18). Ett problem med metoden är att de stora osäkerheterna i olika data medför att de beräknade täcksiktarna ofta blir orealistiskt stora.

Osäkerheten i sådana beräkningsmetoder visas med några exempel.

Utgångspunkten för alla exempel är en betong som enligt (felaktig) beräkning förväntas få livslängden **70 år** före start av korrosion. Beräkningen sker enligt traditionell s.k. diffusionsteori; Referens (19). Beräkningsprincipen exemplifieras i Referens (20), (21).

Exempel 1: Inverkan av fel i antagen ytkoncentration (uttryckt som % av cementvikten)

- Kritisk koncentration är 0,9 %
- Antagen ytkoncentration som enligt beräkning ger **70 års livslängd** är 1,2%
- Verklig ytkoncentration är 2,4% (dubbling)

Verklig livslängd är 9 år.

En felaktigt antagen halvering av den yttre kloridkoncentrationen gör att den beräknade livslängden överskattar den verkliga med 780 %.

Exempel 2: Inverkan av fel i antagen täthet mot kloridinträngning

- Kritisk koncentration är 0,9 %.
- Verklig ytkoncentration är 1,2%
- Antagen transportkoefficient för kloridjoner som enligt beräkning ger **70 års livslängd** är $5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
- Verklig transportkoefficient är $10 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ (dubbling)

Verklig livslängd är 35 år.

En felaktigt antagen halvering av kloridtransportkoefficienten gör att den beräknade livslängden överskattar den verkliga med 100%. Vid i övrigt oförändrade förhållanden är alltså livslängden direkt omvänt proportionell mot transportkoefficienten.

Exempel 3: Inverkan av fel i antagen kritisk kloridtröskelnivå

- Verklig ytkoncentration är 2,5%
- Antagen kritisk koncentration som enligt beräkning ger **70 års** livslängd är 1,4 %
- Verklig kritisk koncentration är 0,7 % (halvering)

*Verklig livslängd är **20 år**.*

En felaktigt antagen fördubbling av den kritiska koncentrationen gör att den beräknade livslängden överskattar den verkliga med 350%.

Exemplen visar att de största felberäkningarna sker när man felaktigt uppskattar ytkoncentrationen och den kritiska koncentrationen. Fel i transportkoefficienten ger mindre fel i beräknad livslängd.

II.3.3 Officiella betongregler med avseende på skydd mot korrosion orsakad av kloridjoner

Det finns en tämligen enkel beräkningsmetod för livslängd som i några fall har använts för verkliga konstruktioner, varav en är Öresundsförbindelsen. Metoden exemplifieras i referens (21).

Metoden har även använts för beräkning av täckskiktskraven enligt den svenska täckskiktsstandarden, SS 13 70 10.

Täckskiktsstandarden -SS 13 70 10- uppställer krav enligt Tabell II.3 på minsta täckskikt hos konstruktioner i olika miljöer och vid olika krav på livslängden (100, 50 resp. 20 år).

I diagrammet tas hänsyn till att torr och vattenmättad betong har försumbar korrosionshastighet.

Reglerna förutsätter att:

1. inget *inre angrepp* på betongen får starta under hela livslängden
2. ingen *ytavskalning* orsakad av frost, erosion eller kemiskt angrepp får äga rum under hela livslängden
3. ingen *armeringskorrosion* får starta i *osprucket täckskikt* under hela livslängden
4. *armeringskorrosion i sprickor* får inte leda till oacceptabel nedsättning av konstruktionens bärförmåga under hela livslängden

Tabell II.3: Täcksiktstandardens krav på minsta täcksikt med avseende på kloridinitierad korrosion.

Exponeringsklass	vct	Minsta täcksikt (mm)		
		100 år	50 år	20 år
XD1 (Tösalt) Måttlig fuktighet Betongytor utsatta för luftburna klorider	0,45	30	20	15
	0,40	25	20	15
XD2 (Kloridhaltigt vatten) Våt, sällan torr Simbassänger Betong utsatt för kloridhaltigt industrivatten	0,45	40	30	25
	0,40	35	30	20
	0,35	30	25	20
XD3 (Tösalt) Cykliskt våt och torr Delar av broar utsatta för kloridhaltigt stänk Vägbeläggningar. Golv i parkeringshus	0,40	45	35	25
	0,35	40	30	25
XS1 (Havsvatten) Utsatt för luftburet salt, men inte i direkt kontakt med havsvatten Konstruktioner nära eller vid kusten	0,45	30	20	15
	0,40	25	20	15
XS2 (Havsvatten) Ständigt under vatten Delar av marina konstruktioner	0,45	50	40	30
	0,40	45	35	25
	0,35	40	30	25
XS3 (Havsvatten) ¹⁾ Tidvatten. Skvalp-och stänkkzon Delar av marina konstruktioner	0,40	45	35	25
	0,35	40	30	25

¹⁾ Täcksiktstandardens värden gäller enbart konstruktioner i Östersjön upp till Öresund (kloridjonkoncentration <0,4%).
För konstruktioner i Kattegatt och Nordsjön måste särskild livslängdsberäkning göras.

OBSERVERA 1

För *korrosionskänslig armering* (spännarmering) och för *foderrör* vid efterspänd armering ökas tabellvärdena med 10 mm.

OBSERVERA 2

Reglerna ger det *absolut minsta täcksiktet*

Det verkliga täcksiktet måste vara större på grund av osäkerheten i exakt armeringsläge och i den färdiga pågjutningens tjocklek. Tabellvärdena skall därför ökas så mycket att ingen del av armeringen får lägre täckande betongskikt än tabellvärdena.

Enligt standarden är *normal "utförandetolerans"* 10 mm, vilket alltså är det minsta värde varmed tabellvärdena måste ökas.

OBSERVERA 3

De vattencementtal som anges är ekvivalenta. Definition ges i avsnitt II.2.2, dvs. de innefattar även ev. användning av silikastoft och vissa andra mineraliska restmaterial. Ekvivalent vct definieras av Ekv (II.4).

Rekommendationen är att undvika sådana restmaterial, möjligen med undantag av silikastoft. Mängden silikastoft bör begränsas till maximalt 5% av cementvikten.

OBSERVERA 4

Byggcement vilket innehåller en stor mängd inert kalkstensfiller bör enbart användas om man använder ett lägre värde på vct än det värde som ges i tabellen (se ovan avsnitt II.2.2). Följande värde används:

$$vct_{fillercement} = vct_{tabell} \cdot (1 - F) \quad (II.5)$$

Där F är mängden filler i cementet *utöver de 5%* som tillåts i Std P cement (viktandel)

Exempel

Byggcement med 13% kalkstensfiller används. Exponeringsklass XS1. 100 års livslängd. Minsta täckskikt 25 mm (medeltäckskikt 35 mm).

- Cement utan filler: vct 0,40 enligt täckskiktsstandarden
- Byggcement: vct=0,40(1-0,08)=0,37!

Exempel

Samma som exemplet ovan men cementfabriken har utnyttjat i stort sett hela det utrymme för fillermängd som cementstandarden tillåter, 20%.

- Cement utan filler: vct 0,40 enligt täckskiktsstandarden
- Byggcement: vct=0,40(1-0,15)=0,34!

OBSERVERA 5

Reglerna gäller inte enbart för huvudarmeringen utan för *allt stål som ligger närmast betongytan*, vilket ofta är byglarna och montagejärn. Det gäller även för allt ingjutningsgods av icke korrosionsbeständigt stål.

OBSERVERA 6

Reglerna förutsätter att vidden på *sprickor* förorsakade t.ex. av krympning reduceras. Regler för beräkning av sprickvidd och sprickrisk finns också i täckskiktsstandarden SS 13 70 10. Man brukar anta att sprickor med en vidd överstigande 0,2 mm vid betongytan inte medför ökad korrosionsrisk jämfört med osprucken betong. Det är dock av säkerhetsskäl önskvärt att minska sprickvidden ytterligare.

OBSERVERA 7

När man väljer täckskikt måste man även ta hänsyn till andra krav än krav på livslängd:

1. Krav på säkerhet mot *vidhäftningsbrott och förankringsbrott*. Regler återfinns i täckskiktsstandarden SS 13 70 10. *För vanlig armering gäller att täckskiktet måste vara minst lika stort som armeringsjockleken.*
2. Krav på säkerhet vid *brand*. Officiella regler saknas för närvarande. Rekommendationer i Referens (22) kan användas.

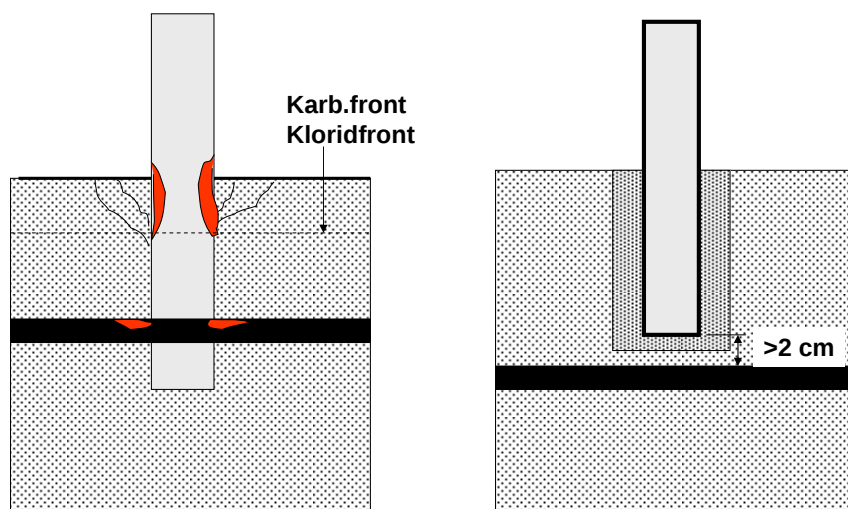
II.4 KORROSION PÅ INGJUTNINGSGODS

Ingjutningsgods som *passerar betongytan* är utsatt för korrosion, eller kan skapa armeringskorrosion:

1. Vanligt stål kommer att i sina övre delar befinna sig i karbonatiserad eller kloridinfekterad betong. Korrosion sker varvid betongen kan sprängas sönder.
2. Varmgalvaniserat stål kommer att förlora en stor del av korrosionsskyddet redan i samband med gjutningen. Detta beror på reaktion mellan zinklagret och den färska alkaliska betongen. Den vätgasutveckling som sker kommer att försämra vidhäftningen mellan ingjutningsgods och betong. Korrosion av ingjutningsgodset kan medföra skador på betongen.
3. Ingjutningsgods av vanligt korrosionskänsligt stål eller galvaniserat stål som hopkopplas elektriskt med armeringen kan ge galvanisk korrosion på armeringen.

Av dessa skäl bör allt ingjutningsgods som passerar betongytan bestå av *högkvalitativt rostfritt stål*.

Om vanligt stål med rostskydd (t.ex. varmgalvanisering) eller utan rostskydd används måste detta separeras från konstruktionsbetong och armering genom *ursparingar* som sedan fylls med beständig betong utan att sprickor uppstår i gränssytor till konstruktionsbetongen.



Figur II.12: Vänstra bilden: Ingjutningsstål korroderar i karbonatiserad eller kloridinfekterad betong. Galvanisk korrosion på armering uppkommer när ingjutningsstålet står i kontakt med armeringen.

Högra bilden: Genom förtagning förhindras ingjutningsstål att komma i kontakt med armeringen.

III
BETONGYTTERSKIKTETS BESTÄNDIGHET MOT FROST OCH
ANNAN PÅVERKAN

III.1 SALTFRÖSTANGREPP – YTAVSKALNING

III.1.1 Allmänt

En betongyta som exponeras för tösalt eller havsvatten samtidigt som den utsätts för frost kan få en avskalning som gradvis äter sig in i betongen när antalet frysningar ökar. Följden blir att täcksiktens gradvis minskar vilket minskar skyddet mot armeringskorrosion och minskar förankringskapaciteten för armeringen.

Inverkan av avskalningen på korrosionsskyddet av armeringen behandlas i referens (23) och (24). Principen visas i Figur III.1. Utan avskalning ökar karbonatiseringsdjupet eller inträngningen av den kritiska kloridjonkoncentrationen proportionellt mot kvadratroten ur tiden, se även ekv (II.1).

$$x = \text{Konstant} \cdot \sqrt{t} \quad (\text{III.1})$$

Där

x är karbonatiseringsdjupet eller nivån av den kritiska kloridjonkoncentrationen (m)

t är tiden från det konstruktionen först exponerades för luft eller kloridjoner (år)

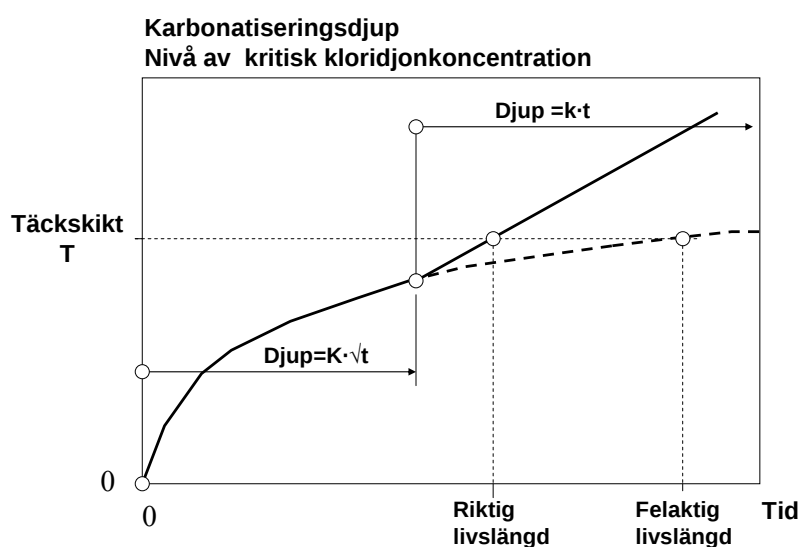
Med denna ekvation kan man beräkna tidpunkten för start av armeringskorrosion.

Om ytan samtidigt skalas av med konstant hastighet kommer inträngningsdjupet så småningom övergå till att öka direkt proportionellt mot tiden.

$$x = A + B \cdot t \quad (\text{III.2})$$

Där A och B är koefficienter som bestäms av hur snabbt avskalningen sker.

Den verkliga tiden fram till start av armeringskorrosion blir därför betydligt kortare än om ingen avskalning skett. Även förankringskapaciteten för armeringen minskar gradvis med tiden om betongytan gradvis skalas av.



Figur III.1: Inverkan av ytavskalning på skyddet mot armeringskorrosion – princip.

För att betongen skall ha försumbar frostavskalning måste *vattencementtalet understiga 0,45* samtidigt som den är försedd med luftinblandning som ger *ett luftporsystem av hög kvalitet*. Därmed avses att lufthalten skall vara hög samtidigt som luftporerna skall vara isolerade från varandra och ha ett inbördes avstånd som inte är alltför stort.

God frostbeständighet förutsätter normalt att cementet är av typ BV/LA/SR (begränsad värmeutveckling/lågalkaliskt/sulfatresistent). Det enda svenskproducerade cementet av denna typ är Anläggningscementet.

Byggcement bör inte användas eftersom det innehåller en stor mängd icke-reaktiv filler vilket höjer det effektiva vct. Kompensation för filler kan dock göras med hjälp av ekv (II.5) förutsatt att mängden filler är känd.

Tillsats av olika mineralbaserade restmaterial till betongen har visat sig kunna minska saltfrostbeständigheten:

- *Silikastoft* har ofta visat sig ge låg avskalning upp till 56 fryscyklar men starkt ökande avskalning därefter. Av denna anledning krävs enligt Bronormen att antalet fryscyklar i saltfrysprovningsen skall fördubblas till 112 (=112 dygns provningstid). Orsaken till att silikastoft förvärrar avskalningen är inte helt klarlagd. Möjligen bidrar silikastoft till att vatten lättare tas upp i luftporsystemet vilket därför inaktiveras. Vattenabsorption sker även i portlandcementbetong men troligen betydligt långsammare.
- *Flygaska från stenkolsförbränning* har visat sig osäker och varierande saltfrostbeständighet. Orsaken är troligen att resterande kol i flygaskan absorberar det luftporbildande tillsatsmedlet. Varierande kolhalt ger olika grad av absorption och därmed varierande lufthalt. Detta gör det svårt att styra frostbeständigheten under produktionen.
- *Mald granulerad masugnsslagg* ger ett karbonatiseringsskikt som har mycket låg saltfrostbeständighet; Referens (25). Samtidigt är karbonatiseringen ofta snabbare än i portlandcementbetong på grund av den lägre mängden karbonatiseringsbar kalk. Det är därför troligen inte möjligt att tillverka slaggcementbaserad betong med hög saltfrostbeständighet.

Eftersom det är svårt att ange hur ett luftporsystem exakt skall se ut för att ge frostbeständighet gör man ett rent *frys försök* på betongen. Därvid utsätts prover, vars överyta är exponerad för 3% NaCl-lösning, för 56 fryscyklar ned till ca -20C° med mellanliggande upptiningar till rumstemperatur. Metoden beskrivs i svensk standard SS 13 72 44. I metoden definieras vad som menas med ”god frostbeständighet”, nämligen att maximal avskalning efter 56 cykler skall understiga 0,5 kg/m² samtidigt som avskalningen skall uppvisa ett avtagande förlopp vid ökande antal fryscyklar.

Saltfrostangreppet beskrivs detaljerat i referens (26).

III.1.2 Officiella betongregler

Enligt EN 206-1 med anpassningsdokumentet SS 13 70 03 gäller regler enligt Tabell III.1.

Tabell III.1: Betongstandardens regler för frostbeständighet i salt miljö.

Exponeringsklass	Högsta vct	Krav på saltfrysprovning	Lägsta lufthalt	Frostresistent ballast (<1% porositet)
XF2 Måttlig vattenmättnad. Med avisningsmedel Vertikala ytor hos broar utsatta för luftburna avisningsmedel	0,45	ja ¹⁾	4,0-5,0 % beroende på max stenstorlek ¹⁾	ja
XF4 Hög vattenmättnad med avisningsmedel eller havsvatten Väg-och brobanor. Ytor utsatta för saltstänk. Skvalpzon hos marina konstruktioner	0,45	ja	Bestäms genom frysprov	ja

1) Enligt standarden kan frysprov ersättas av krav på lägsta lufthalt. Alternativt kan frysprov ersätta krav på lägsta lufthalt vilken då bestäms genom frysförsöket.

OBSERVERA 1

Med vct avses *ekvivalent vattencementtal*, vilket innebär att mineraliska restmaterial kan inräknas med viss effektivitet; se avsnitt om armeringskorrosion, ekv (II.4).

Alla mineraliska restmaterial medför risk för reducerad frostbeständighet. Därför bör de normalt inte användas. Även viss typ av filler medför stor risk för låg frostbeständighet. Filler måste därför användas med stor försiktighet. Betong med filler bör alltid frystestas.

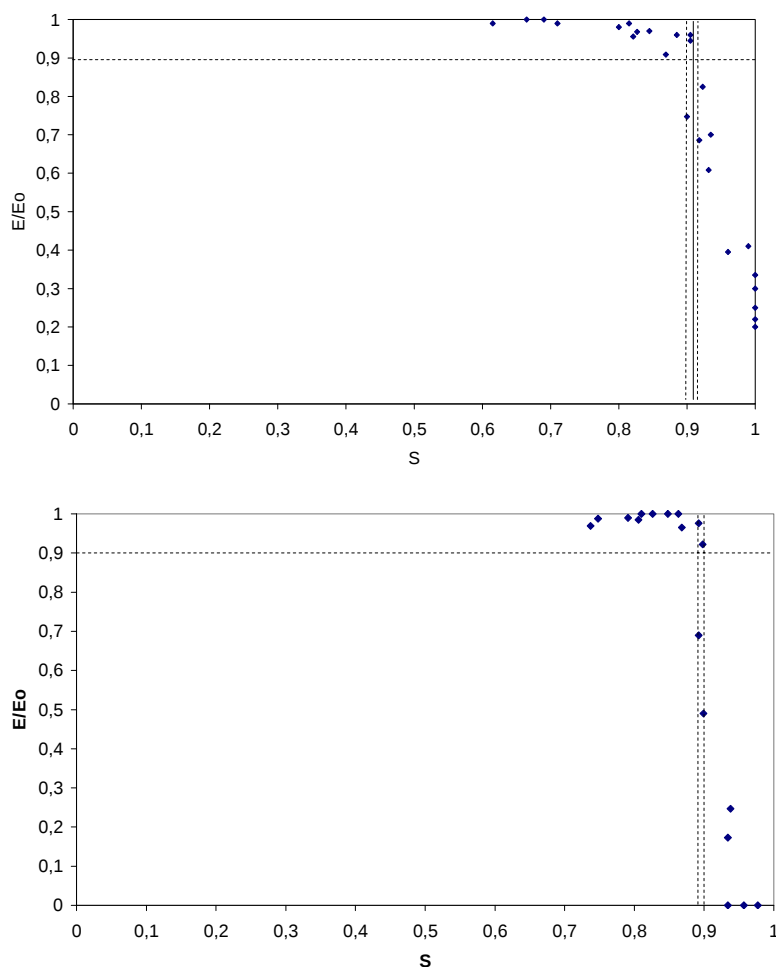
OBSERVERA 2

Man bör alltid genomföra frysförsök även i exponeringsklass XF2. Att enbart förlita sig på en viss lägsta lufthalt är mycket riskabelt.

III.2 INRE FROSTANGREPP

III.2.1 Allmänt

Om vattenhalten inne i betongen överskrider ett kritiskt värde i samband med frysning sker omfattande skador; Referens (27). Exempel visas i Figur III.2 (övre) för en betong utan luftinblandning och i Figur III.2 (undre) för en betong med luftinblandning; Referens (28). Vattenhalten uttrycks som vattenmättnadsgrad, S . $S=0$ innebär helt torr betong. $S=1$ innebär helt vattenmättad betong, vilket normalt enbart kan uppnås genom vattenabsorption efter vakuumbehandling, eller genom att trycka in vatten under högt tryck.



Figur III.2: Exempel på bestämning av den kritiska vattenmättnadsgraden.

E/E_0 är relativ dynamisk E-modul efter och före frysprovning.

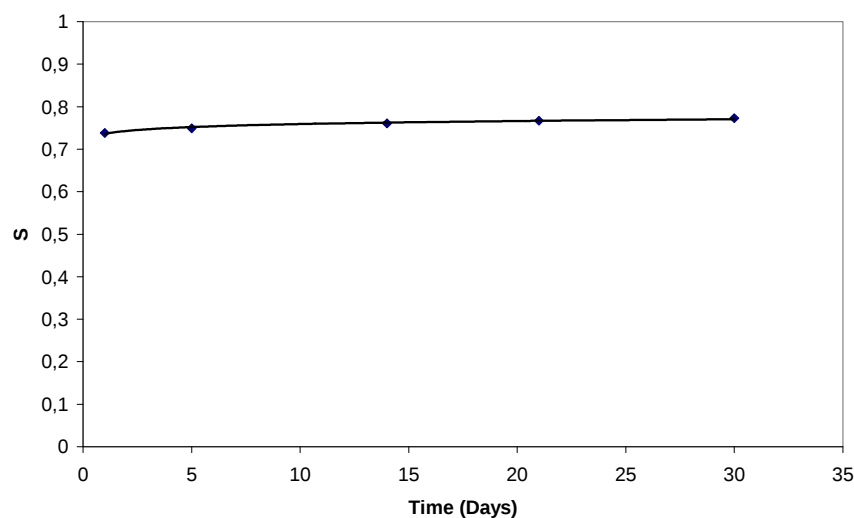
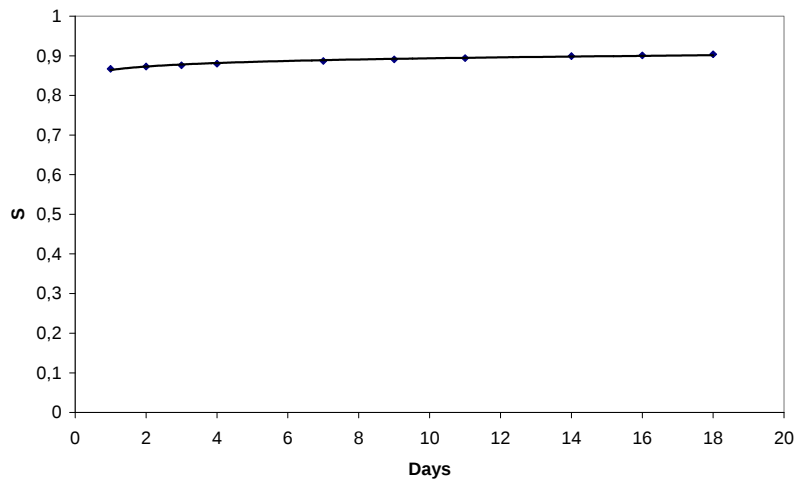
Övre bilden: Betong utan luft (2,1% naturlig luft), vct 0,50.

$S_{CR}=0,905$ (Std. avv. 0,010)

Undre bilden: Betong med luft (4,5%), vct 0,45.

$S_{CR}=0,895$ (Std. avv. 0,005)

När betongen exponeras för vatten i sin naturliga miljö når den en vattenmättnadsgrad som gradvis ökar med ökande exponeringstid. Exempel för samma betonger som i Figur III.2 visas i Figur III.3. Vattenupptagningen har där uttryckts som en "kapillär vattenmättnadsgrad", S_{CAP} , vilken uppnåtts efter långvarig kapillärsugning.



Figur III.3: Exempel på bestämning av långvarig vattenupptagning genom kapillärsugning. Samma betonger som i Figur III.2. ($S = S_{CAP}$)
Övre bilden: Betong utan luft. Undre bilden: Betong med 4,5% luft.

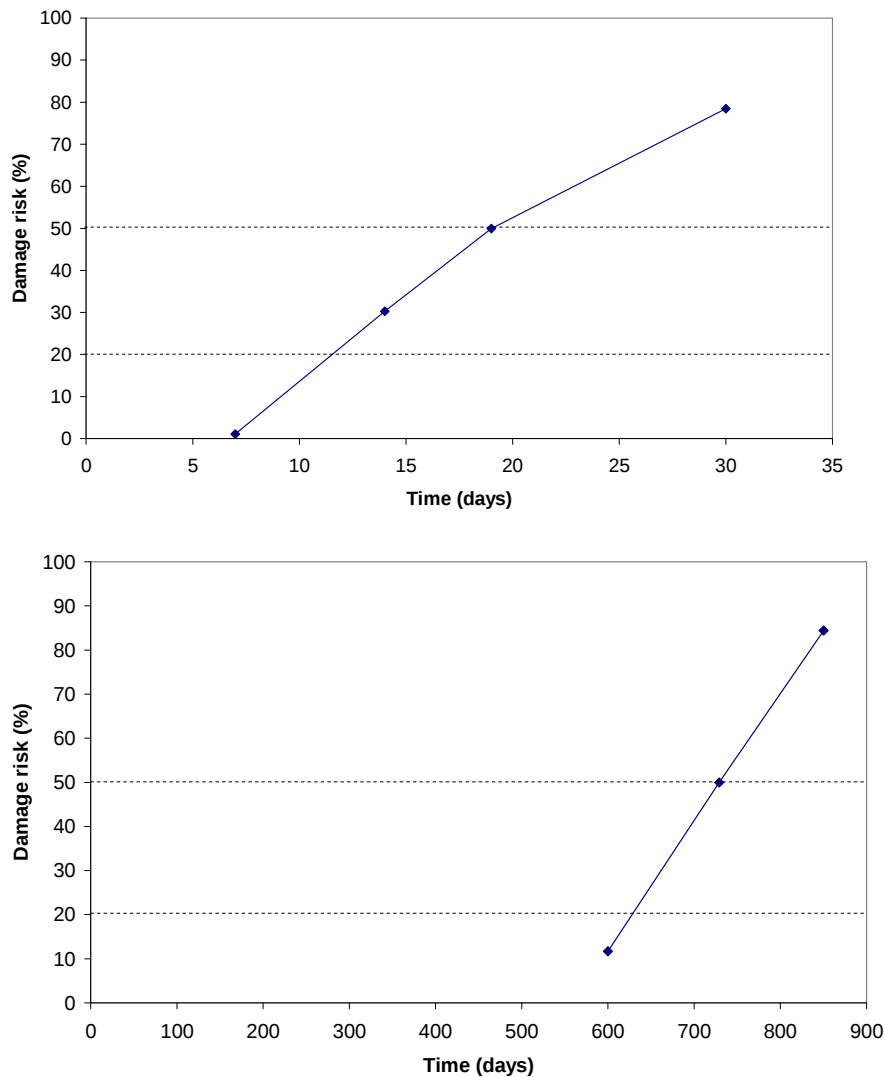
Frostbeständigheten (F) kan förenklat uttryckas som skillnaden mellan den kritiska vattenmättnadsgraden (S_{CR}) och vattenmättnadsgraden efter kapillärsugning (S_{CAP}).

$$F = S_{CR} - S_{CAP} \quad (III.3)$$

F minskar med ökande kapillärsugningstid eftersom S_{CAP} ökar med ökande tid medan S_{CR} är i stort sett oförändrad.

OBS: Frostbeständigheten blir inte entydigt bestämd utan beror på spridningen i de båda egenskaperna S_{CR} och S_{CAP} .

Den beräknade sannolikheten att frostsador skall uppstå i de båda betongerna i Figurer III.2 och III.3 visas i Figur III.4. Negativ frostbeständighet ($F < 0$) inträffar med 20% sannolikhet redan efter ca 10 dygn för betong utan luft, medan den luftinblandade betongen klarar mer än 600 dygns kontinuerlig kapillärsugning vid samma skaderisk.



Figur III.4: Sannolikheten för frostsador på betonger i Figur III.1 och III.2 efter olika lång tids kontinuerlig kapillärsugning.
Övre bilden: Betong utan luft. Undre bilden: Betong med 4,5% luft.

Ovanstående exempel, liksom fler exempel på beräkning av livslängd hos olika material utsatta för frostsador, ges i referens (28).

Vattencementtalet bör inte överstiga 0,50 i måttligt fuktig miljö och 0,45 i mycket fuktig miljö.

En standardiserad provningsmetod för enbart inre frostbeständighet saknas. Saltfrostmetoden kan i princip användas om saltvattenbelastningen på ytan byts mot rent vatten. Som komplement till att mäta avskalning mäts då inre förstörelse i form av minskning av E-modul. Denna kan bestämmas med en icke-förstörande metod, beräkning av dynamisk E-modul vid böjsvängning eller mätning av ljudhastighet. Metoden är oprövad och dess koppling till verklig frostbeständighet dåligt kartlagd.

Beständigheten mot inre frostbeständighet kan alltid provas med samma metod som för saltfrostbeständighet, dvs. frysning i 3% NaCl-lösning. *Betong som klarar saltfrostmiljön har i de allra flesta fall hög beständighet mot inre frostsador.* Undantaget är betong med mycket lågt vct vilken kan ha låg inre frostbeständighet trots hög saltfrostbeständighet.

Cement av typ Anläggningscement (typ BV/LA/SR) är ett lämpligt val eftersom luftporsystemet ofta blir mer stabilt och bättre utvecklat än vid användning av cement med högre s.k. alkalihalt (halt Na_2O och K_2O).

Byggcement bör inte användas eftersom det innehåller en stor mängd icke-reaktiv filler vilket höjer det effektiva vct. Kompensation för filler kan dock göras med hjälp av ekv (II.5) förutsatt att mängden filler är känd.

Inre frostangreppet beskrivs detaljerat i referens (27) och (29). Inverkan på frostangrepp på hållfasthet och E-modul beskrivs i referens (30).

III.2.2 Officiella betongregler

Enligt EN 206-1 med anpassningsdokumentet SS 13 70 03 gäller regler enligt Tabell III.2.

Tabell III.2: Betongstandardens regler för frostbeständighet i saltfri miljö.

Exponeringsklass	Högsta vct	Krav på frysprovning ¹⁾	Lägsta lufthalt	Frostresistent ballast (<1% porositet)
XF1 Måttlig vattenmättnad. Utan avisningsmedel Vertikala ytor utsatta för regn	0,60	nej	inget krav	ja
XF3 Hög vattenmättnad utan avisningsmedel eller havsvatten Horisontella betongytor utsatta för regn	0,45	nej	4,0, 4,5, 5,0 % beroende på max stenstorlek 32, 16, 8 mm	ja

1) Enligt standarden krävs inte frysprovning. I klass XF3 får lufthaltskravet ersättas av frysprovning varvid provets överyta utsätts för rent vatten i stället för 3 % NaCl-lösning.

OBSERVERA 1

Med vct avses *ekvivalent vattencementtal*, vilket innebär att mineraliska restmaterial kan inräknas med viss effektivitet; se avsnitt om armeringskorrosion, ekv (II.4).

Som nämnts medför alla mineraliska restmaterial risk för reducerad frostbeständighet. Därför bör de normalt inte användas.

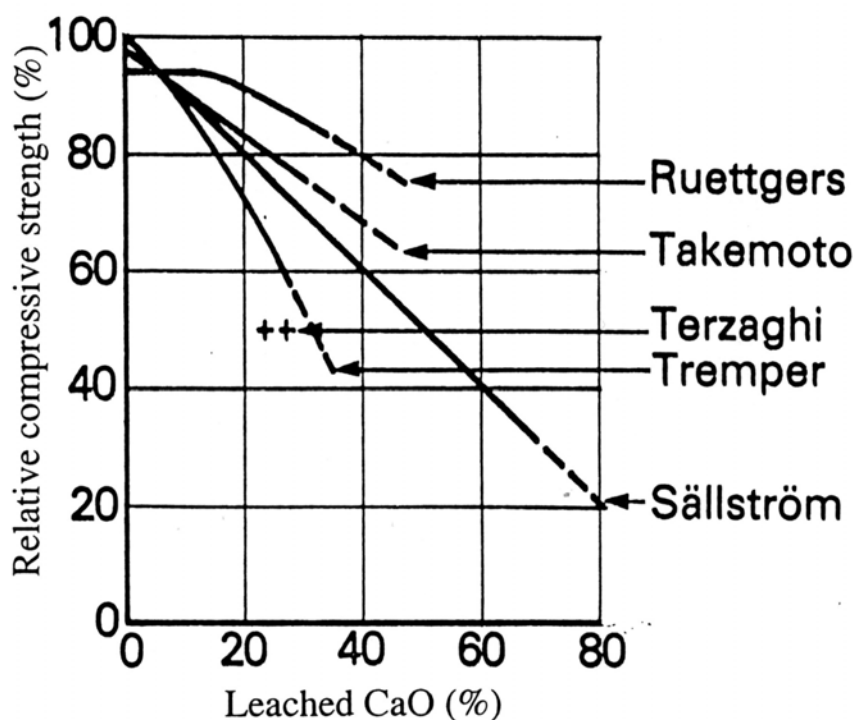
OBSERVERA 2

Man bör alltid genomföra frys försök även i exponeringsklass XF3. Att enbart förlita sig på en viss lägsta lufthalt är mycket riskabelt.

III.3 KALKURLAKNING

Kalkbaserade föreningar i betongen, främst kalciumhydroxid, men även andra lastbärande föreningar i betongen, kan lösas upp av vatten som omger betongen eller strömmar genom denna. Urlakningen ökar med sänkt vattentemperatur.

Urlakningen ger en hållfasthetsförlust som kan bli mycket stor. Exempel på uppmätt hållfasthetsförlust som funktion av mängden urlakad kalk visas i Figur III.5; Referens (31).



Figur III.5: Hållfasthetsförlust vid olika urlakningsgrad. Resultat från 5 olika undersökningar.

Kalkurlakningen ökar om omgivande vatten är mjukt eller har lågt pH-värde.

För att undvika kalkurlakning måste vattencementtalet vara tillräckligt lågt. vct-värden som rekommenderas av Cembureau, referens (32), visas i Tabell III.3. Det rekommenderas att värdena minskas ytterligare med 0,05.

Tabell III.3: Krav på vct för betong utsatt för aggressivt vatten, CEMBUREAU 1978.
Referens (32).

Angreppsgrad	Vattnets egenskaper		Högsta vct	
	pH	Aggressiv kolsyra mg CO ₂ /liter	Enligt Cembureau	Av säkerhetsskäl
"Svag"	6,5 -5,5	15-30	0,55	0,50
"Måttlig"	5,5-4,5	30-60	0,50	0,45
"Stark"	4,5-4,0	60-100	0,45	0,40

Ett ytterligare skydd mot kalkurlakning fås om man tillsätter masugnsslagg eller silikastoft till betongen. Dessa ämnen minskar nämligen mängden vattenlöslig kalciumhydroxid i betongen.

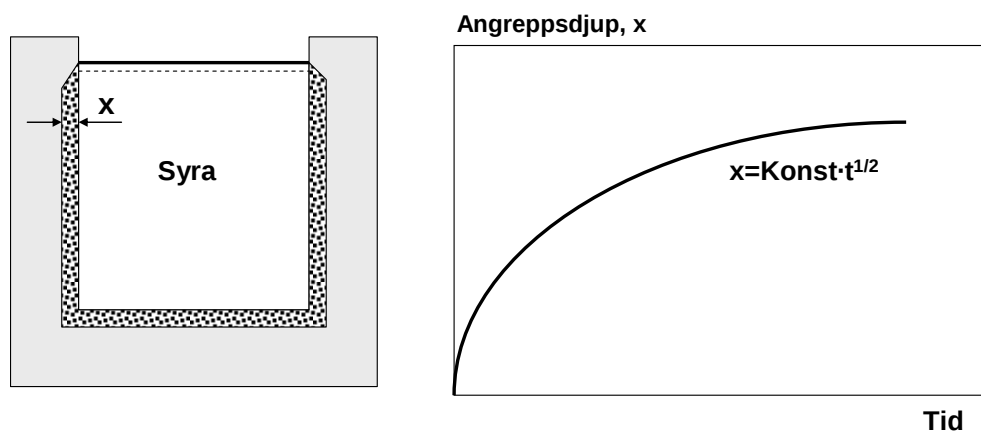
Tillsättning av dessa material kan dock medföra andra negativa effekter:

- Tillsättning av masugnsslagg försämrar saltfrostbeständigheten kraftigt; Referens (25).
- Såväl tillsättning av masugnsslagg som silikastoft kan försämma skyddet mot armeringskorrosion genom att den kritiska kloridjonkoncentrationen minskar. Detta kompenseras dock helt eller delvis av att transportkoefficienten för kloridjoner minskar.

Kalkurlakning behandlas utförligt i referens (31) och mera kortfattat i referens (2).

III.4 ANGREPP AV SYROR OCH SALTER

III.4.1 Angrepp av syror



Figur III.6: Syraangreppet – principiellt

Syror angriper betong från ytan. Angreppet ”äter” sig gradvis in i betongen. Tjockleken x på angripen zon växer ofta proportionellt mot kvadratroten ur tiden.

$$x = \text{Konstant} \cdot \sqrt{\text{tiden}} \quad (\text{III.4})$$

Kvadratrotsberoendet förorsakas av att angreppet är selektivt, dvs. i huvudsak angrips (upplöses) de mera kalciumhaltiga och basiska materialen i cementpastan medan övriga mindre basiska järn- och aluminiumhaltiga föreningar kvarstår i det angripna skiktet. Därför ökar gradvis tjockleken hos ytlagret av angripen betong, och därmed diffusionsvägen för syran, med ökad angreppsgrad; Referens (33), (2).

Ett exempel på angrepp av kolsyrahaltigt vatten på två olika betongtyper visas i Figur III.7. Som synes avtar angreppshastigheten med tiden ungefär enligt kvadratrotsrelationen.

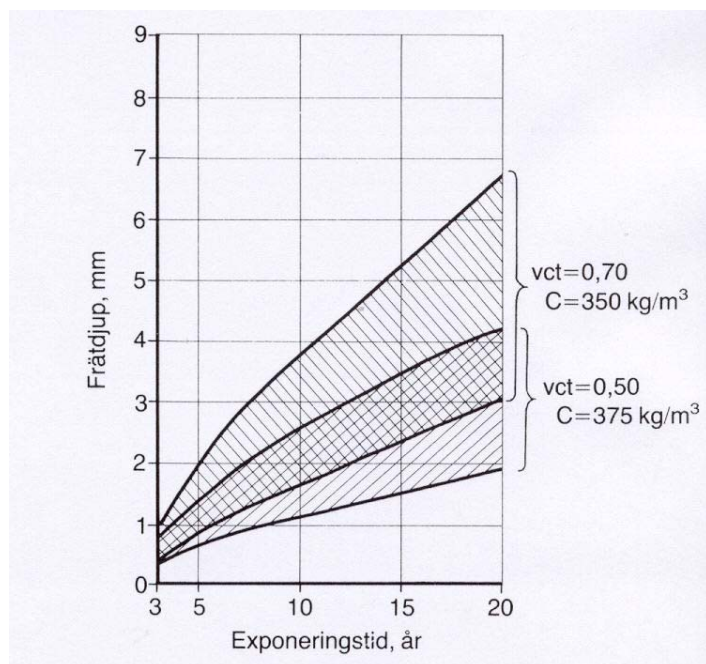
Betongen med det lägre vattencementtalet angrips något långsammare vilket beror på att den är tätare. Rekommenderade vct för olika pH-värden ges i Tabell III.3. Man kan dock inte helt undvika syraangrepp genom sänkt vct.

Angreppet ökar med lägre pH hos angripande ämne. Vid $\text{pH}=7$ (neutralt) förekommer inget angrepp. Vid $\text{pH}>4,5$ blir angreppet mycket starkt. Oskyddad betong är därför ett olämpligt material i så sur miljö.

Innanför angripen zon är betongen normalt helt intakt.

OBSERVERA

Under vissa förhållanden eroderas det urlakade och försvagade ytskiktet. Då går det sura angreppet snabbare än vad som beskrivs av ekv (III.4). I svåra fall kommer angreppet att ske med konstant hastighet. Exempel är när det sura vattnet strömmar med stor hastighet över betongytan samtidigt som det för med sig stora sandmängder. Denna typ av urlakning beskrivs i referens (2).



Figur III.7: Angreppsdjup hos betongprover som exponerats under 20 år i vatten med 100 mg aggressiv kolsyra per liter, pH 5,6. Referens (34)

III.4.2 Angrepp av salter

Även vissa *saltjoner* som är lösta i vatten är aggressiva mot betong. Främst gäller det

- sulfat (SO_4^{2-})
- ammonium (NH_4^+)
- magnesium (Mg^{2+})

Ammoniumjonens och magnesiumjonens angrepp sker från ytan och inåt och har därför i princip samma förlopp som ett surt angrepp; se Figur III.6.

Sulfatangreppet är ett inre sprängande angrepp som kan medföra omfattande inre sprickbildning

I den tyska standarden DIN 4030 klassificeras angreppsgraden hos salter upplösta i vatten enligt Tabell III.4.

Tabell III.4: Aggressivitet hos lösta joner enligt DIN 4030.

Aggressiv jon	Angreppsgrad		
	"svag"	"stark"	"mycket stark"
Sulfat mg/l	200-600	600-3000	>3000
Ammonium mg/l	15-30	30-60	>60
Magnesium mg/l	300-1000	1000-3000	>3000
Högsta vct	0,50	0,45	0,40

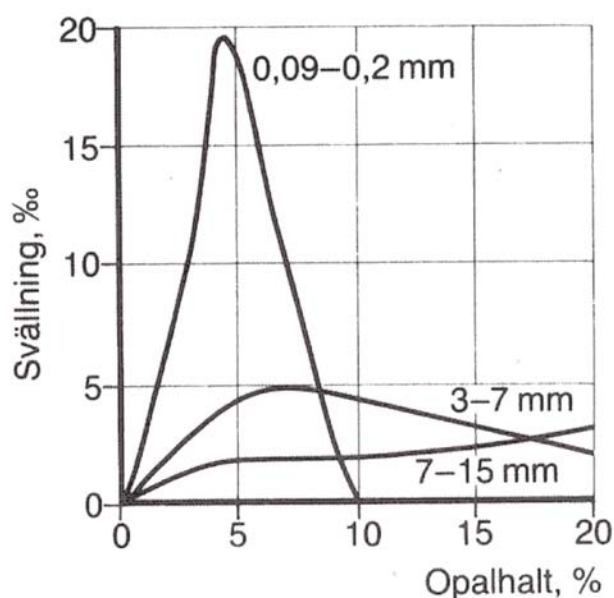
III. 5 ALKALI-BALLASTREAKTIONER

III.5.1 Alkali-kiselsyrareaktioner

Ballast som innehåller alkalilöslig kiselsyra (t.ex. flinta, opal, ryolit) reagerar med den starkt alkaliska porlösningen i betongen. Reaktionsprodukten (en alkali-kiselsyra-gel) är starkt fuktabsorberande och sväller därför när betongen har riklig tillgång till fukt. Svällningen kan i olyckliga fall skapa stort inre tryck i betongen. Omfattande inre sprickbildning uppstår vilket medför hållfasthetsförlust, och som även kan försämra frostbeständigheten.

Skadlig reaktion förutsätter en viss kombination av mängd reaktiv ballast, ballaststorlek och mängd alkali (OH-koncentration). Den senare tillhandahålls av cementet.

Ett exempel på hur svällningen påverkas av mängden reaktiv ballast (i detta fall opal) och storleken på ballastkornen vid en viss cementtyp och vct visas i Figur III.8. Referens (35). Kurvorna har ett maximum vid en viss mängd ballast. Mängden ballast för maximal svällning beror på ballaststorleken; mindre ballaststorlek ger större expansion, som dessutom uppträder vid lägre mängd reaktiv ballast. Reaktiv sand är därför farligare än reaktiv sten.



Figur III.8: Inverkan av mängd och storlek av ballast på alkali-kiselsyrasvällning hos prover.

För att undvika skadlig reaktion bör man först och främst undvika att använda reaktiv ballast. Ballastens reaktivitet kan provas med någon metod, t.ex.

- Dansk Standard: DS 405.16.
- Amerikansk Standard: ASTM C1260.
- Kanadensisk Standard: CSA A32.2-14A (för långsamt reagerande ballast)

Eftersom även ballast, som normalt inte anses vara reaktiv, kan uppvisa reaktion i vissa fall (t.ex. viss typ av "stressad" granit) är det en säkerhetsåtgärd att alltid använda cement med låg alkalihalt för betong i utomhusmiljö. Följande krav på cementet brukar användas:

$$(\text{Na}_2\text{O})_{\text{ekv}} \leq 0,6\% \quad (\text{III.5})$$

Där $(\text{Na}_2\text{O})_{\text{ekv}}$ är den "ekvivalenta natriumoxidhalten" i cementet. Denna definieras

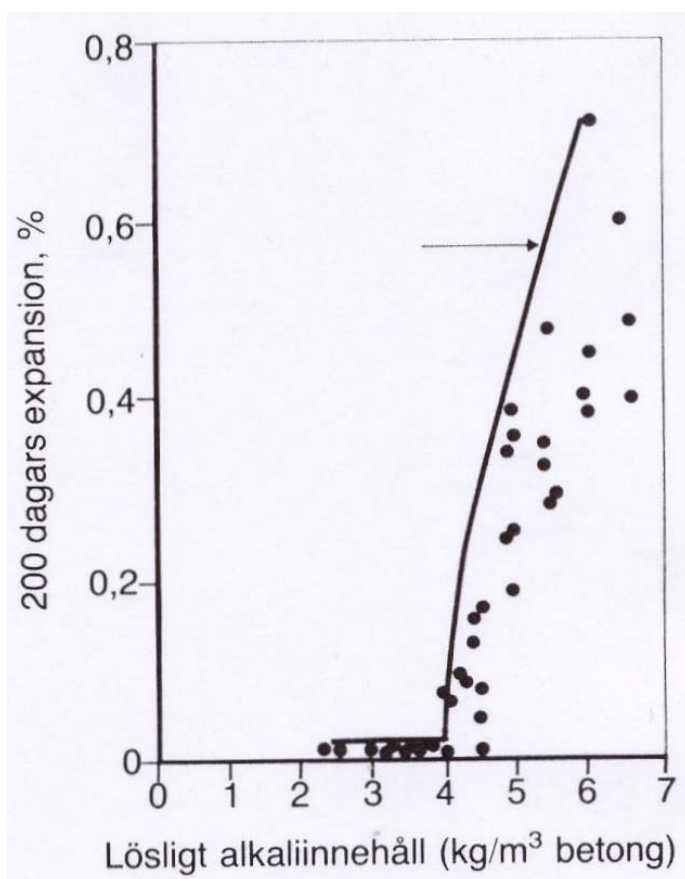
$$(\text{Na}_2\text{O})_{\text{ekv}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,66 \cdot \text{K}_2\text{O} \quad (\text{III.6})$$

Där Na_2O är mängden natriumoxid i cementet och K_2O är mängden kaliumoxid. Båda oxiderna uttrycks i vikt-% av cementet.

Anläggningscementet uppfyller detta krav.

En kompletterande metod är att begränsa totala mängden vattenlöslig alkali i betongen. Ett exempel visas i Figur III.9. Referens (35). Vid en total ekvivalent vattenlöslig alkalihalt understigande 4 kg/m^3 betong sker ingen expansion. Av säkerhetsskäl brukar man använda följande villkor:

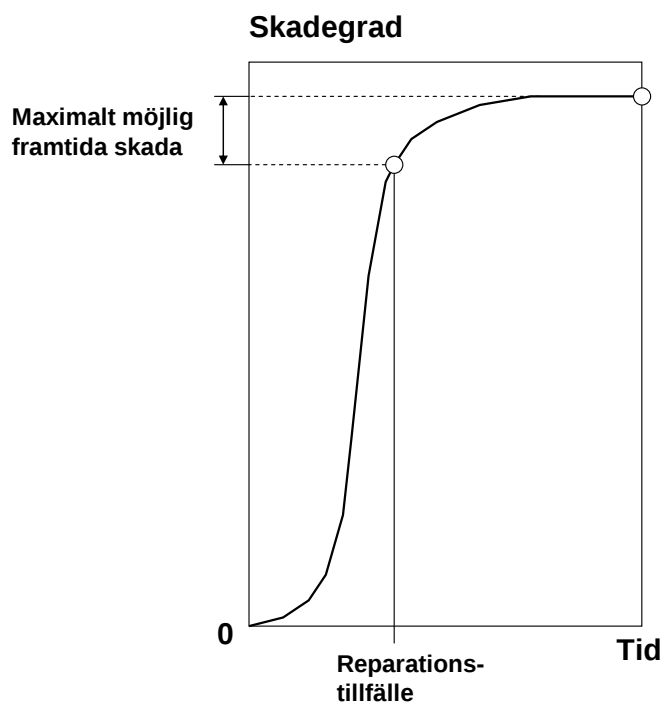
$$\text{Total } (\text{Na}_2\text{O})_{\text{ekv}} < 3 \text{ kg/m}^3 \quad (\text{III.7})$$



Figur III.9: Inverkan av totalmängd löslig alkali på alkali-kiselsyraexpansionen efter 200 dygns exponering.

Reaktionen avstannar efter en viss tid (ett antal år eller decennier) när all reaktiv ballast, alternativt all tillgänglig alkali förbrukats. Därför är det inte säkert att fortsatt reaktion och därmed fortsatt skadeutveckling kommer att ske i en äldre skadad konstruktion. Principen visas i Figur III.10.

Det viktigt att man gör en ordentlig diagnos av konstruktionen för att man skall kunna förutse den fortsatta skadeutvecklingen. Detta har stor betydelse för vilken reparationsåtgärd man skall vidta. Metoder för diagnos och prognos för fortsatt skadeutveckling finns i referens (36).



Figur III.10: Typisk skadeutveckling vid alkali-kiselsyrareaktion.

III. 5.2 Dolomitreaktion

Dolomit är en blandning av magnesiumkarbonat, MgCO_3 , och kalciumkarbonat, CaCO_3 .

En viss typ av dolomithaltig grov ballast kan reagera med OH^- -joner i cementpastan. Reaktionen är långsam och inte helt klarlagd. Troligen sker en s.k. "de-dolomitisering" där magnesiumkarbonaten i stenen bryts ned. Stenstrukturen öppnas därför, och lermineral som finns i stenen tar upp vatten under svällning, som kan vara starkt destruktiv. Reaktionen är långsam. Problemet har främst noterats i kalla delar av USA och Kanada vilket tyder på att det kan ha samband med fryspåverkan. I Sverige finns dolomithaltig ballast, som ibland använts till frilagd ballast i sandwichelement av betong. I vissa fall har stark krökning kunnat noteras på sådana element. Krökningen skulle kunna förklaras av en svällande dolomitreaktion.

Av säkerhetsskäl bör dolomithaltig ballast aldrig användas i reparationsbetong.

IV

AVVERKNING AV BETONGYTTERSКИKTET

IV.1 MOTIV TILL AVVERKNING AV BETONGYTTERSКИKTET

Betongytterskiktets främsta uppgifter ur allmän funktions- och beständighetssynpunkt är:

1. Det skall skydda armeringen mot korrosion genom att förhindra karbonatisering eller kloridjoner av en farlig koncentration att nå armeringen.
2. Det skall skydda betongens inre mot olika typer av angrepp (frost, urlakning, m.fl.) genom att vara tätt och beständigt.
3. Det skall ge tillräcklig förankring av armering genom att vara tillräcklig tjockt och starkt.
4. Det skall ge nödvändigt bidrag till betongtvärsnittets dimensioner och effektiva höjd.

När ytterskiktet inte längre uppfyller något av dessa krav måste man normalt ta bort det och ersätta det med ett nytt ytterskikt.

I vissa fall finns alternativ till avverkning för att återställa konstruktionens funktion.

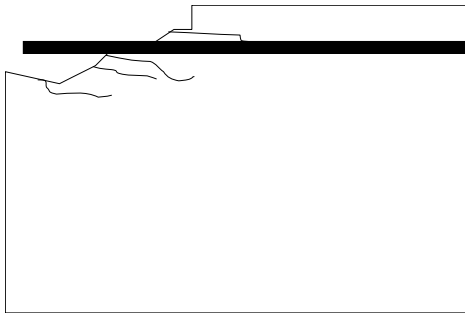
Olika orsaker till att ytterskiktet inte längre fungerar samt olika principer för avverkning eller alternativ till avverkning diskuteras nedan.

IV.2 TVINGANDE SKÄL TILL AVVERKNING

För att förhindra armeringskorrosion och fortsatt förstörelse av konstruktionen är det nödvändigt att avverka betongytterskiktet och ersätta det med nytt under följande förutsättningar.

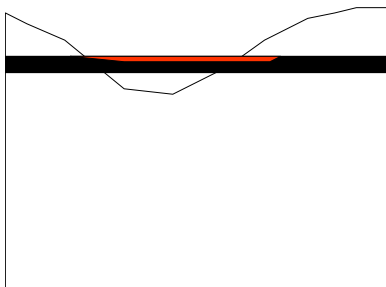
IV.2.1 Mekaniska skador

Betong i anslutning till skadan måste tas bort eftersom den kan antas vara skadad samt vara delvis karbonatiserad eller kloridinfekterad.



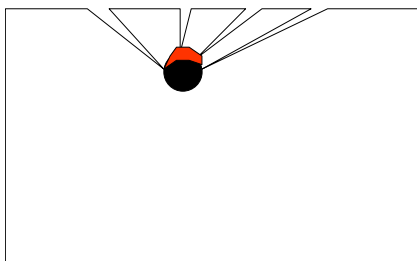
IV.2.2 Armeringskorrosion har lett till att hela eller delar av täckskiktet skalats av

Karbonatiserad och kloridinfekterad betong måste tas bort för att korrosion skall kunna stoppas.



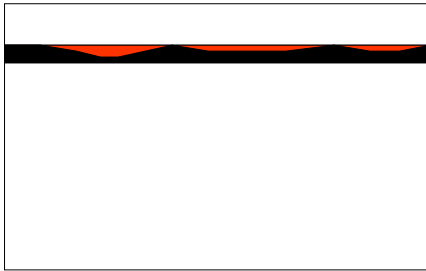
IV.2.3 Armeringskorrosion har lett till omfattande sprickbildning i täckskiktet

Skadad, karbonatiserad och kloridinfekterad betong måste tas bort för att korrosion skall kunna stoppas



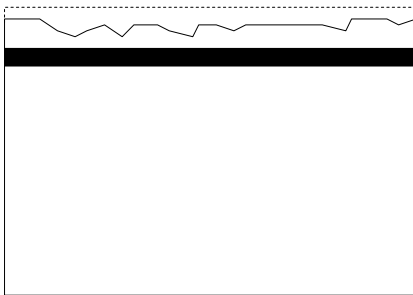
IV.2.4 Armeringskorrosion pågår men har ännu inte lett till avskalning av täcksiktet

Karbonatiserad och kloridinfekterad betong måste tas bort för att korrosion skall kunna stoppas



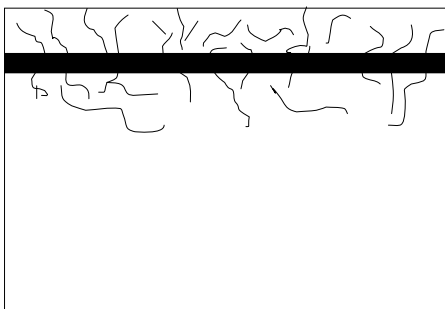
IV.2.5 Täcksiktets tjocklek har blivit kraftigt reducerat genom saltfrostangrepp

Resterande täcksikt kan förväntas vara kloridinfekterat av tösalt och måste därför tas bort. Reducerat täcksikt minskar konstruktionens livslängd genom att tiden fram till start av armeringskorrosion minskar. Konstruktionens bärförmåga och säkerhet minskar genom minskad förankring av armering och minskad effektiv höjd.



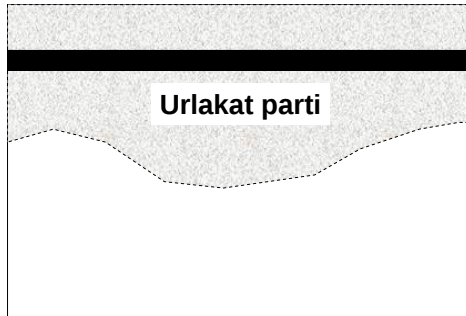
IV.2.6 Betongens yttre delar har skadats av inre frostangrepp

Inre frostangrepp ger ofta stark sprickbildning. Karbonatiseringshastighet och inträngningshastighet hos kloridjoner ökar därför vilket ökar risken för armeringskorrosion. Betongens kohesion minskar vilket minskar betongens bärförmåga och säkerhet.



IV.2.7 Betongens yttre delar har lakats ur

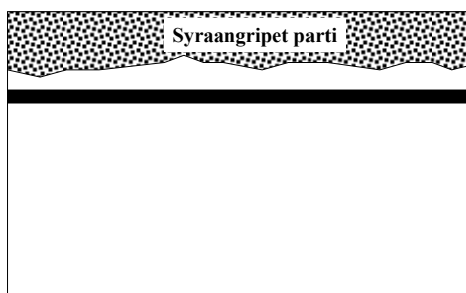
Urlakning av kalk ökar betongens porositet. Tätheten mot karbonatisering och kloridjoninträngning minskar därför kraftigt vilket minskar konstruktionens livslängd. Den ökade porositeten ger förlust i hållfasthet vilket minskar betongens bärförmåga och säkerhet.



IV.2.8 Betongens yttre delar är syraangripna

Syraangrepp löser upp cementpastan och försvagar därför betongen och ökar dess porositet. Tätheten mot karbonatisering och kloridjoninträngning minskar därför kraftigt vilket minskar konstruktionens livslängd.

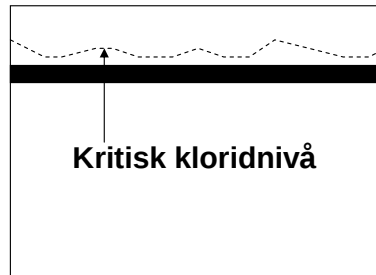
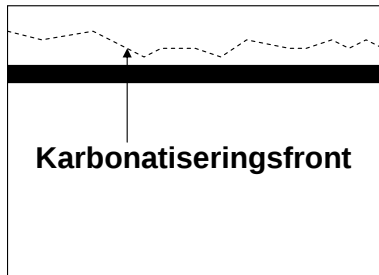
Förankringen av armeringen kan vara starkt försämrad.



IV.3 AVVERKNING AV FÖREBYGGANDE SKÄL

IV.3.1 Armeringskorrosion kan förväntas starta inom en mycket snar framtid

Om armeringen ännu inte har börjat rosta men man bedömer att risken är stor att rostning kommer att starta inom kort tid på grund av fortsatt inträngning av karbonatiseringsfronten eller av kloridjoner kan det vara befogat att avverka täcksiktet och ersätta det med ett nytt, eventuellt tjockare, täcksikt.



IV.4 ALTERNATIV TILL AVVERKNING

I vissa fall kan det vara onödigt eller meningslöst att avverka täckskiktet och i stället genomföra andra reparationsåtgärder.

Ett exempel är när armeringen i djupt karbonatiserad betong ännu inte börjat rosta. Ett kompletterande täckskikt kan då helt bromsa den fortsatta karbonatiseringen

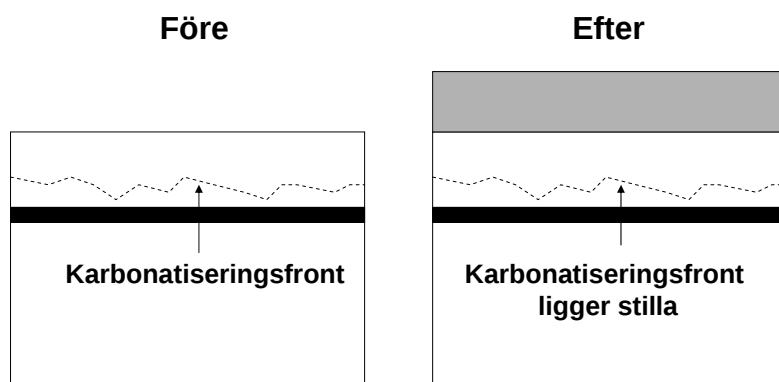
När hela konstruktionen är i så dåligt skick att den inte är lämplig att reparera på konventionellt sätt finns ibland möjligheter att helt innesluta konstruktionen i en ny konstruktion ("Ölandsbrometoden"). Man utgår då från att den nya konstruktionen skall kunna ta all belastning. Ingen samverkan med den gamla konstruktionen behövs.

Ett osäkrare alternativ är att förstärka konstruktionen så att man får samverkan mellan ny och gammal betong. Metoden kan enbart användas om man kan anta att den gamla konstruktionen inte kommer att få ytterligare skador.

Vid urlakad betong kan man ibland använda ett tätande betongskikt för att därmed förhindra fortsatt urlakning.

IV.4.1 Komplettering av befintligt täckskikt i "karbonatiseringsmiljö"

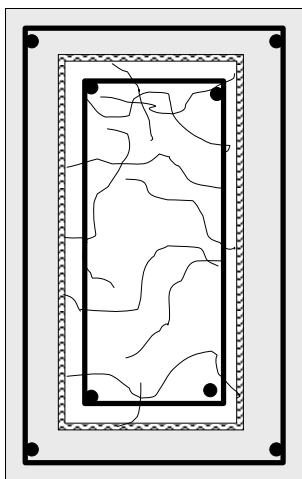
När karbonatiseringen ännu inte nått armeringen kan man förhindra fortsatt inträngning av karbonatiseringsfronten genom att belägga den befintliga betongytan med ett kompletterande täckskikt med hög täthet mot karbonatisering. Det nya täckskiktet måste då genomkarbonatiseras innan karbonatiseringsfronten i den gamla betongen kan fortsätta inåt. Genom denna metod kan konstruktionens livslängd ökas mycket kraftigt.



IV.4.2 Inneslutning i ny konstruktion som separeras från den skadade

Metoden kan användas när konstruktionen är svårt skadad, t.ex. när betongen är starkt frostsadad eller skadad genom andra expanderande angreppstyper, t.ex. alkali-kiselsyrareaktion, vilka är svåra att reparera på ett beständigt sätt. Den nya konstruktionen (reparationen) utformas på så sätt (t.ex. genom ett mjukt skikt mellan ny och gammal betong) att den teoretiskt sett kan ta all last utan att samverkan med den gamla konstruktionen krävs. Genom val av hög betongkvalitet och tillräckligt stort täckskikt hos reparationen kan livslängden ökas kraftigt.

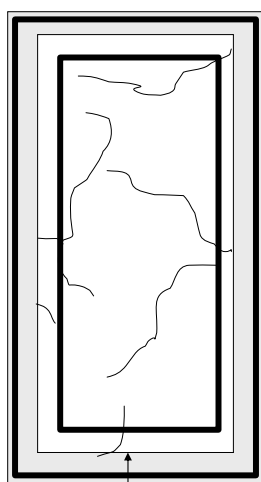
Metoden användes för reparation av Ölandsbrons lågbrodelar.



IV.4.3 Förstärkning av den skadade konstruktionen

Metoden kan användas om man kan med stor säkerhet kan förvänta att den gamla konstruktionen inte kommer att skadas ytterligare, t.ex. om dess fukttillstånd inte kommer att öka i framtiden när skadorna orsakats av frost. Mekanisk samverkan måste upprättas mellan reparationen och den gamla konstruktionen.

Genom val av hög betongkvalitet och tillräckligt stort täcksikt hos reparationen kan livslängden ökas kraftigt.

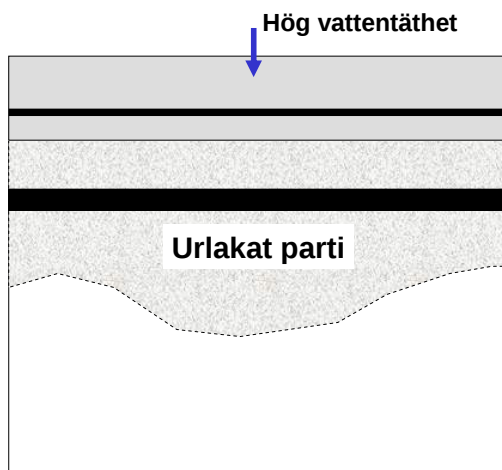


Samverkan

IV.4.4 Tätning av urlakad betong

Fortsatt urlakning kan förhindras genom att den befintliga betongytan beläggs med ett (eventuellt armerat) betonglager med hög täthet. Metoden kan användas där betongen inte är så starkt skadad att konstruktionens säkerhet är i fara.

Vid ett tillräckligt tjockt och sprickfritt betonglager av hög täthet (lågt vct) kan fortsatt urlakning i stort sett helt förhindras.



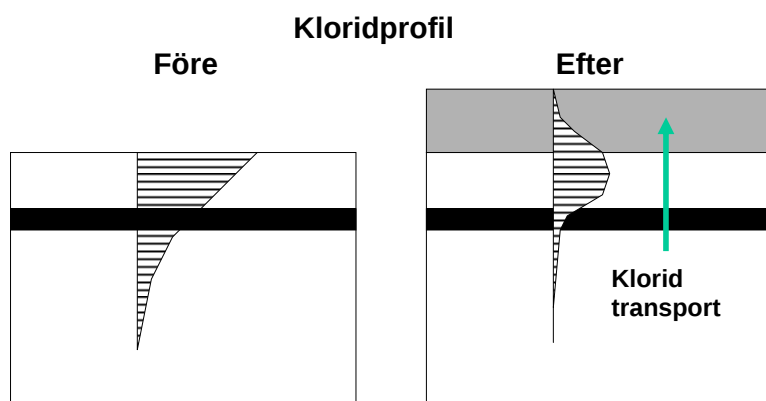
IV.5 OPRÖVADE OCH OSÄKRA ALTERNATIV TILL AVVERKNING

Det kan finnas enklare och billigare åtgärder än att avverka betongytan. Exempel är där betongen är starkt karbonatiserad eller så starkt infekterad med kloridjoner att det är kort tid till armeringen börjar rosta, eller där rostning redan startat. För detta fall har det utvecklats ett antal metoder som möjligen skulle kunna fungera. De är dock osäkra och bör därför användas med stor försiktighet och under stark kontroll.

Samtliga metoder, utom det kloridabsorberande betonglagret” är aktivt elektrokemiska och kan i olyckliga fall, vid oförsiktig användning, medföra ytterligare förstörelse av konstruktionen.

IV.5.1 Kloridsanering genom kloridabsorberande betonglager

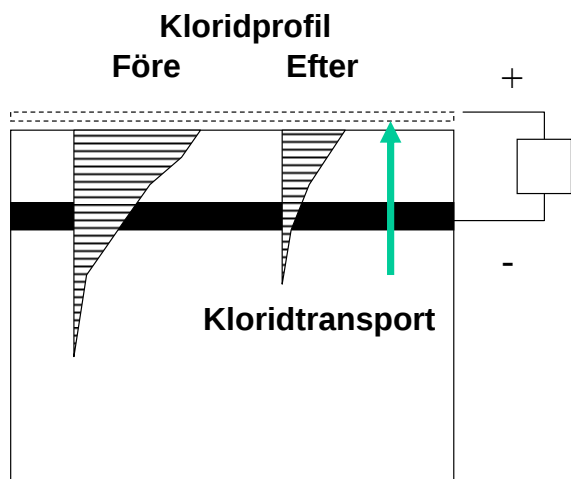
Ett kompletterande kloridfritt täcksikt kommer troligen att ”suga åt sig” kloridjoner från det befintliga täcksiktet och därmed avbryta vidare invandring av klorider och ev. även avbryta pågående korrosion. Metoden är inte helt utprovad och därmed osäker.



IV.5.2 Kloridsanering genom elektrisk kloridutdrivning

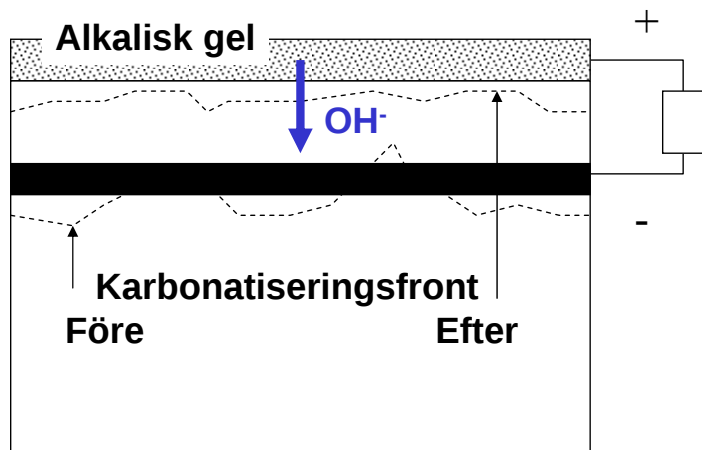
Genom att applicera ett elektriskt fält mellan armering och betongyta drivs klorider ut ur betongen. Pågående korrosion kan då möjligen stoppas.

Metoden kan ge alkali-kiselsyrareaktion hos betongen i närheten av armeringen på grund av anrikning av OH-joner.



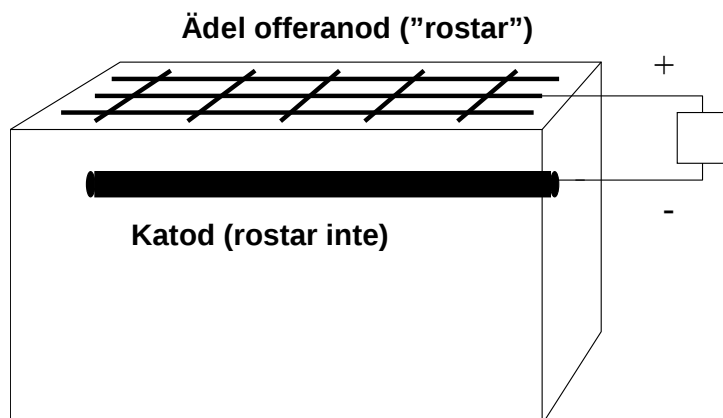
IV.5.3 Återalkalisering av karbonatiserat täcksikt

Genom att applicera ett elektriskt fält mellan armeringen och en alkalisk lösning (eller alkalisk gel) vid betongytan drivs OH^- -joner in i täcksiktet. Pågående korrosion kan möjligen stoppas. Risker för alkali-kiselsyra reaktion och vidhäftningsförlust finns, men är tämligen små.



IV.5.4 Katodiskt skydd

Genom att göra armeringen till katod kan man teoretiskt sett omöjliggöra korrosion



IV.6 AVVERKNINGSSDJUP

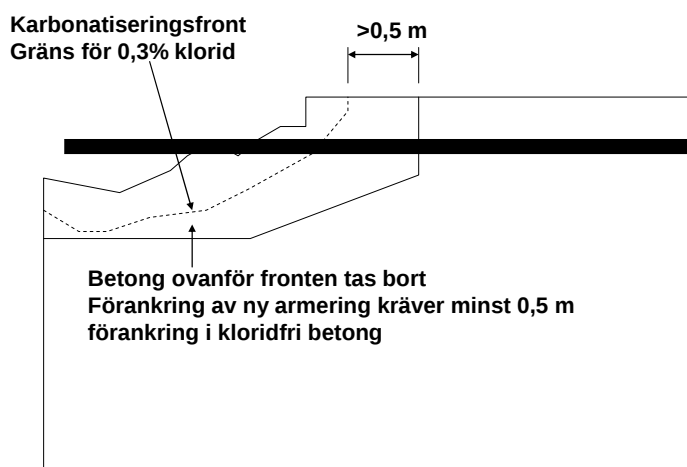
Avverkningsdjupet beror på skadeorsak och skadetyp.

IV.6.1 Mekanisk skada

All skadad (sprucken) betong avlägsnas.

Ur beständighetssynpunkt räcker det med att kontrollera att betongen närmast armeringen som frilagts av skadan inte är karbonatiserad eller kloridhaltig. Om detta skulle vara fallet avlägsnas all påverkad betong, dvs. all karbonatiserad betong och all betong med total kloridjonhalt $>0,3\%$ av cementvikten.

God förankring kräver minst 0,5 m förankringslängd i kloridfri betong.



IV.6.2 Armeringskorrosion har lett till att täckskiktet skalats av och/eller armeringskorrosion har lett till sprickbildning i täckskiktet

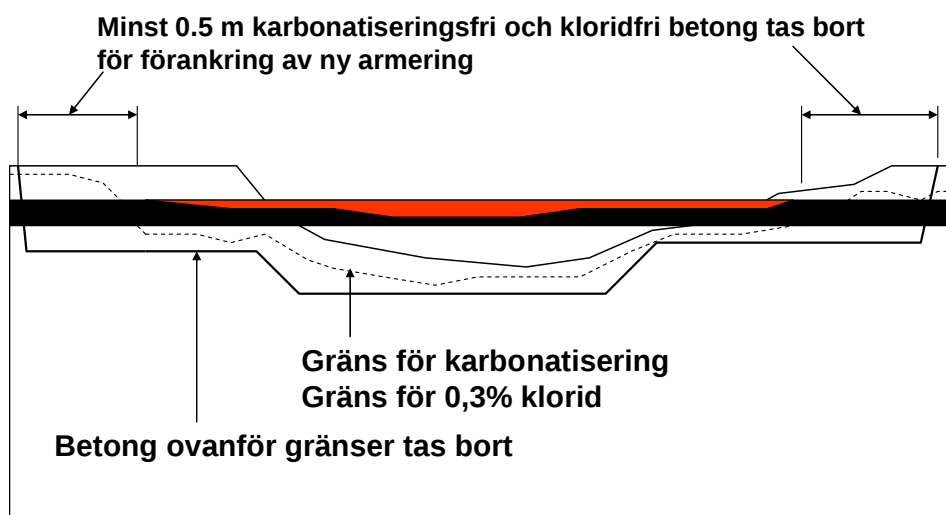
Betongskiktet tas bort till ett djup visst djup innanför armeringen.

Vid korrosion som förorsakas av karbonatisering tas all karbonatiserad betong bort.

Vid korrosion som förorsakas av kloridjoner avlägsnas all betong som har en kloridjonhalt $>0,3\%$ (total vattenlöslig klorid i % av cementvikten). Detta krav kan medföra att betong på tämligen stort djup innanför armeringen måste tas bort.

Om armering måste kompletteras tas betong på en sträcka av minst 0,5 m i ”frisk betong” bort för att man skall få god förankring.

OBS: Om det är risk för att korrosion pågår, eller startar inom tämligen kort tid i armering över vilken täckskiktet ännu inte skadats, måste man ta bort även dessa delar av täckskiktet, se IV.6.3 och IV.6.4 nedan.



IV.6.3 Pågående armeringskorrosion men ännu inga defekter i täckskiktet

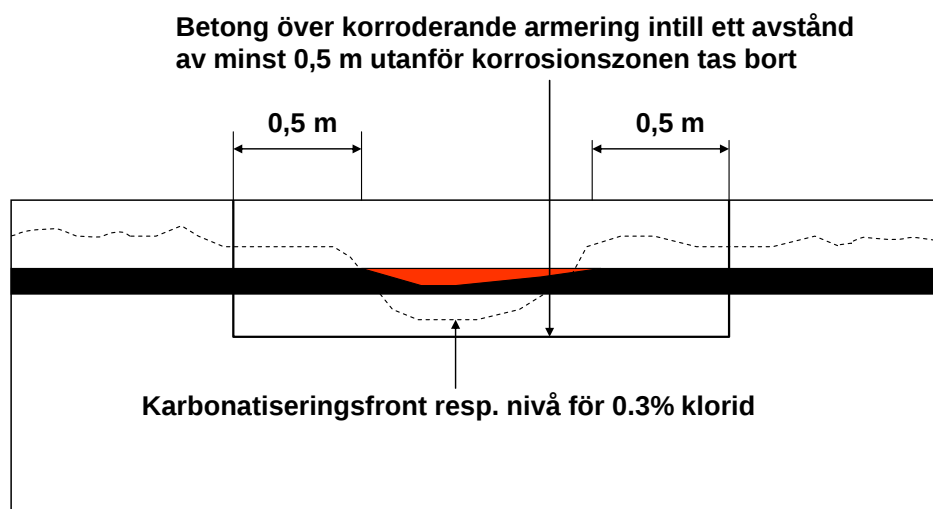
Betongskiktet över armering som har pågående korrosion tas bort till ett visst djup innanför armeringen.

Eftersom man kan förvänta att korrosion kommer att starta inom en nära framtid även i armering som vid skadetillfället är intakt måste man ta bort hela täckskiktet även över sådan armering. Däremot behöver man i dessa partier inte gå innanför armeringen såvida inte kloridhalten där är högre än 0,3 % av cementvikten.

Vid korrosion som förorsakas av karbonatisering tas all karbonatiserad betong bort.

Vid korrosion som förorsakas av kloridjoner avlägsnas all betong som har en kloridjonhalt $>0,3\%$ (total vattenlöslig klorid i % av cementvikten). Detta krav kan medföra att betong på tämligen stort djup innanför armeringen måste tas bort, och detta gäller även i partier där korrosion ännu inte startat.

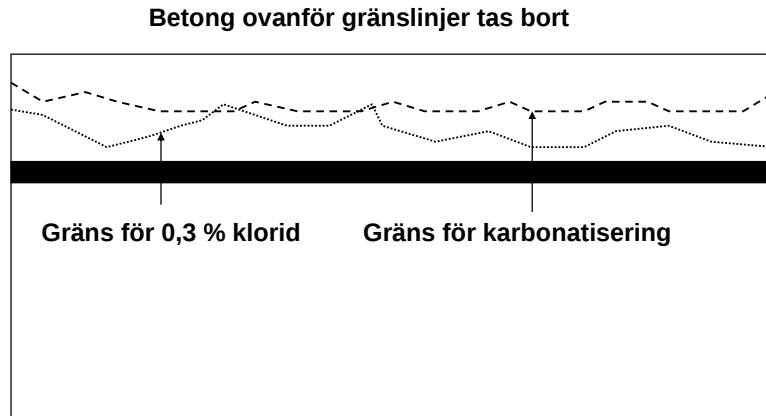
Om armering måste kompletteras tas betong på en sträcka av minst 0,5 m i ”frisk betong” bort för att god förankring skall erhållas.



IV.6.4 Armeringskorrosion kan förväntas starta inom en snar framtid

All karbonatiserad betong tas bort.

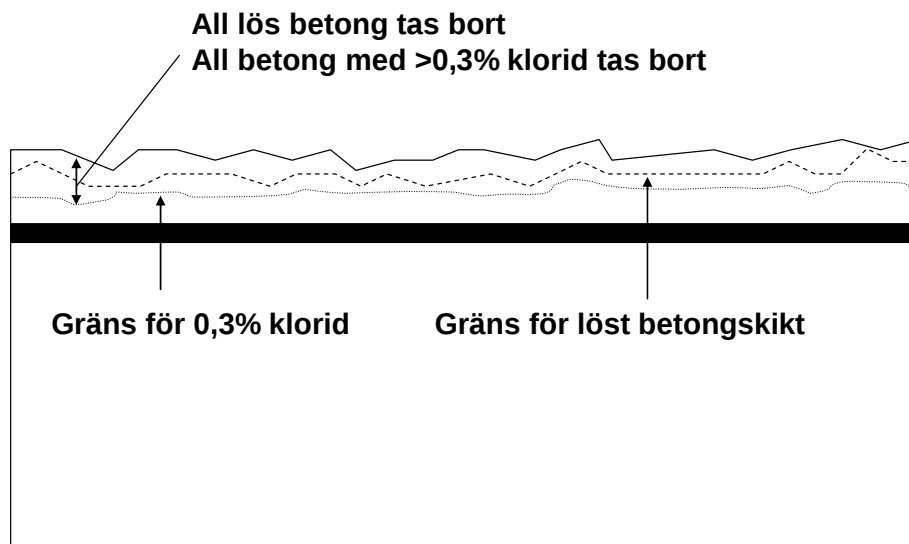
All betong med kloridhalt överstigande 0,3% av cementvikten tas bort. Detta krav kan medföra att man i vissa partier måste ta bort betong innanför armeringen.



IV.6.5 Täcksiktets tjocklek har blivit reducerat genom saltfrostangrepp

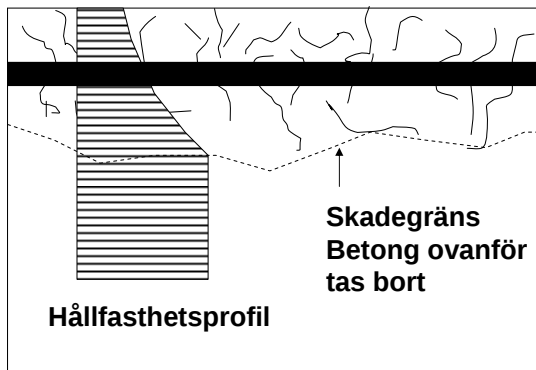
All lös betong tas bort t.ex. genom vattenbilning.

Betong med hög kloridhalt ($>0,3\%$ av cementvikten) avlägsnas. Det innebär att man i vissa fall även måste ta bort betong innanför armeringen.



IV.6.6 Betongen har skadats av inre frostangrepp

Om enbart ytpartiet är frostskaat kan man avverka hela den frostskaade delen och ersätta den med ny frostbeständig betong. Avverkningsdjupet kan bedömas på basis av hållfasthetsprofilen genom betongen. Draghållfasthet är då ett bättre mått än tryckhållfasthet. Även studshammare och ultraljud kan användas för att avgöra gränsen mellan frisk och skadad betong.

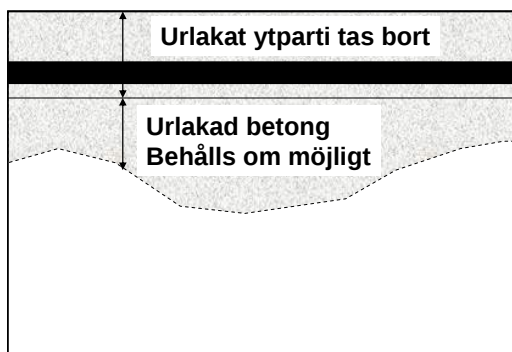


Ofta kan man förvänta att betongen även är skadad på stort djup från ytan. Det räcker då inte med att enbart ersätta ytpartiet. Det är stor risk att frostskadorna kommer att fortsätta att utvecklas i betongens inre. En särskild utredning av risken för fortsatta skador och av behovet av förstärkning eller rivning måste göras.

IV.6.7 Betongens yttre delar har lakats ur

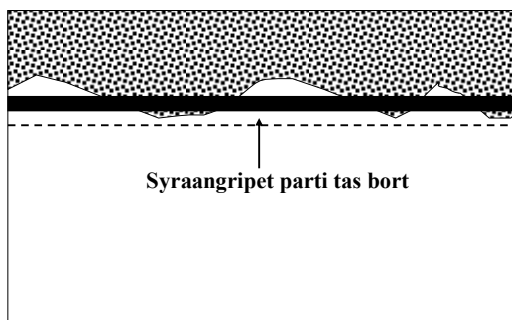
Urlakat täckskikt tas bort till några centimeter innanför armeringen för att minska risken för armeringskorrosion.

Det nya täckskiktet skall ha så hög täthet att fortsatt urlakning av täckskikt och av betongens inre delar är liten. Om en hållfasthetsberäkning visar att den urlakade betongen har tillräcklig hållfasthet behövs ingen ytterligare avverkning av betongen.



IV.6.8 Betongens yta är syraangripen

All angripen betong avlägsnas in till opåverkad betong.



IV.7 LÄMPLIG AVVERKNINGSMETOD

Ur beständighetssynpunkt ställs följande villkor på avverkningsmetoden:

1. Den får inte ge skador (t.ex. sprickor och delaminering) hos den frilagda betongen.
2. Den får inte skada armeringen.
3. Den bör skapa en rå betongyta så att man kan få god vidhäftning till pågjutningen.

Metoder för avverkning är.

1. Mekanisk bearbetning; bilning och slipning
2. Vattenbilning.

Båda metoderna uppfyller beständighetskraven enligt ovan. Vilken metod som är mest lämplig beror på skadornas omfattning, djup och lokalisering, samt på konstruktionstypen.

Vattenbilning är den mest skonsamma och oftast den mest effektiva metoden. Den bör därför vara förstahandsvalet där den av praktiska skäl är möjlig att använda. Metoden anses vara ”selektiv”, dvs. den tar huvudsakligen bort betong som är försvagad, t.ex. sönderfrusen. Dessutom rengörs frilagd armeringen effektivt.

Betong som inte är skadad, men som har hög kloridhalt, kan eventuellt finnas kvar efter vattenbilningen. Därför måste man kontrollera kloridhalten hos den rensade betongen. Om kloridhalten är alltför hög kan det bli aktuellt att komplettera vattenbilningen med mekanisk bilning.

När enbart en mycket grund avverkning erfordras, t.ex. när en befintlig betongyta skall motgutas utan att täcksiktet tas bort, kan en lätt mekanisk bearbetning som ger en rå yta vara tillräcklig för att ge god vidhäftning till pågjutningen.

V
EN REPARERAD KONSTRUKTIONS LIVSLÄNGD
PRINCIPER

DEFINITION AV LIVSLÄNGD HOS EN REPARATION

Den önskade livslängden hos den reparerade konstruktionen fastställs av ägaren. Denna tid kallas $t_{\min}$.

Reparationen måste utföras på ett sådant sätt att den reparerade konstruktionen får fullgod funktion under den krävda livslängden.

Med begreppet ”funktion” avses främst *bärförmåga och säkerhet*. Regler för dessa egenskaper finns i olika officiella regler och *behöver normalt inte definieras av ägaren*.

Armeringskorrosion intar en särställning eftersom bärförmågan kan vara tillfredsställande trots att armeringskorrosion har pågått under viss tid utan att täcksiktet skadats. Trots detta brukar man anta att *konstruktionen inte längre är säker när armeringskorrosion pågår*.

Funktion kan även avse egenskaper som inte är direkt kopplade till bärförmåga, t.ex.:

- vattentäthet
- deformation
- sprickbildning
- utseende

Det ingår i ägarens uppgifter att uppställa krav på dessa egenskaper.

Begreppet livslängd hos en reparerad konstruktion illustreras i Figur V.1. Konstruktionen byggdes vid tiden t_0 . Vid tidpunkt t_1 bedöms konstruktionen ha nått en så låg funktionsnivå att den måste repareras. Kravet på lägsta funktionsnivå är $F_{\min}$ och ägarens krav på livslängd är $t_{\min}$. Eftersom det kommer att ske en påverkan på den reparerade konstruktionen måste denna principiellt sett ha en något högre funktionsnivå än $F_{\min}$ direkt efter reparationen. Denna nivå är F_0 och kan vara olika för olika reparationssystem.

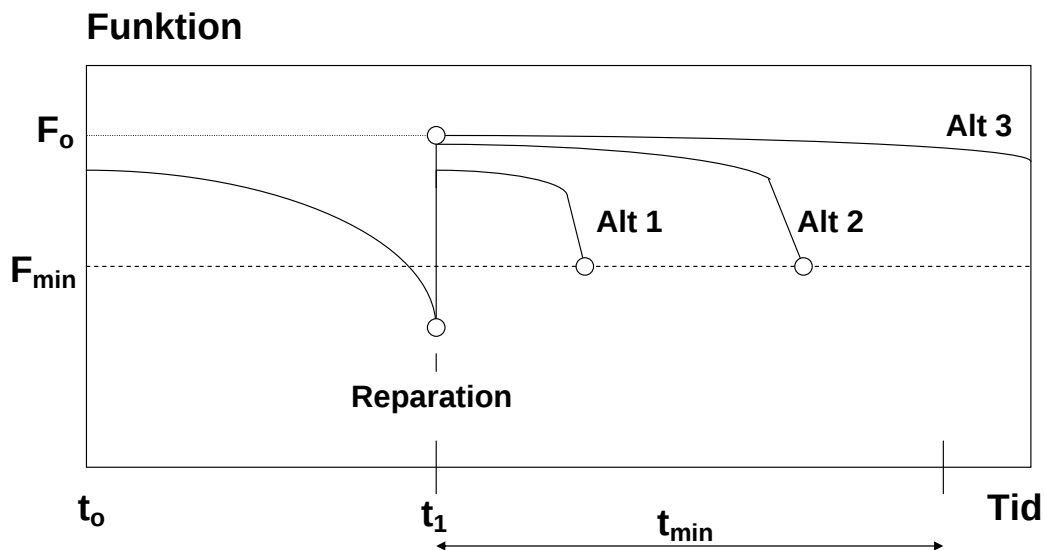
Det antas finnas tre olika reparationsalternativ; Alt 1, 2 och 3 i figuren. Olika alternativ ger olika livslängd vilket visas av de tre nedbrytningskurvorna i figuren. Enbart Alt 1 uppfyller ägarens krav på livslängd.

Orsaken till att Alt 1 och Alt 2 ger för kort livslängd kan vara:

Alt 1: Reparationsmaterialet har alltför låg egen beständighet. Det kan t.ex. ha alltför låg saltfrostbeständighet vilket gör att det successivt skalar av varvid skyddet mot armeringskorrosion successivt minskas. Korrosion startar innan tiden $t_{\min}$ uppnåts. Därmed förloras kravet på konstruktionens säkerhet alltför tidigt.

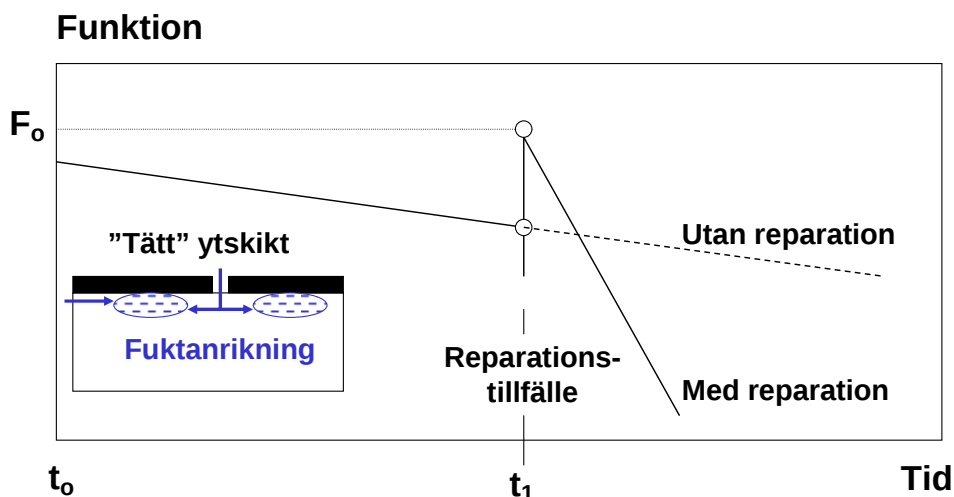
Alt 2: Reparationsmaterialet har alltför hög genomsläpplighet för kloridjoner vilket gör att armeringskorrosion startar innan den önskade livslängden uppnåts. Även i detta fall förloras kravet på säkerhet alltför tidigt.

Alt 3: Reparationsmaterialet har hög egen beständighet/livslängd samtidigt som det skyddar den underliggande konstruktionen mot fortsatt nedbrytning. Funktionen (främst bärförmåga och säkerhet) förblir tillfredsställande under hela den krävda livslängden.



Figur V.1: Livslängd för olika reparationsmetoder.

I det värsta av alla fall kommer reparationen att få en rent *destruktiv inverkan* på konstruktionen. *Nedbrytningen kommer då att gå snabbare än om ingen reparation skett.* Detta gäller framförallt när den gamla betongen inte har fullgod frostbeständighet. Tack vare tämligen låg fuktbelastning under tiden fram till reparationen har konstruktionen inte fått allvarliga frostsador, eller inga skador alls. Efter reparation med ett alltför tätt ytskikt riskerar man att få ett förhöjt fukttillstånd i betongen genom att fukt, som tränger in från otätade delar av betongytan, eller genom defekter i det täta skiktet, inte kan torka ut. Man får då en gradvis fuktanrikning som kan vara starkt destruktiv. Fenomenet illustreras i Figur V.2. Se även Figur VII.5.

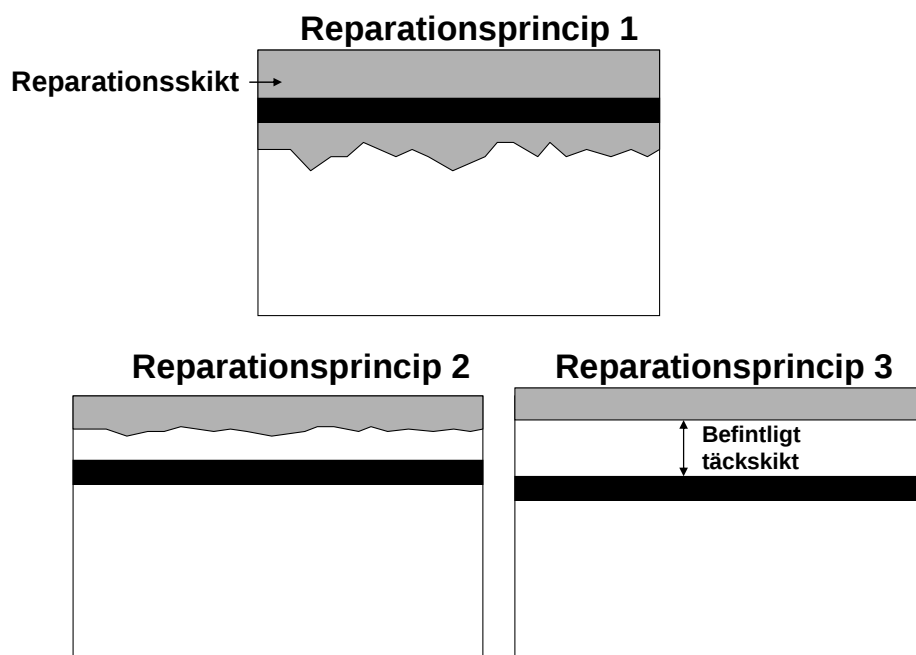


Figur V.2: Destruktiv effekt av en tät reparation med ytdefekter.

VI
OLIKA REPARATIONSPRINCIPER VID REPARATION AV
BETONGYTTERSКИТ

REPARATIONSPRINCIPER

Reparation av en armerad betongkonstruktion med pågjutning av ett nytt betongskikt kan ske enligt tre huvudprinciper. I samtliga fall kan man *komplettera med ny armering* om så behövs:



Reparationsprincip 1

Borttagning av hela täckskiktet och pågjutning av nytt täckskikt

Metoden kan användas i två fall:

1. Betongskadorna går djupare än till armeringen
2. Armeringen rostar

Reparationsprincip 2

Borttagning av övre delen av täckskiktet och pågjutning av nytt täckskikt

Metoden kan användas när betongskadorna inte går ända ned till armeringen och denna ännu inte börjat rosta.

Genom pågjutning återställer man konstruktionens yttre geometri. Samtidigt fördröjer man tiden tills armeringen börjar rosta.

Reparationsprincip 3:

Pågjutning på befintligt och oskadat täckskikt

Metoden kan enbart användas när armeringskorrosion ännu inte startat

Genom pågjutning fördröjer man tiden tills armeringen börjar rosta. Detta gäller i första hand i kloridfri miljö när det befintliga täckskiktet inte är "infekterat" med kloridjoner. En pågjutning av ett kloridabsorberande skikt, t.ex. betong, på en kloridinfekterad betong kan troligen även förlänga tiden till dess kloridinitierad armeringskorrosion startar.

Ett pågjutet skikt kan även förhindra fortsatt inre förstörelse av betongen, t.ex. kalkurlakning och inre frostangrepp, genom att inre fuktnivån sänks och vattengenomträngningen minskar.

VII
KRAV PÅ REPARATIONSSKIKT PÅ BETONGYTAN

VII.1 ÖVERGRIPANDE KRAV PÅ REPARATIONSSKIKTET

För att kravet på livslängd skall kunna uppfyllas måste reparationsskiktet uppfylla följande krav *under hela den krävda livslängden*:

- Det skall skydda armeringen och annat ingjutet stål från att rosta.
- Det skall ge fullgod förankring av ingjuten armering
- Det skall ha hög beständighet mot alla tänkbara angrepp från yttre miljö:
 - frostangrepp
 - kemiskt angrepp, t.ex. kalkurlakning av betong, alkalisk nedbrytning av polymer
 - mekanisk påverkan, t.ex. erosion
 - sprickbildning orsakad av temperatur- och fuktväxlingar
 - UV-ljus
- Det skall förhindra att inre delar av betongen skadas. Det skall därför förhindra att den inre betongen får förhöjt fukttillstånd som kan medföra att den fryser sönder eller skadas på annat sätt.
- Det skall ha fullgod vidhäftning till underlagsbetongen

Reparationsskiktets viktigaste uppgift är oftast att förhindra att armering och annat ingjutet stål korroderar.

Skyddet mot korrosion skall ha minst lika lång varaktighet som den önskade livslängden hos konstruktionen.

VII.2 DETALJERADE FUNKTIONSKRAV PÅ REPARATIONSSKIKTET

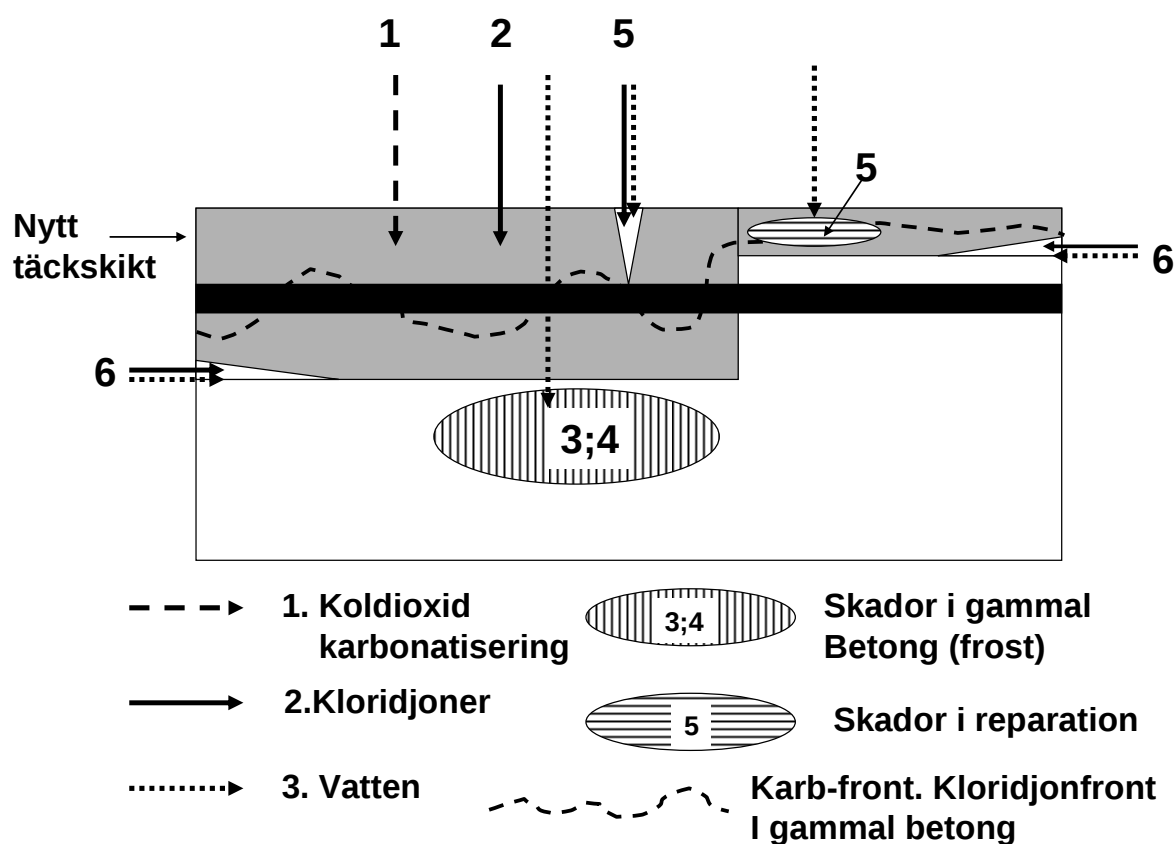
För att kravet på livslängd skall uppfyllas krävs att reparationsmaterialet uppfyller flera materialkrav.

Reparationsmaterialets funktion bestäms till stor del av tätheten mot olika flöden in i konstruktionen. Dessa markeras med pilar i Figur VII.1.

Följande funktioner hos reparationen behandlas. Olika funktioner markeras med siffror i figuren:

- (1) Skydd av armering mot korrosion förorsakad av karbonatisering
- (2) Skydd av armering förorsakad av kloridjoner
- (3) Inverkan (positiv och negativ) på den gamla betongens inre frostbeständighet
- (4) Skydd mot fortsatt kalkurlakning av den gamla betongen
- (5) Beständighet hos reparationsmaterialet
- (6) Vidhäftning mellan reparation och gammal betong

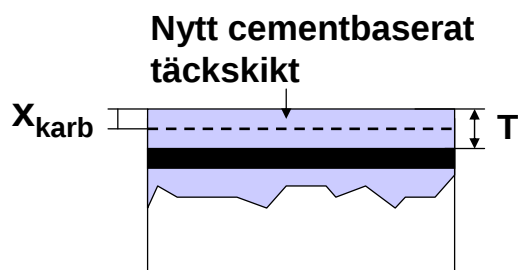
Både cementbaserade reparationsmaterial (cementbruk och betong) och polymerbaserade reparationsmaterial behandlas i försättningen. Det påvisas att polymerbaserade material är olämpliga i flera avseenden för reparation av utomhuskonstruktioner.



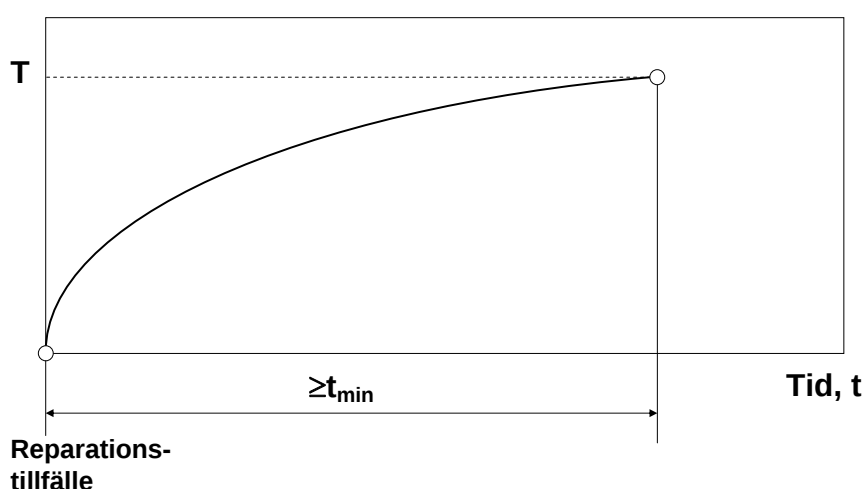
Figur VII.1: Olika fenomen och flöden som kan bryta ned en ytreparerad betong.

VII.3 SKYDD MOT KORROSION ORSAKAD AV KARBONATISERING

VII.3.1 Helt nytt cementbaserat täckskikt ända in till armeringen. (Reparationsprincip 1)



Karbonatiseringsdjup; x_{karb}



Karbonatiseringshastigheten genom det nya täckskiktet måste vara så låg att korrosion inte kommer att starta innan den krävda livslängden (t_{min}) har uppnåtts.

Täckskiktstjockleken (T) över existerande och nyinlagd armering måste därför anpassas till kvaliteten hos reparationsbetongen så att man får önskad livslängd.

Den erforderliga tätheten (dvs. maximalt tillåtet vattencementtal) hos reparationsbetongen beror på miljöns fuktighet och täckskiktets tjocklek. Ju högre fuktnivå i betongen är, desto långsammare går karbonatiseringen. Täckskiktets tjocklek å sin sida avgörs ofta av armeringsläget i den befintliga konstruktionen eftersom man ofta inte kan öka konstruktionens tjocklek.

Cementets kemiska sammansättning har betydelse för valet av vct; ju lägre mängd karbonatiserbar kalk det finns i den hårdnade betongen, ju lägre måste vct vara. Referens (1).

Hela det nya täckskiktet fram till armeringens överyta måste genomkarbonatiseras innan korrosion kan starta. Detta visas schematiskt av figuren ovan.

Diagram II.11 kan användas för val av vattencementtal hos reparationsbetongen förutsatt att portlandcement används. Alternativt används täckskiktsstandardens krav enligt Tabell II.1.

Exempel

Livslängdskrav 75 år.

Täckskiktet T efter reparation är 30 ± 10 mm (dvs. minsta värde är 20 mm). Konstruktionen är belägen utomhus men skyddad mot regn (Exponeringsklass XC3).

Diagram II.11 (Diagrammet förutses ge minimitäckskikt): $T_{\min}=20$ mm ger **$vct_{\max} \approx 0,45$**

Täckskiktsstandard Tabell II.1

(OBS: Standarden utgår från en tolerans av 10 mm vilket i detta fall överensstämmer med verklig tolerans):

- vct 0,55 och $T_{\min}=25$ mm ger 100 år.
Dvs. 75 år kräver $T_{\min}=25 \cdot (75/100)^{1/2}=22$ mm Fås ur ekv (II.1)
- vct 0,50 och $T_{\min}=20$ mm ger 100 år
Dvs. 75 år kräver $T_{\min}=20 \cdot (75/100)^{1/2}=18$ mm
- Rätlinjig vct -interpolation för $T_{\min}=20$ mm och 75 år ger **$vct_{\max} \approx 0,52$**

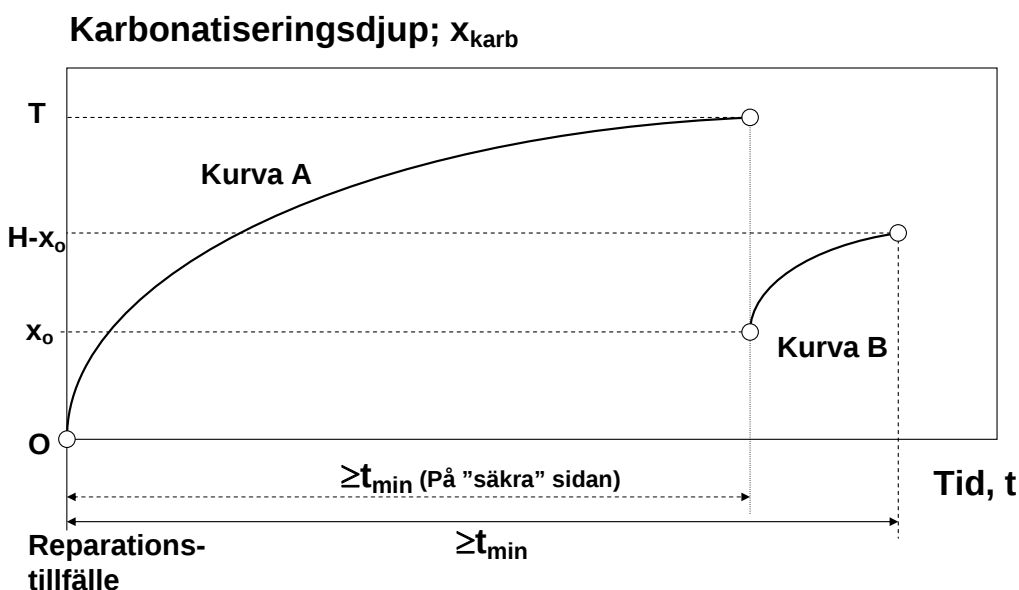
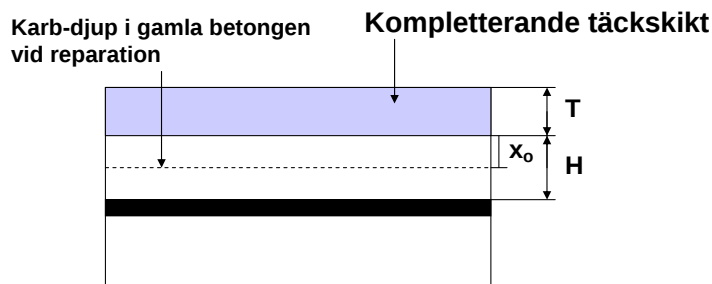
Medelvärde på vct : $(0,45+0,52)/2=0,48$.

Av säkerhetsskäl väljs det lägsta värdet, dvs. **$vct=0,45$**

OBSERVERA

Om man misstänker att det nya täckskiktet kommer att skadas av frost måste tjockleken ökas med antaget avskalningsdjup.

VII.3.2 Kompletterande cementbaserat täckskikt på befintlig täckskikt (Reparationsprincip 2 och 3)



Ett kompletterande täckskikt med tjockleken T läggs ovanpå det ograverade gamla täckskiktet, eller på det resterande täckskiktet som har tjocklek H efter viss bortrensning av övre delen av det gamla täckskiktet. Då kommer inträngningen av karbonatiseringsfronten i den resterande, inte borttagna, delen av täckskiktet att stoppa ända till dess att det nya betonglagret genomkarbonatiserats helt och hållet, Kurva A i figuren ovan. Därefter startar karbonatiseringen av det gamla täckskiktet igen men med reducerad hastighet än före reparationen eftersom diffusionsmotståndet nu är högre; Kurva B i figuren ovan.

Kvaliteten och tjockleken hos det nya täckskiktet måste anpassas så att korrosion i den existerande armeringen inte startar under hela den önskade livslängden.

Livslängden hos reparationen jämfört med livslängden hos den oreparerade betongen kan beräknas enligt samma principer som vid beläggning med ett tätt polymerskikt; se ekvation VII.1 nedan. δ_1 i ekvationen är då reparationsbetongens diffusionskoefficient, och h i ekvationen är reparationsbetongens tjocklek T .

Eftersom man använder ett cementbaserat reparationsmaterial tillkommer den tid det tar för detta att karbonatiseras helt. Denna tid är dominant om en högvärdig reparationsbetong med god tjocklek väljs. För enkelhetens skull kan man därför anta att livslängden är slut när det nya täckskiktet genomkarbonatiserats. Val av tjocklek och vattencementtal hos det kompletterande täckskiktet görs då enligt samma principer som vid ett helt nytt täckskikt (rep.princip 1).

Exempel

En betong i exponeringsklass XC3 skall repareras genom beläggning med ett kompletterande oarmerat betonglager. Önskad livslängd hos reparationen är 80 år. Kurva B i figuren försummas, dvs. livslängden antas vara slut när reparationslagret genomkarbonatiserats.

En betong med vct 0,45 väljs av frostbeständighetsskäl.

Enligt täckskiktsregler i Tabell II.1 skulle 20 mm reparationslager ge 100 års livslängd vid vct 0,50, och 25 mm ge 100 års livslängd vid vct 0,55. Motsvarande tjocklek för 80 års livslängd är då enligt ekv (II.1) ca 18 resp 22 mm. Extrapolation visar att ett reparationslager med ca. 15 mm tjocklek borde räcka vid vct 0,45.

Detta är *minimivärdet*. Osäkerheten i tjockleken måste läggas till. Denna bedöms vara 10 mm.

Kravet på reparationslagret blir alltså:

vct 0,45, medeltjocklek 25 mm. Minsta tjocklek i enstaka punkter 15 mm.

(OBS: Diagram II.11 -extrapolerad kurva- ger en minimitjocklek av ca 20 mm, dvs. en medeltjocklek av ca 30 mm.)

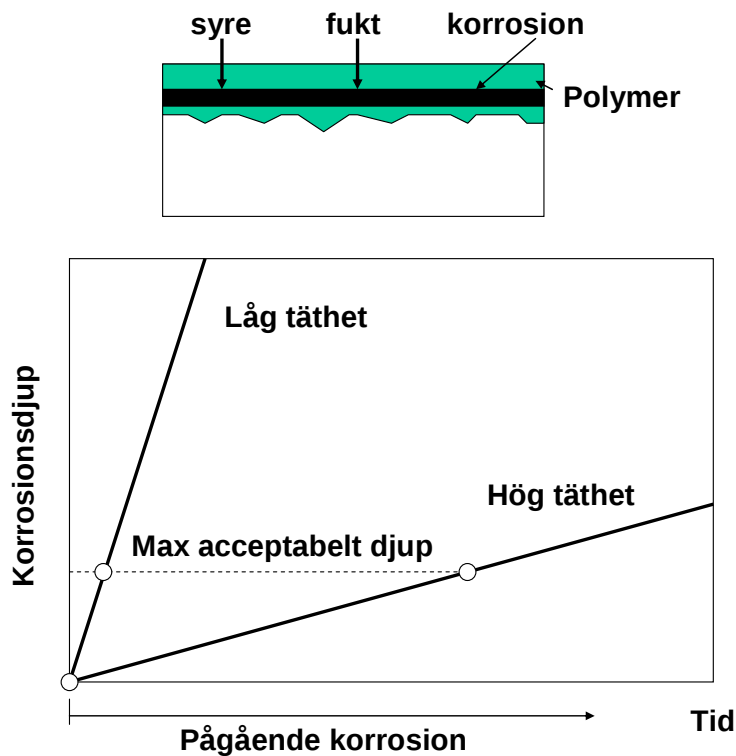
OBSERVERA

Om det kompletterande täckskiktet armeras måste täckskiktet över denna armering vara så stort att korrosion inte sker under önskad livslängd. Reparationslagrets totala tjocklek måste alltså ökas.

OBSERVERA

Om man misstänker att det nya täckskiktet kommer att ytskadas av frost måste tjockleken ökas med antaget avskalningsdjup under 80 års exponering.

VII.3.3 Polymerbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)



Ett polymerbaserat täckskikt har inte det höga pH-värde som krävs för att armeringen skall vara skyddad. Därför kommer teoretiskt sett både den existerande och eventuell ny armering att börja rosta omedelbart efter det att beläggningen applicerats även om detta sker mycket långsamt när polymerskiktet är mycket tätt och samtidigt har låg elektrisk ledningsförmåga.

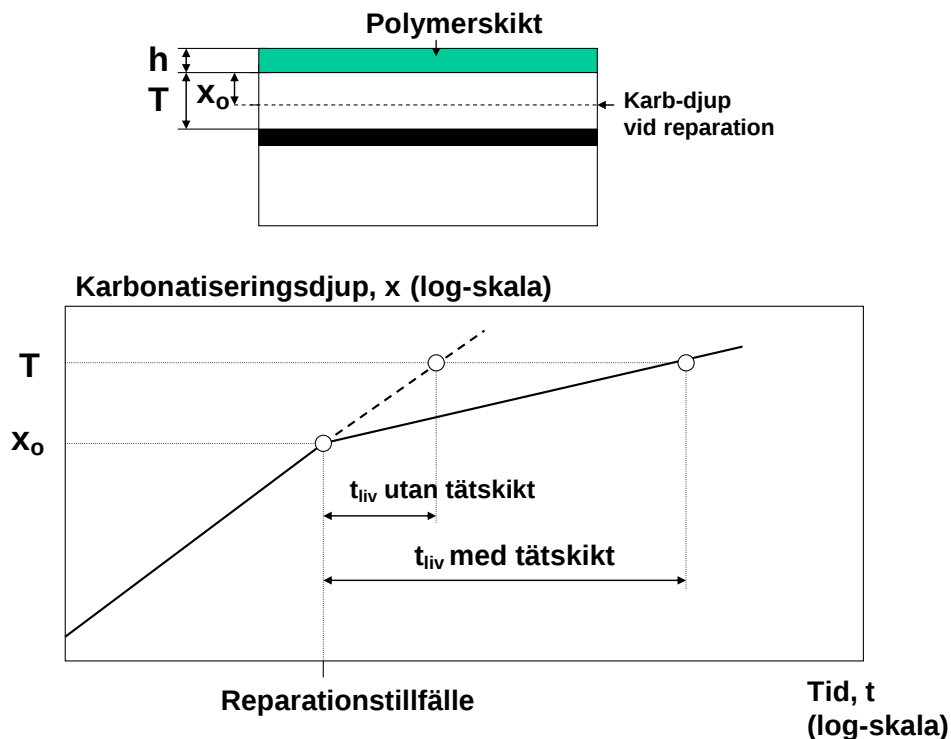
Man får ett "livslängdsdiagram" enligt figuren ovan. Korrosionsdjupet tillväxer med en hastighet som bestäms av skiktets täthet mot diffusion av syre och vatten.

Om man anser att livslängden är förbrukad när korrosion startar är livslängden nådd redan vid reparationstillfället. I detta fall är ett polymerbaserat reparationsmaterial uteslutet.

Om man tolererar ett visst korrosionsdjup kommer man att få en livslängd som blir högre ju tätare skiktet är.

Avgörande för livslängden är i så fall inte enbart koldioxidtätheten direkt efter det att reparationen utförts utan också tätheten därefter. Det är därför viktigt att polymerskiktet inte bryts ned av UV-ljus och andra åldringsprocesser.

VII.3.4 Polymerbaserat tätskikt ovanpå befintligt ej helt genomkarbonatiserat tätskikt (Reparationsprincip 2 och 3)



Polymerskiktet kan inte förhindra fortsatt karbonatisering av den gamla betongen eftersom det inte absorberar koldioxid. Däremot kan det förlänga tiden till dess att karbonatiseringsfronten når armeringen som då börjar rosta. Principen visas i figuren ovan.

Polymerskiktets täthet måste väljas så att armeringskorrosion inte startar under hela den önskade livslängden.

Polymerskiktets effektivitet beror på dess täthet mot koldioxid. Livslängden hos reparerad betong efter ytbeläggning med ”tätt” skikt jämfört med livslängden hos oreparerad betong ges av följande ekvation som härleds i referens (1).

$$\frac{t_{liv,rep}}{t_{liv,orep}} = 1 + \frac{2 \cdot \delta_b \cdot h}{\delta_1 \cdot T} \cdot \frac{1}{1 + \alpha} \quad (\text{VII.1})$$

där

$\alpha = x_0/T$, dvs andelen av resterande tätskikt som är genomkarbonatiserat när beläggningen görs.

δ_b är betongens permeabilitet för koldioxid efter det att beläggningen utförts (m²/s).

δ_1 är tätskiktets permeabilitet för koldioxid (m²/s)

h är tätskiktets tjocklek (m)

Ekvationen förutsätter att polymerskiktet inte åldras negativt så att dess täthet gradvis minskar med tiden. I verkligheten kommer dock solstrålning och andra åldringseffekter i många fall att medföra krackelering och andra fenomen som minskar tätskiktets täthet.

Ekvationen förutsätter också att diffusionskoefficienten hos betongen inte ändras efter det att beläggningen utförts. Om fuktillståndet skulle ändras i resterande täckskikt kommer diffusionskoefficienten att ändras. Minskad fuktnivå kommer att öka diffusionskoefficienten. Hänsyn kan tas till en ev. förändring av diffusionskoefficienten genom att den första termen 1 i högra ledet av ekvationen byts mot förhållandet $\delta_{b,före}/\delta_b$.

Ekvationen har ritats ut i Figur VII.2.

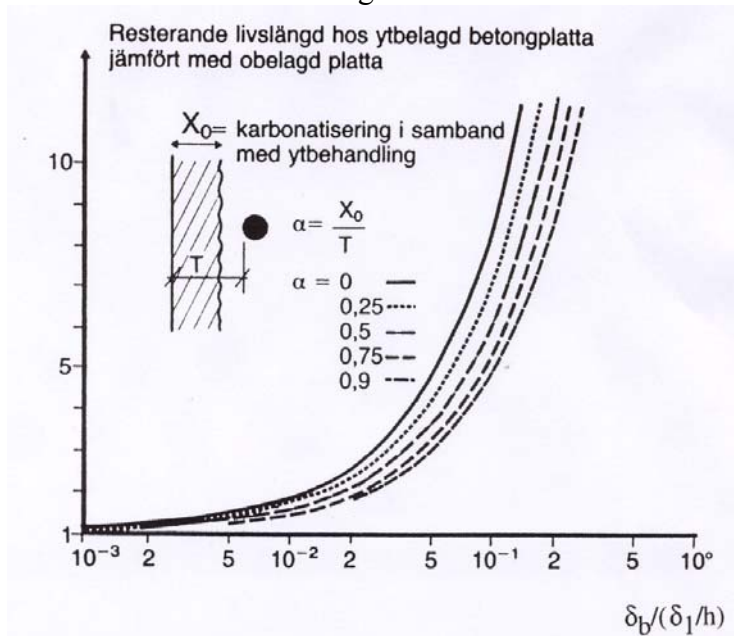


Fig VII.2: Inverkan av ett ytskikt på resterande livslängd hos en delvis karbonatiserad betong, Ekv (VII.2).

Exempel

En betong med ett ursprungligt täckskikt av 22 mm har efter 32 år fått ett karbonatiseringsdjup av 19 mm.

Om betongen får vara oreparerad kommer återstående livslängd att bli, se ekv (II.1):

$$t_{liv, rep} = \left[\frac{22}{19} \right]^2 \cdot 32 - 32 = 11 \text{ år}$$

Efter 2 mm avverkning av den ursprungliga ytan kvarstår ett resterande täckskikt av 20 mm. Detta beläggs med ett 2 mm tjockt polymerskikt med en *täthet* som är 30 gånger högre än betongens täthet efter beläggning ($\delta_b/\delta_1=30$).

Kvarvarande karbonatiseringsdjup i samband med beläggningen är $19-2=17$ mm dvs $\alpha=17/20=0,85$.

Livslängdsökningen är:

$$\frac{t_{liv, rep}}{t_{liv, rep}} = 1 + \frac{2 \cdot 30 \cdot 0,002}{0,025} \cdot \frac{1}{1 + 0,85} = 3,6$$

$$t_{liv, rep} = 3,6 \cdot 11 = 40 \text{ år}$$

Livslängden fyrdubblas alltså nästan genom beläggningen

Exempel

Samma som ovan, men betongen antas bli torrare efter beläggningen. Diffusionstalet hos den obelagda betongen antas vara 75% av diffusionstalet efter beläggning.

Livslängdsökningen på grund av beläggning är:

$$\frac{t_{liv,rep}}{t_{liv,orep}} = 0,75 + \frac{2 \cdot 30 \cdot 0,002}{0,025} \cdot \frac{1}{1 + 0,85} = 3,3$$

$$t_{liv,rep} = 3,3 \cdot 11 = 36 \text{ år}$$

Tätskiktet får nu en något mindre effekt.

Kommentar

δ_1 kan i princip bestämmas med diffusionsmätningar där ett skikt av materialet utsätts för olika koldioxidkoncentration på de båda sidorna. Mängden koldioxid som passerat skiktet mäts efter viss exponeringstid. Provningsmetod har dock inte utvecklats. Alternativt bestäms diffusionskoefficienten för syrgas med en metod som beskrivs i Referens (37).

δ_b kan beräknas ur karbonatiseringsdjupet före reparation förutsatt att yttre koldioxidkoncentration och mängden karbonatiseringsbar kalk är kända.

$$\delta_b = \frac{C \cdot x_{rep}^2}{2 \cdot c_o \cdot t_{rep}} \quad (\text{VII.3})$$

Där C är mängden karbonatiseringsbar kalk per m^3 betong (mol/m^3), c_o är yttre koldioxidkoncentrationen per m^3 luft (mol/m^3), x_{rep} är karbonatiseringsdjupet vid reparationstillfället (m) och t_{rep} är konstruktionens ålder vid reparationstillfället (s).

Exempel

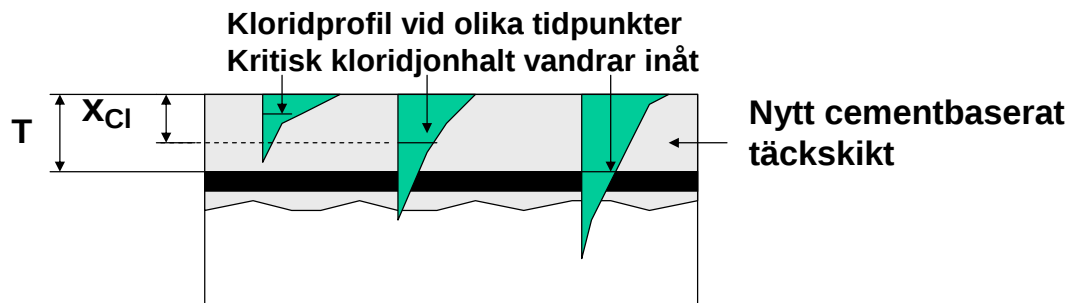
Normal koldioxidkoncentration i luft antas vara 0,035 vol-% motsvarande $6,3 \cdot 10^{-4} \text{ kg}/\text{m}^3$, vilket motsvarar $1,4 \cdot 10^{-2} \text{ mol}/\text{m}^3$. Enbart kalciumhydroxid i betongen antas kunna karbonatisera. Vid en cementhalt av $300 \text{ kg}/\text{m}^3$ och 80% hydratationsgrad finns ca 72 kg kalciumhydroxid per m^3 vilket är $1286 \text{ mol}/\text{m}^3$.

20 mm karbonatiseringsdjup har uppnåtts efter 25 år. Den effektiva diffusionskoefficienten för koldioxid blir då:

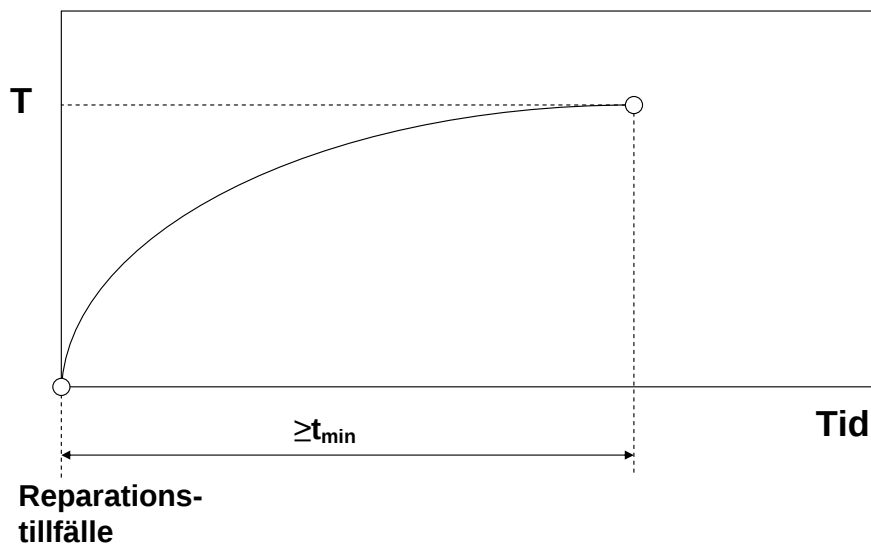
$$\delta_b = \frac{1286 \cdot 0,020^2}{2 \cdot 1,4 \cdot 10^{-2} \cdot 25 \cdot 365 \cdot 24 \cdot 3600} = 2,3 \cdot 10^{-8} \quad (\text{m}^2/\text{s})$$

VII.4 SKYDD MOT KORROSION ORSAKAD AV KLORID

VII.4.1 Helt nytt cementbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)



Kritisk koncentration-avstånd från ytan, x_{Cl}



Det förutsätts att betongens fuktnivå är så hög att kloridinitierad korrosion är relevant.

Inflödet av kloridjoner genom det nya täckskiktet måste vara så långsam att korrosion inte kommer att starta innan den krävda livslängden har uppnåtts. Detta innebär att den kritiska kloridjonkoncentrationen inte får nå armeringens överyta innan önskad livslängd har uppnåtts.

Täckskiktstjockleken till existerande och nyinlagd armering måste därför anpassas till kvaliteten hos reparationsbetongen så att man får önskad livslängd.

Avgörande för livslängden är vattencementtalet hos reparationsbetongen. Det högsta tillåtna vattencementtalet hos reparationsbetongen beror på:

1. Reparationsmaterialets täthet mot kloriddiffusion. Denna beror förutom av vct även på dess förmåga att binda klorider vilken i sin tur beror på cementets kemiska sammansättning.
2. Den kritiska kloridjonkoncentrationen vilken i sin tur beror på vct och cementets kemiska sammansättning

3. Täcksiktets tjocklek. Detta avgörs ofta av armeringsläget i den befintliga konstruktionen.

Valet av reparationsmaterial kan i princip baseras på en livslängdsberäkning som är så realistisk som möjligt. Ett antal alternativa beräkningsmetoder finns; Referens (14) som ger tröskelvärde samt referenser (16), (18), (20), (21) som ger metoder att beräkna tiden till dess tröskelvärde når armeringen. Ingen metod är helt säker. De ger oftast mycket olika resultat.

Ett enklare alternativ är att använda täcksiktens standardens krav enligt Tabell II.3.

Exempel

Livslängdskrav 75 år.

Täcksikt T efter reparation antas vara 45 ± 10 mm (dvs. $T_{\min} = 35$ mm). Konstruktionen är belägen i plaskzonen i Öresund (Exponeringsklass XS3).

Täcksiktens standard ger:

vct 0,40

$T_{\min} = 35$ mm ger 50 år

vct 0,35

$T_{\min} = 35$ mm ger 100 år

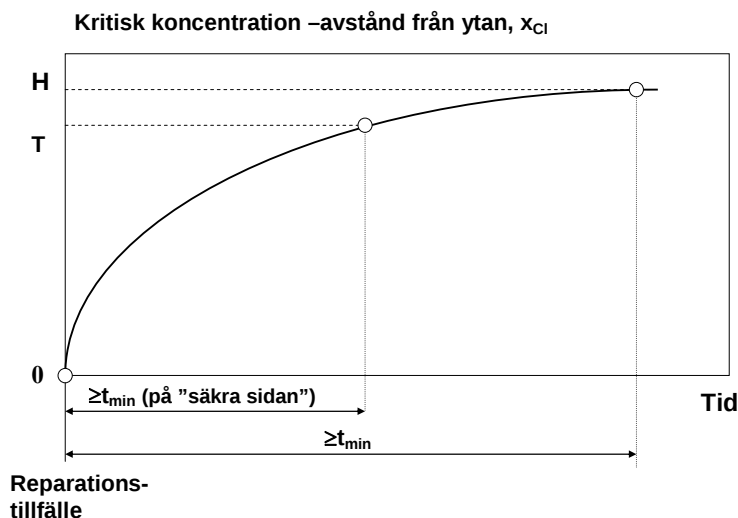
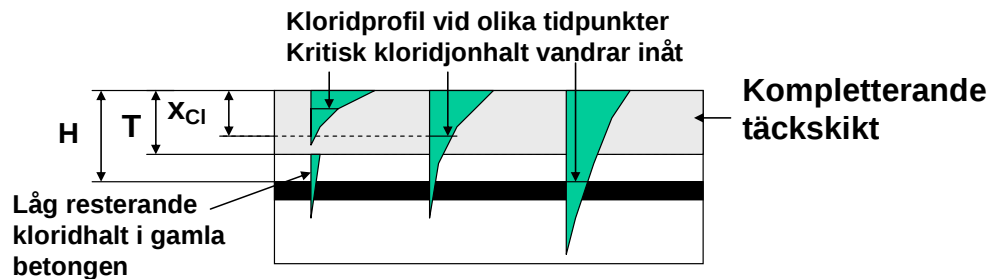
Av säkerhetsskäl väljs: **vct_{max} ≈ 0,35**

Resonemanget ovan förutsätter att reparationen har perfekt vidhäftning mot den gamla betongen och att det är beständigt mot yttre påfrestningar (frost etc.).

OBSERVERA

I kloridhaltig utomhusmiljö kan man förvänta sig att betong med bristande saltfrostbeständighet får en gradvis avskalning. Man måste därför se till att reparationsbetongen är helt saltfrostbeständig. Om man ändå misstänker att det nya täcksiktet kommer att skadas av frost måste man tjockleken ökas med antaget avskalningsdjup under 75 års exponering.

VII.4.2 Kompletterande cementbaserat täckskikt på befintlig täckskikt (Reparationsprinciper 2 och 3)



Kloridinfekterad betong har avlägsnats till ett visst djup där resterande kloridhalt är så låg att den inte kan medföra problem.

Ett nytt cementbaserat täckskikt appliceras. Detta kommer att ta upp klorid gradvis enligt samma principer som vid ett helt nytt täckskikt (Reparationsprincip 1).

Kvaliteten och tjockleken hos det nya täckskiktet måste anpassas så att korrosion i den existerande armeringen inte startar under hela den önskade livslängden.

Man kan i princip genomföra en beräkning av livslängden fram till dess den kritiska kloridjonkoncentrationen når armeringen. Beräkningen är svår och osäker. När kloridfronten når den gamla betongen (vid djup T) kommer ny klorid att adderas till den redan befintliga i den gamla betongen vilket är en ytterligare komplikation. Den kritiska kloridkoncentrationen kommer därför att nå armeringen tidigare än om den gamla betongen varit kloridfri.

Av säkerhetsskäl kan man därför anta att livslängden uppnås redan när den kritiska kloridnivån har nått gränssytan mellan ny och gammal betong. För beräkning av erforderlig tjocklek på reparationsbetongen kan täckskiktsreglerna användas.

Exempel

En betong i exponeringsklasser XS3 (havsvatten) och XD3 (saltfrost) skall repareras. Önskad livslängd hos reparationen är 100 år.

Enligt betongstandarden får vct inte överstiga 0,45 i XD3 och 0,40 i XS3.

Enligt täckskiktsregler kan följande kombinationer användas:

vct 0,40: minimum 45 mm; dvs. medelvärde ca 55 mm (vid 10 mm tolerans)

vct 0,35: minimum 40 mm; dvs. medelvärde ca 50 mm (- ” -)

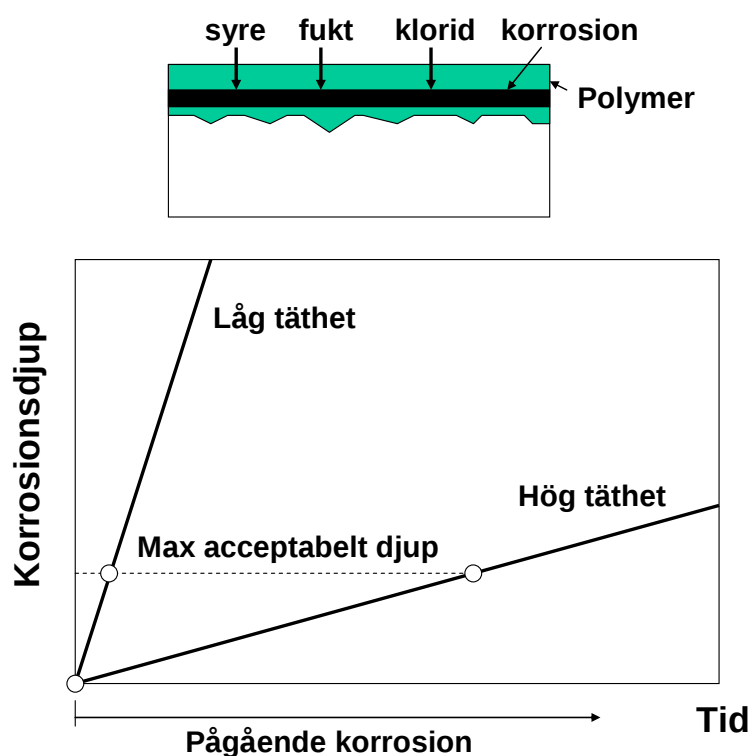
OBSERVERA

Om det kompletterande täckskiktet armeras måste även täckskiktet till denna armering vara så stort att korrosion inte sker under önskad livslängd.

OBSERVERA

I kloridhaltig utomhusmiljö kan man förvänta sig att betong med bristande saltfrostbeständighet får en gradvis avskalning. Man måste därför se till att reparationsbetongen är helt saltfrostbeständig. Om man ändå misstänker att det nya täckskiktet kommer att skadas av frost måste man tjockleken ökas med antaget avskalningsdjup under 100 års exponering.

VII.4.3 Polymerbaserat täckskikt ända in till armeringen (Reparationsprincip 1)



Polymerer kan inte binda kloridjoner fysikaliskt eller kemiskt. Därför kommer kloridjoner att diffundera in genom polymerskiktet med en hastighet som enbart bestäms av yttre kloridkoncentration och polymerens täthet mot kloridtransport.

Om ett helt polymerbaserat reparationsskikt används får man dessutom inte det korrosionsskydd av armeringen som det höga pH-värdet i ett betongskikt ger. Följaktligen saknas inkubationstid innan armeringen börjar rosta. Man får ett livslängdsdiagram som enbart består av ett korrosionsskede.

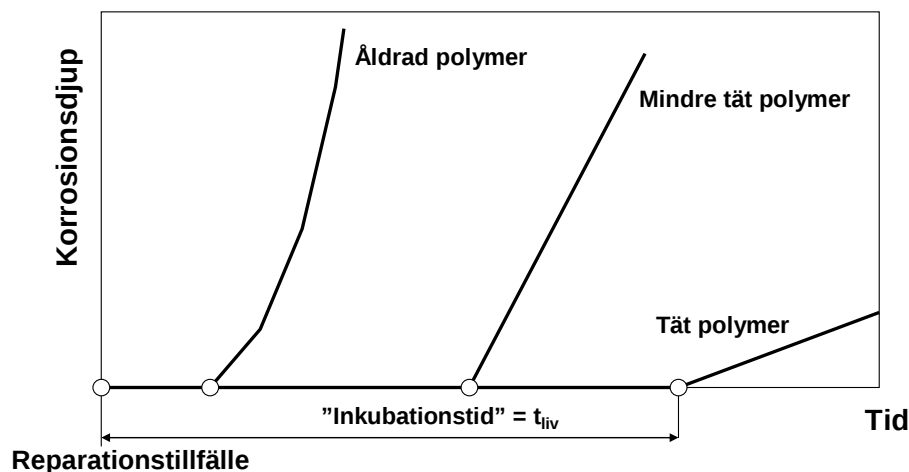
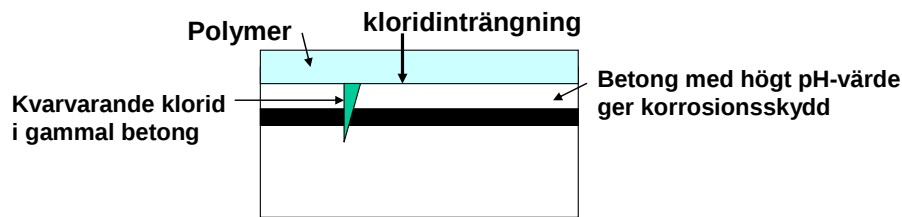
Om ingen korrosion accepteras kan alltså ett polymerbaserat skikt inte användas.

Om ett visst korrosionsdjup på armeringen accepteras kommer livslängden att bestämmas av korrosionshastigheten. Denna beror på polymerskiktets täthet mot kloridjoner och syre och på den elektriska ledningsförmågan hos polymeren.

Avgörande för livslängden är dessutom att polymerskiktet förblir tätt, dvs. att det inte bryts ned av UV-ljus och andra åldringsfenomen, och att det inte fryser loss genom att fukt anrikas i gränsskiktet i den gamla betongen

Kunskapen om korrosionshastigheten hos stål ingjutet i olika typer av polymer i kloridhaltig miljö är i stort sett obefintlig. Därför rekommenderas inte reparationsmetoden.

VII.4.4 Polymerbaserat täckskikt ovanpå ett befintligt kloridsanerat täckskikt (Reparationsprincip 2 och 3)



Resterande total kloridhalt i resterande delen av täckskiktet måste understiga det fastställda gränsvärdet (ca 0,3% av cementvikten).

Polymerbeläggningen har ingen förmåga att binda klorider vilka därför transporteras genom beläggningen med en hastighet som enbart bestäms av polymerens täthet. När kloridjoner når gränsytan till betongen kommer de att vandra in i denna med den hastighet som bestäms dels av hur snabbt de kommer fram till gränsytan, dvs. av polymerskiktets täthet, dels av betongens egenskaper.

Polymerskiktets täthet måste väljas så att armeringskorrosion inte startar under hela den önskade livslängden.

Vid helt tät polymer kommer inga kloridjoner att kunna komma fram till betongen. Det kvarvarande opåverkade betongskiktet runt armeringen fungerar då som ett korrosionsskydd genom dess höga pH-värde.

Att genomföra beräkningar av vilken tid det tar för den kritiska kloridjonkoncentrationen att nå in till armeringen är tämligen komplicerat. Man kan se polymeren som ett övergångsmotstånd vid betongytan. Övergångsmotståndet beror på förhållandet mellan polymerens täthet och betongens täthet. Principer för hur beräkningen kan göras ges i referens (38).

Metoden har den fördelen jämfört med ett helt polymerbaserat täcksikt (VII.4.3) att det finns kvar ett lager betong som skyddar armeringen. Om polymeren är mycket tät mot kloridtransport, och förblir tät under lång tid, kan en avsevärd livslängd fås.

Polymerer kan dock förväntas åldras negativt genom påverkan av UV-ljus och betongens höga alkalitet. Detta kan medföra en minskning av tätheten. Dessutom riskerar man att polymerskiktet fryser loss i utomhusmiljö.

Praktisk erfarenhet visar att "skyddande" beläggningar av betong med t.ex. epoxi eller polyester får låg livslängd och ofta verkar negativt på underlagsbetongens beständighet; referens (38), (48), (49)). Därför rekommenderas inte reparationsmetoden.

VII.5 INVERKAN PÅ GAMLA BETONGENS FROSTBESTÄNDIGHET

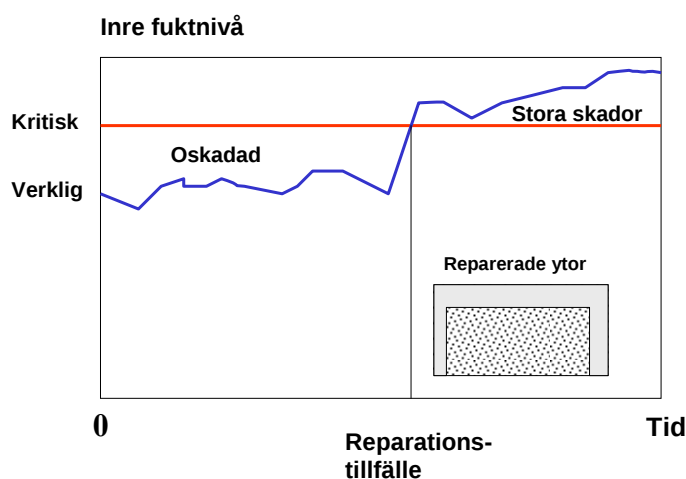
VII.5.1 Allmänt

Den enda väsentliga påverkan ett reparationsskikt kan ha på den gamla betongen är att *fukttillståndet ändras* efter reparationen. Detta kan vara såväl positivt som negativt. En ökad fuktnivå är normalt negativt eftersom flertalet nedbrytningsmekanismer gynnas av hög fuktnivå. Detta gäller särskilt för inre frostangrepp eftersom detta förutsätter att fuktnivån överskrider ett kritiskt värde. Referens (27), (28).

Det är därför viktigt att man använder ett reparationssystem som inte medför ökad fuktnivå i den gamla betongen.

En skadad äldre betongkonstruktion kan förväntas ha måttligt hög eller låg kvalitet. Normalt har även utomhusbetong som är mer än 30 år gammal ett vattencementtal som överstiger 0,60, dvs. betongen är inte vattentät enligt vanlig definition.

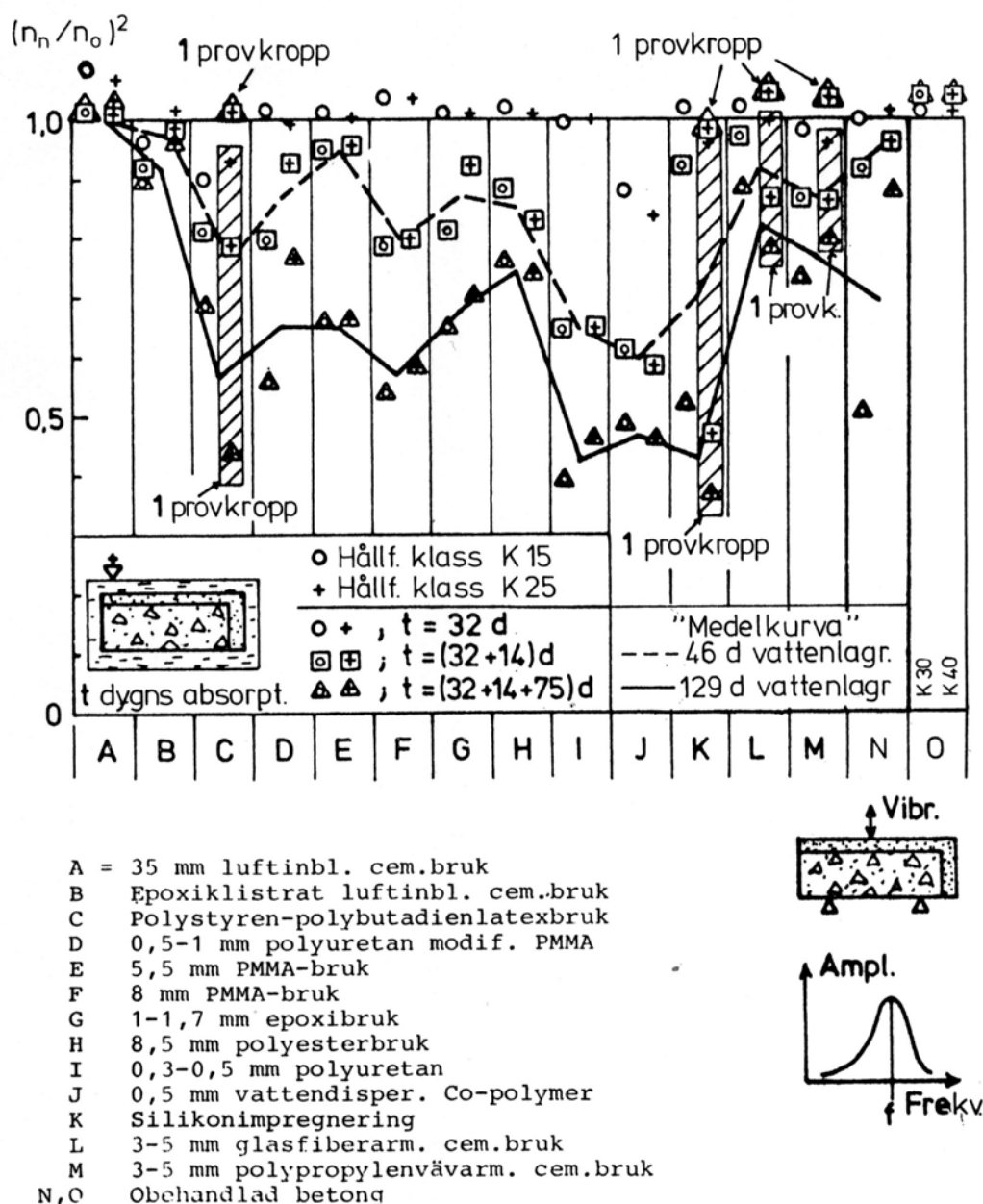
Är konstruktionen flera decennier gammal kan man dessutom förvänta sig att normal utomhusbetong saknar luftinblandning. Kombinationen av högt vct och låg lufthalt gör att betongen har låg eller mycket låg inre frostbeständighet. Även en liten ökning av den inre vattenhalten kan därför göra att betongen frostskaas. Figur VII.3 illustrerar hur den kritiska fuktnivån kan överskridas efter reparationen.



Figur VII.3: Exempel på hur en reparation med ett tätt ytskikt (t.ex. en polymer) kan förhöja fuktnivån i underlagsbetongen så att ett kritiskt fukttillstånd med avseende på frostnedbrytning överskrids.

VII.5.2 Ytskikt av betong

Ett *högvärdigt betongskikt* som gjuts direkt mot den gamla betongen kommer normalt inte att höja fukttillståndet i den gamla betongen. Har denna haft god inre beständighet före reparationen kommer den därför normalt att vara beständig även efter reparationen. Detta har visats vid frysförsök av betongprover av låg kvalitet (K15 och K25 utan luftinblandning) som belagts med 35 mm högvärdig frostbeständig betong utan mellanliggande limskikt (vct 0,45, ca 6% luft). Se figur VII.4, Referens (38).

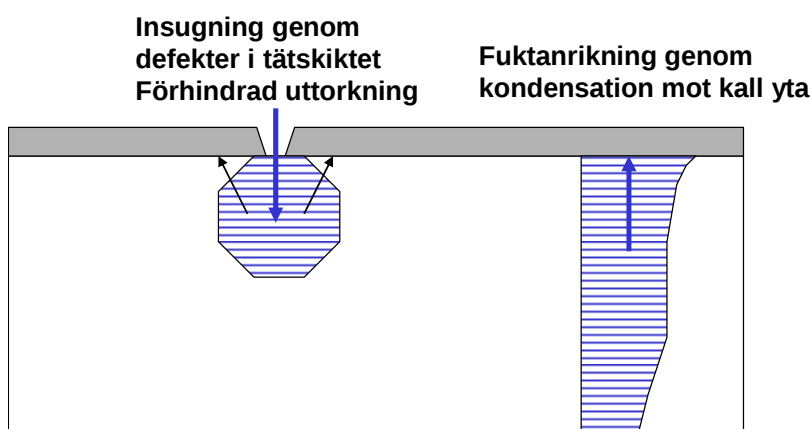


Figur VII.4: Resultat av frysprovning av ett antal reparationssystem (A-M) belagda på betong med låg frostbeständighet. Frostpåverkan har bestämts genom mätning av ändring av egenfrekvens vid böjsvängning (n_n =egenfrekvens efter n fryscykler, n_o =egenfrekvens före frysprovning). Proverna har fuktlagrats under viss tid före frysprovningen.

VII.5.3 Ytskikt av polymer

Om ett alltför *tätt polymerbaserat reparationsmaterial* används kan man få negativa effekter:

- I gränsytan mellan den gamla betongen och reparationsskiktet kan man få en fuktanrikning som medför bortfrysning av reparationsmaterialet. Fuktanrikning kan bero på kondensation av fukt under den täta ytan när denna avkyls. Vid frysning kan inte den volymexpansion hos vattnet som sker när det övergår till is tas om hand på grund av utrymmesbrist i porerna. Exempel på den negativa inverkan av täta ytskikt visas i Figur VII.4.
- Även ett ursprungligen tätt reparationsmaterial kan förväntas få vissa defekter med tiden, t.ex. sprickor och hål. Genom dessa kan vatten tas upp av den gamla betongen. Vattnet har svårt att avgå genom den täta ytan. Därför kan man få en gradvis fuktanrikning; se Figur VII.5.



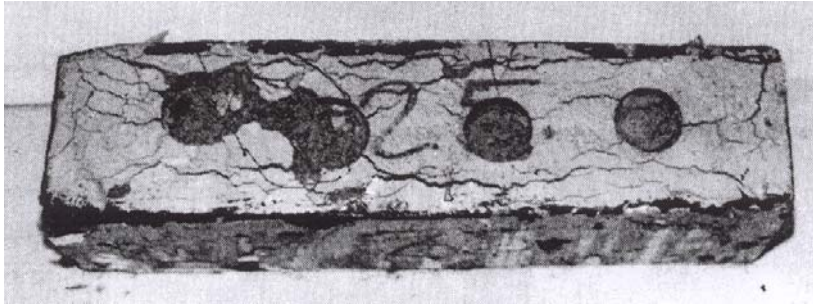
Figur VII.5: Vänstra delen: Vatten sugs in genom defekter i ytskiktet men förhindras från att torka ut.

Högra delen: Fukt i underlagsbetongen omfördelas på grund av låg ytemperatur.

Risken för inre frostsador ökar därför kraftigt. Detta har påvisats vid frys försök av betongprover med olika täta reparationsskikt. Ett exempel visas i Figur VII.6. Genom runda hål i den täta beläggningen, som skapats vid vidhäftningsprovning, har vatten absorberats i underlagsbetongen. Vid den efterföljande frysningen har betongen, som saknade luftporer, frusit sönder totalt; referens (38).

Andra exempel på negativ inverkan av täta polymerbeläggningar visas i Figur VII.4.

Även praktisk erfarenhet från 1970-talet av epoxibeläggning på kantbalkar på broar visade att beläggningen i stället för att skydda mot frostangrepp ofta gjorde att dessa förvärrades. Metoden övergavs därför.

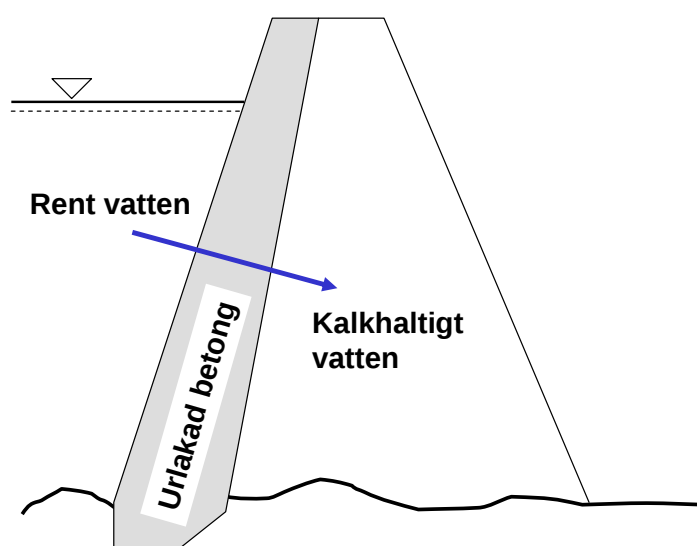


Figur VII.6: Frostsador hos en betongbalk med defekt tät ytbeläggning.

OBSERVERA

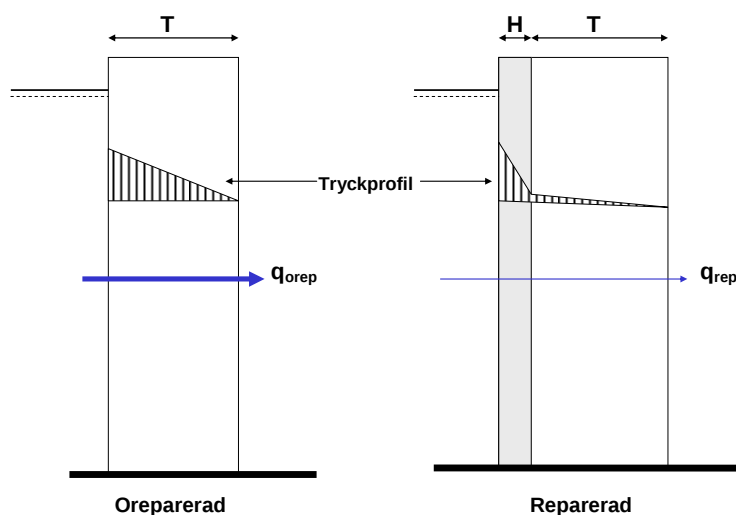
Silanimpregnering ger normalt inte denna negativa effekt, vilket beror på att inre fuktnivån snarast minskar samtidigt som ytan förblir genomsläpplig. Dessutom genomförs impregneringen numera oftast på ny betong som redan från början har lågt vct (0,40) och är saltfrostbeständig.

VII.6 FORTSATT KALKURLAKNING AV GAMLA BETONGEN



Figur VII.7: Lamelldamm med genomläckande vatten som löser kalk i betongen.

En betong med bristfällig vattentäthet, som är exponerad för ensidigt vattentryck och som därför är kalkurlakad, får ökad porositet och därmed en hållfasthetsminskning som kan uppgå till 30% eller mer; Referens (31). Se Figur III.5.



Figur VII.8: Vänstra delen: Betongvägg med ensidigt vattentryck före ytreparation.
Högra delen: Samma betongvägg efter ytreparation.

Den fortsatta kalkurlakningen och hållfasthetsförlusten kan minskas kraftigt om konstruktionen beläggs med ett högvärdigt ytskikt.

Vattenflödes hastigheten efter beläggning, q_{rep} (kg per m^2 och s) i förhållande till flödes hastigheten före beläggning, q_{orep} är:

$$\frac{q_{rep}}{q_{orep}} = \frac{D_l}{H \cdot \left(\frac{D_b}{T} + \frac{D_l}{H} \right)} \quad (\text{VII.4})$$

Där

D_l är vattenpermeabiliteten hos beläggningen ($\text{kg} \cdot \text{m}/\text{Ns}$)

D_b är vattenpermeabiliteten hos den gamla betongen ($\text{kg} \cdot \text{m}/\text{Ns}$)

T är betongkonstruktionens tjocklek (m)

H är beläggningens tjocklek (m)

Exempel

20% av all lösbar kalk har urlakats efter 30 år i en konstruktion med 1,1 m tjocklek. Vid konstant urlakningshastighet och jämn urlakning av hela tvärsnittet är urlakningen således

$20\%/30\text{år}=0,7 \text{ %/år}$.

vct är 0,70. Permeabiliteten är $D_b=2 \cdot 10^{-11} \text{ (kg/m}^2 \cdot \text{s)}$

Uppströmsytan beläggs med ett 20 cm tjock skikt av en betong med vct 0,50.

Permeabiliteten är $D_l=5 \cdot 10^{-13} \text{ (kg/m}^2 \cdot \text{s)}$

Förhållandet i flödeshastighet efter och före reparation är

$$\frac{q_{rep}}{q_{orep}} = \frac{5 \cdot 10^{-13}}{0,2 \left(\frac{2 \cdot 10^{-11}}{1,1} + \frac{5 \cdot 10^{-13}}{0,2} \right)} = 0,12$$

Efter reparationen blir alltså flödet bara 12% av flödet före reparation.

20 år efter reparationen kan man alltså förvänta att ytterligare $0,12 \cdot 0,7 \cdot 20 = 1,7 \text{ %}$ kalk urlakats.

Utan reparation hade kalkurlakningen varit ca 13%.

Vattenpermeabilitet hos betong

Exempel på vattenpermeabilitet för betong med olika vattencementtal visas i Figur VII.9. Olika kurvor gäller för olika stenstorlek. Högre stenstorlek ger högre permeabilitet vilket beror på att gränsszonerna mellan cementpasta och sten oftast är mera porösa när ballaststorleken ökar. Även om cementpastan själv har hög täthet blir betongens täthet låg eftersom en stor del av vattnet kommer att transporteras genom gränsszonerna mellan sten och cementpasta.

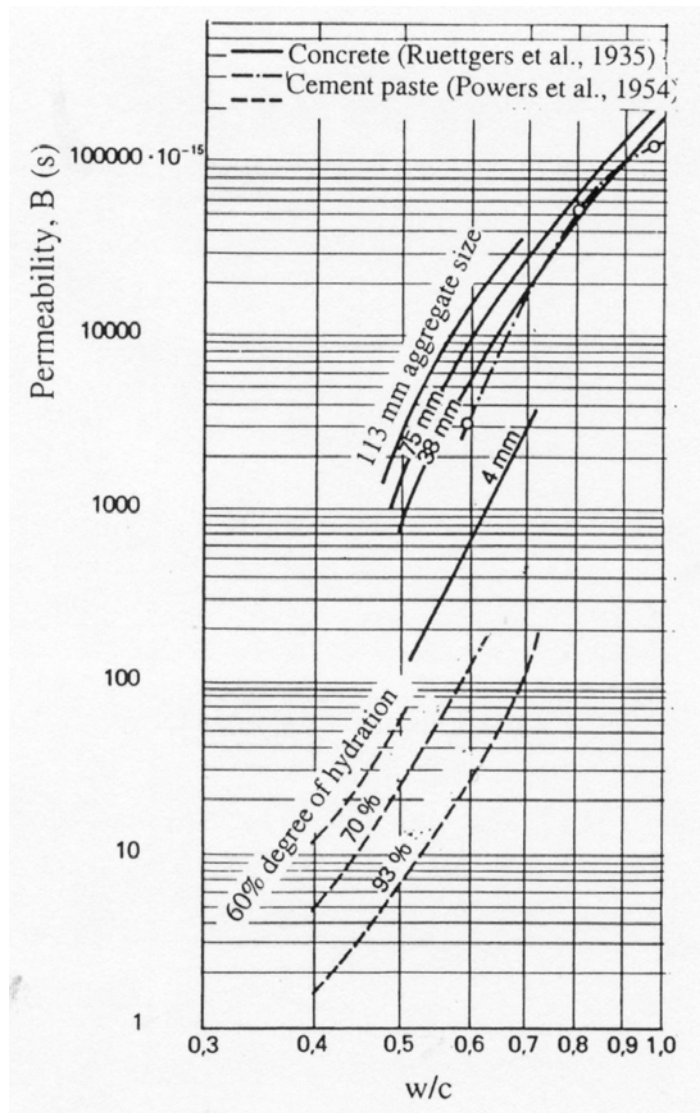
Permeabiliteten $B \text{ (kg} \cdot \text{m}/\text{Ns} = \text{s})$ definieras av följande ekvation:

$$q = B \cdot \frac{\Delta P}{T} \quad (\text{VII.5})$$

Där

q är vattenflödet ($\text{kg}/\text{m}^2 \cdot \text{s}$)

$\Delta P \text{ (Pa)}$ är tryckskillnaden över tjockleken $T \text{ (m)}$



Figur VII.9: Inverkan av vct och ballaststorlek på permeabilitet för vatten under yttre övertryck. Resultaten är hämtade från olika litteraturreferenser. Referens (31).

VII.7 BESTÄNDIGHET HOS REPARATIONSMATERIAL AV BETONG

VII.7.1 Angreppstyper

För att betongytterskiktet skall kunna fungera krävs att det har hög beständighet under hela den önskade livslängden.

Vanliga fenomen som kan bryta ned reparationsskiktet och därmed reducera reparationens livslängd är:

1. Saltfrostangrepp som gradvis eroderar ytan på reparationsbetongen och därför minskar den effektiva täckskiktstjockleken
2. Inre frostangrepp som luckrar upp reparationsbetongen och gör den genomsläpplig för kloridjoner och karbonatisering
3. Kalkurlakning av reparationsbetongen som gradvis ökar dess porositet och gör den genomsläpplig för kloridjoner och karbonatisering
4. Erosion orsakad av rinnande vatten, isrörelser, mekanisk last.

Reparationsbetongen måste ha hög beständighet mot dessa nedbrytningstyper.

OBSERVERA

Reparationsmaterialet kan i vissa fall verka nedbrytande på den gamla betongen. Detta gäller i första hand frostnedbrytning. Fallet behandlas i avsnitt VII.5.3 ovan.

VII.7.2 Saltfrostangrepp

Saltfrostangrepp sker då reparationsbetongen utsätts för frost samtidigt som den utsätts för tösalt eller salthaltigt vatten, t.ex. havsvatten.

Angreppet äter sig gradvis in i betongen varigenom tjockleken på täcksiktet gradvis minskas. Följden blir att korrosionsskyddet av armeringen minskas. Inverkan av saltfrostavskalning på skyddet mot armeringskorrosion behandlas i referens (23), (24).

Hög saltfrostbeständighet förutsätter att följande krav på reparationsbetongen uppfylls:

1. Lågt vattencementtal; $v_{ct} \leq 0,45$
2. Anläggningscement (eller motsvarande LA/SR/BV-cement). Byggcement och inblandning av mineraliska restmaterial skall undvikas.
3. Luftinblandning
4. Saltfrosttestning enligt Svensk Standard, SS 13 72 44, Metod A med 3% NaCl.

Resultatet av saltfrysprovningen skall uppfylla standardens krav på *god saltfrostbeständighet*, vilket innebär:

Max avskalning efter 56 cykler à 1 dygn: $0,5 \text{ kg/m}^2$

Retarderad avskalning: 56-cykel avskalningen $\leq$ dubbla 28-cykel avskalningen

Vid användning av silikastoft fördubblas provningen till 112 cykler

Provning görs som förprovning av det recept som sedan skall användas vid reparationen. Dessutom görs produktionskontroll på prover utborrade ur färdig reparationsbetong.

VII.7.3 Inre frostangrepp

En väletablerad provningsmetod för beständighet mot inre frostangrepp saknas. Det är därför lämpligt att genomföra saltfrysprovning enligt SS 13 72 44 även för reparationsbetong som kommer att utsättas för frost men ingen saltbelastning.

Om kraven på god saltfrostbeständighet uppfylls kommer betongen normalt även att ha hög beständighet mot inre frostangrepp. Inga ytterligare krav behöver alltså uppställas.

VII.7.4 Kalkurlakning

Kalkurlakning av reparationsbetongen sker endast under följande förutsättningar:

1. Reparationsbetongen utsätts för så högt ensidigt vattentryck att stora mängder vatten strömmar *genom* den. Den lösta kalken transporteras då med det strömmande vattnet.
2. Reparationsbetongens yta utsätts för ständigt strömmande vatten, eller den utsätts för annan typ av långvarig vattenbelastning (t.ex. ytor på vattenreservoarer, eller andra vattenbehållare). Kalken kan då lakas ut (lösas upp) genom ren diffusion utåt mot vattnet.

Kalkurlakningen ökar om omgivande vatten har lågt pH-värde.

För att undvika kalkurlakning av vatten som strömmar genom reparationsbetongen används sk ”vattentät” betong, dvs vattencementtalet skall understiga ca 0,50.

För att minska urlakning på grund av att betongen löses upp används betong med lågt vct. Aggressivitet hos olika vattentyper och högsta tillåtna vattencementtal ges i avsnitt III.3 ovan.

VII.7.5 Erosion

Betong av hög kvalitet ($v_{ct} < 0,45$) har högt erosionsmotstånd mot rinnande vatten även när detta har hög strömningshastighet. Erosionsmotståndet är normalt högt även mot strömmande vatten som för med sig sand och andra eroderande partiklar; referens (39),

Erosion på grund av isgång eller på grund av vattenståndsändringar hos isbelagda vatten är oftast liten om betongen har lågt v_{ct} ($< 0,45$) och hög frostbeständighet påvisad genom saltfrysprovning.

VII.8 BESTÄNDIGHET HOS POLYMERBASERAT REPARATIONSMATERIAL

Polymerbaserade reparationsmaterial kan förväntas ha tämligen låg livslängd i normal utomhusmiljö av följande skäl:

1. Betongen på vilken polymeren appliceras har mycket högt pH-värde (>12.5). Även om betongytan skulle vara karbonatiserad (pH ca 8) vid reparationstillfället kan man förvänta sig att den återalkaliseras efter beläggningen genom att OH-joner från okarbonatiserad del av betongen diffunderar in i det karbonatiserade skiktet. Det är osannolikt att polymerer klarar denna höga pH-nivå under lång tid utan att brytas ned.
2. Många polymerer är känsliga för längre tids solbestrålning. Denna kan leda till materialförändring av polymeren i form av *kedjebrott* eller *förnätning*. Kedjebrott leder ofta till uppkomst av mikrosprickor och därmed minskad täthet. Förnätning leder till försprödning som gör materialet mindre töjbart och därmed mera sprickkänsligt för fukt- och temperaturrörelser hos underlagsbetongen.
3. De mekaniska och fysikaliska egenskaperna (fuktrörelser, temperaturrörelser, deformationsegenskaper) hos polymerer skiljer sig avsevärt från betongens egenskaper. Naturliga fukt- och temperaturrörelser hos underlagsbetongen, liksom rörelser orsakade av mekanisk last, kan därför leda till mer eller mindre omfattande sprickbildning i polymerlagret, vilket minskar dess täthet.

Polymerbaserade reparationsmaterial är även av denna orsak tveksamma.

VII.9 VIDHÄFTNINGSFÖRLUST

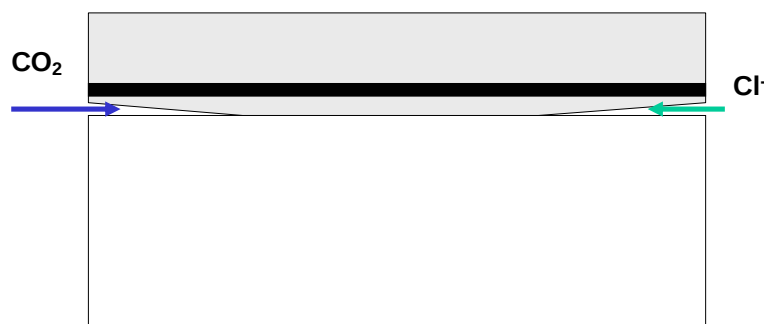
VII.9.1 Allmänt

Enbart betongbaserat reparationsmaterial behandlas.

Det förutsätts att reparationsarbetet utförs så att vidhäftningen direkt efter reparationen är fullgod. I framtiden kan vidhäftningen påverkas negativt på grund av olika klimatpåfrestningar.

Vid omfattande förlust av vidhäftningen kommer reparationsbetongen inte att kunna skydda betong och armering.

- En spricka mellan den gamla betongen och pågjutningsbetongen kommer att leda in kloridjoner och påskynda karbonatiseringen. Därmed minskas korrosionsskyddet. Detta gäller även om armeringen är helt ingjuten i reparationsbetongen.



Figur VII.10: Vidhäftningssprickor ger inflöde av kloridjoner och koldioxid.

- Vidhäftningsförlust medför att den bärande funktionen hos armering ingjuten i reparationsbetongen minskar helt eller delvis. Konstruktionens säkerhet minskas.
- En spricka mellan reparationsbetong och gammal betong kan nedsätta frostbeständigheten hos den senare genom att vatten tränger in.

Mekanismer som kan ge vidhäftningsförlust är:

1. Spänningar på grund av olika fuktrörelser hos gammal betong och reparationsbetong
2. Temperatursprickbildning hos reparationsbetongen samband med produktion
3. Spänningar på grund av temperaturvariationer hos gammal betong och reparationsbetong
4. Spänningar på grund av mekaniska laster
5. Frostangrepp

VII.9.2 Vidhäftningsbrott orsakade av fuktrörelser (krympning)

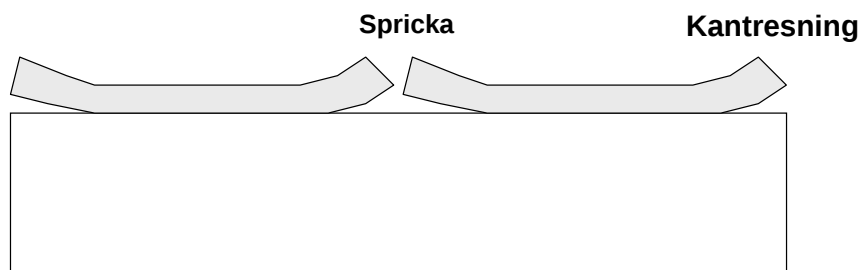
Det nygjutna reparationsmaterialet kommer normalt att krympa efter gjutningen på grund av uttorkning. Krympningen ökar med minskande relativ fuktighet (rf) hos omgivande luft.

- vid 50 % rf (inomhusklimat eller torr sommardag) varierar krympningen hos normalbetong mellan ca 0,4 ‰ och 0,7 ‰. Detta är ca 3 à 6 gånger mer än betongens dragbrottöjning. Följaktligen kommer en helt fastlåst betong att spricka.

- Vid 80 % rf (normal medel-rf hos uteluft i Sverige) är krympningen ca 65% av krympningen vid 50% rf, dvs. den varierar mellan ca 0,25 ‰ och 0,45 ‰. Även detta är mer än brottöjningen.

Eftersom underlagsbetongen i normalfallet redan har genomgått en eller flera uttorknings/krympningscykler rör den sig inte lika mycket som den krympande reparationsbetongen. Man kommer därför att få krympspänningar mellan de båda materialen. Man riskerar därför att pågjutningen krymper loss från underlaget. I första hand lossnar reparationsbetongen vid ränderna, och i anslutning till sprickor som slår upp genom beläggningen.

I dessa partier kan man även få ”kantresning”, dvs. reparationsbetongen böjer upp från underlaget på grund av att ytpartiet av beläggningen torkar snabbare och därmed krymper mer än undre delen.



Figur VII.11: Kantresning av pågjutningsbetongen i anslutning till kanter och genomgående sprickor.

Risken för skador kan minskas genom följande åtgärder:

- *Reparationsbetongens egenkrympning minskas.* Detta kan man åstadkomma genom att hålla vattentillsatsen till betongblandningen så låg som möjligt. Av praktiska skäl kan man knappast gå under ca 160 l/m³ vilket ger en krympning av som lägst ca 0,4 ‰ vid 50% yttre rf.

Att använda betong med mycket lågt vattencementtal (”högpresterande betong”) ger inte nödvändigtvis lägre krympning eftersom ett fenomen kallat ”självkrympning” (”kemisk krympning”) uppstår i sådan betong även utan att denna torkar utåt. Självkrympningen kan vara tillräckligt stor för att ge vidhäftningsförlust.

En annan metod att minska betongens krympning är att tillsätta krympreducerande tillsatsmedel. Dessa minskar krympningen genom att de sänker porvattnets ytspänning och därmed sänker det porvattenundertryck som är orsaken till krympningen. En halvering av den normala krympningen kan uppnås. Referens (40).

Metoden kan inte användas när betongen utsätts för frysning eftersom det krympreducerande medlet kan förväntas förstöra luftporstrukturen.

- *Vidhäftningen till underlagsbetongen ökas* genom att ytan hos underlagsbetongen görs rå. Det finns även möjligheter att öka förankringsstyrkan genom att ståldymplingar monteras i den gamla betongytan.

Den ökade vidhäftningen gör att sprickor orsakade av skillnader i krympning fördelas på många små sprickor i stället för ett fåtal stora. Vidhäftningsförlust och kantresning förhindras därigenom.

Problemet vidhäftning mellan ny och gammal betong har behandlats i ett stort antal experimentella arbeten, t.ex. referens (41), (42). Problemet kantresning behandlas i referens (43).

VII.9.3 Vidhäftningsbrott orsakade av temperatursprickbildning i samband med produktion

Värmeutveckling hos cementet leder till en värmeutvidgning hos pågjutningen. När denna svalnar kan genomgående sprickbildning uppkomma hos pågjutningen eftersom denna är fastlåst mot den gamla betongen. Fenomenet beskrivs t.ex. i referens (45).

Genomgående sprickor skapar anvisningar till vidhäftningsbrott förorsakade av varierande yttre temperatur och fuktförhållanden. Dessutom ökar de risken för korrosion på armering som är ingjuten i reparationsbetongen.

Vid tunna beläggningar, som inte värmeisolerar direkt efter gjutningen, är temperaturhöjningen liten och leder normalt inte till sprickbildning.

Vid tjockare pågjutningar, och när angränsande betong, alternativt omgivande klimat, har låg temperatur, kan det vara svårt att undvika sprickor. Detta har t.ex. noterats i ett praktikfall där ett 40 cm tjockt betongskikt göts mot en befintlig bropelare i vatten.

Överslagsmässigt gäller att sprickbildning är mindre sannolik om stegringen av medeltemperaturen hos pågjutningen understiger ca 20 °C.

Risken för sprickbildning kan även förhandsberäknas. En sådan beräkningsmetod är CIMS 2D som utvecklats vid DTI i Danmark. En annan beräkningsmetod är HACON som utvecklats vid avd konstruktionsteknik LTH i samarbete med Vattenfall Utveckling. Ytterligare en metod har utvecklats vid LTU. Den senare metoden föreskrivs i Bronormen för beräkning av sprickrisk i betong.

I samtliga fall krävs omfattande materialdata över;

- (1) cementets värmeutveckling
- (2) cementreaktionens tids- och temperaturberoende
- (3) betongens krypegenskaper, E-modul och draghållfasthet som funktion av tiden.

Provningsmetoder för erforderliga mekaniska egenskaper har utvecklats inom program CIMS 2D.

För att minska risken för sprickbildning där beräkning visar att risken är stor kan ett antal metoder användas:

- Användning av cement med lägre värmeutveckling, t.ex. cement av typ BV
- Kylning av betongmassan med is
- Kylning av betongmassan med flytande kväve, referens (44)
- Kylning av gjuten betong genom pumpning av kallt vatten genom inlagda kylrör. Referens (45).

VII.9.4 Vidhäftningsbrott orsakade av temperaturrörelser hos färdig reparation

Eftersom reparationsbetong och underlagsbetong har samma längdutvidgningskoefficient är risken för skadliga temperaturinitierade spänningar liten.

Detta har även påvisats vid ett accelererat försök där reparerade prover utsattes för upprepade snabba temperaturcykler. Referens (38).

Kommentar

I samma försök provades även betongprover belagda med 8 olika polymerskikt. Inte heller dessa fick någon betydande vidhäftningsförlust.

VII.9.5 Vidhäftningsbrott orsakade av mekanisk last

Vidhäftningshållfastheten mellan en pågjuten och gammal betong är normalt lägre än draghållfastheten hos de båda betongerna. Därför är det sannolikt att en mekanisk överbelastning som ger skjuv- eller dragspänningar i första hand ger vidhäftningsbrott och inte dragbrott i de båda betongerna.

Risken för vidhäftningsbrott beror på lastens typ och på vidhäftningens storlek.

VII.9.6 Vidhäftningsbrott orsakade av frysning

Risken för att ett frostbeständigt betongbaserat reparationsskikt *gjutet direkt* mot den gamla betongen skall frysa loss är liten. Detta har konstaterats experimentellt, se Figur VII.4. Referens (38).

Risken för bortfrysning av ett *epoxilimat* betongskikt på gammal betong är däremot större, förmodligen beroende på att fuktnivån blir hög under det täta limskiktet.

Reparation av en konstruktion utsatt för frysning bör alltid ske med frostbeständig betong gjuten direkt mot den gamla betongen utan mellanliggande tätt limskikt

OBSERVERA

Vid användning av *polymerbaserade reparationslager* är risken för att detta fryser loss större än vad som gäller för ett betongbaseart skikt på grund av den större risken för att fukt ackumuleras under det täta skiktet. Se avsnitt VII.5 ovan.

VIII
PÅGJUTNINGSSYSTEM. MATERIAL OCH UTFÖRANDE

VIII.1 VAL AV PÅGJUTNINGSSYSTEM - ALLMÄNT

Med ”pågjutningssystem” avses:

1. Typ av reparationsmaterial och dess egenskaper
2. Tjocklek (geometri) hos reparationen
3. Produktionsteknik

Avgörande för val av pågjutningssystem är:

1. Ägarens krav på reparationens livslängd
2. Typ av skada
3. Yttre miljö

Val av system kan baseras på diskussioner i avsnitt VII.

I de allra flesta fall, där betongen utsätts för naturliga klimatpåfrestningar (varierande fuktnivå, fryscykler), är renodlade cementbaserade system som gjuts direkt mot den preparerade (rensade) betongkonstruktionen att föredra av beständighetsskäl.

VIII.2 GJUTEN BETONG OCH CEMENTBRUK

VIII.2.1 Materialsammansättning

Normalt utförs reparationen med konventionell betong eller cementbruk som gjuts mot den sanerade konstruktionen.

Kvalitetsnivån bestäms av skadans typ och miljöns aggressivitet. Kvalitetskrav som ger god säkerhet vid några vanliga reparationer (och vid normala tjocklekar/täckskikt) är:

Utomhus ej utsatt för kloridbelastning. Måttlig fuktbelastning

- $v_{ct} \leq 0,50$
- $\geq 4,5\%$ luft
- Ingen inblandning av mineraliska tillsatsmaterial

Utomhus ej utsatt för kloridbelastning. Hög fuktbelastning

- $v_{ct} \leq 0,45$
- Cement av typ BV/LA/SR utan fillertillsats
- God frostbeständighet påvisad med salt-frostprovning
- Frostbeständig ballast
- Ingen inblandning av mineraliska tillsatsmaterial

Utomhus utsatt för kloridbelastning

- $v_{ct} \leq 0,40$
- Cement av typ BV/LA/SR utan fillertillsats
- God frostbeständighet påvisad med salt-frostprovning
- Frostbeständig ballast
- Ingen inblandning av mineraliska tillsatsmaterial

VIII.2.2 Tjocklek

Reparationslagrets tjocklek ovanför existerande och ev. ny armering måste väljas så att önskad livslängd uppnås i aktuell miljö vid valt v_{ct} .

Alternativt: v_{ct} måste anpassas till möjlig tjocklek så att önskad livslängd uppnås.

Principer för samstämmning av betongkvalitet och betongtjocklek beskrivs i avsnitt VII.

VIII.2.3 Produktionsteknik

Reparationsbetongen appliceras med konventionell gjutningsteknik och vibrering.

Vibreringen (bearbetningen) måste vara så intensiv att man får mycket god komprimering mot underlagsbetongen, och fullständig kringgjutning av armeringen.

Komprimeringen får dock inte driva ut så mycket luft ur reparationsbetongen att dess frostbeständighet blir bristfällig.

Plastisk krympning undviks genom att den nygjutna betongen skyddas mot uttorkning. Detta är särskilt viktigt vid torr och varmt väder samt för betong med låg vattenseparation och lågt vct.

Betongen skyddas mot tidig frysning under de första dygnet.

När ingen frysrisk finns fukthärdas betongen under ca 1 vecka.

Vakuumbehandling av ytan ger mycket hög täthet och beständighet. Tekniken bör därför övervägas där den är praktiskt möjlig att genomföra.

VIII.3 STÅLFIBERBETONG

VIII.3.1 Allmänt

Reparationen kan utföras med *stålfiberbetong*. Denna kan antingen vara gjuten eller sprutad.

Kvalitetskraven vad avser högsta tillåtna vct och frostbeständighet är desamma som för gjuten betong. Anpassning av kvalitet sker med hänsyn till möjlig tjocklek/täckskikt hos reparationen.

Stålfiberinblandning ökar betongens seghet och minskar därför risken för sprickbildning. Skyddet mot armeringskorrosion i den gamla betongen är lika gott som vid användning av konventionell betong med samma vct, cementsort och tjocklek.

Stålfiberbetongens egen beständighet kan göras lika hög som hos konventionell betong.

Samma regler gäller för komprimering och efterbehandling som för konventionell gjuten betong.

VIII.3.2 Frostbeständighet

Gjuten stålfiberbetong kan saltfrysprovas på samma sätt som konventionell reparationsbetong och med samma kravnivå på maximalt tillåten avskalning. (Metod SS 13 72 44).

OBS: Det kan ibland vara vissa svårigheter att få tillräckligt hög och god luftinblandning i fiberbetong eftersom fibrerna ”stör” luftporbildningen och luftporstabiliteten.

Sprutad stålfiberbetong kan frysprovas på prov som i efterhand tas ut ur den färdiga reparationen. Ett bättre alternativ är att göra förprovning på prover ur realistiska provsprutningar, som då måste göras med samma delmaterial och utrustning som de som kommer att användas vid reparationen.

Undersökningar visar att det kan vara svårt att få hög och säker saltfrostbeständighet vid sprutad stålfiberbetong; Referens (46). Ofta ger torrsprutning högre frostbeständighet.

VIII.3.3 Fiberkorrosion

Stålfibrer har hög korrosionsbeständighet även när de ligger nära betongytan. Orsaken till detta är att fibrerna har så liten volym att korrosionsströmmen blir mycket låg. Referens (46).

Fiberändar som sticker ut ur ytan kommer dock att rosta vilket ger missfärgning av betongytan. Om man vill undvika detta kan man använda rostfria fibrer.

VIII.4 SPRUTBETONG

Reparation kan utföras med konventionell sprutbetong som antingen är *torrsprutad* eller *våtsprutad*.

Kvalitetskraven med avseende på högsta vct och frostbeständighet är desamma som för gjuten betong. Anpassning av kvalitet sker till möjlig tjocklek/täckskikt hos reparationen.

Funktionen hos reparationen blir lika hög som för konventionell gjuten betong med *samma vct och tjocklek*.

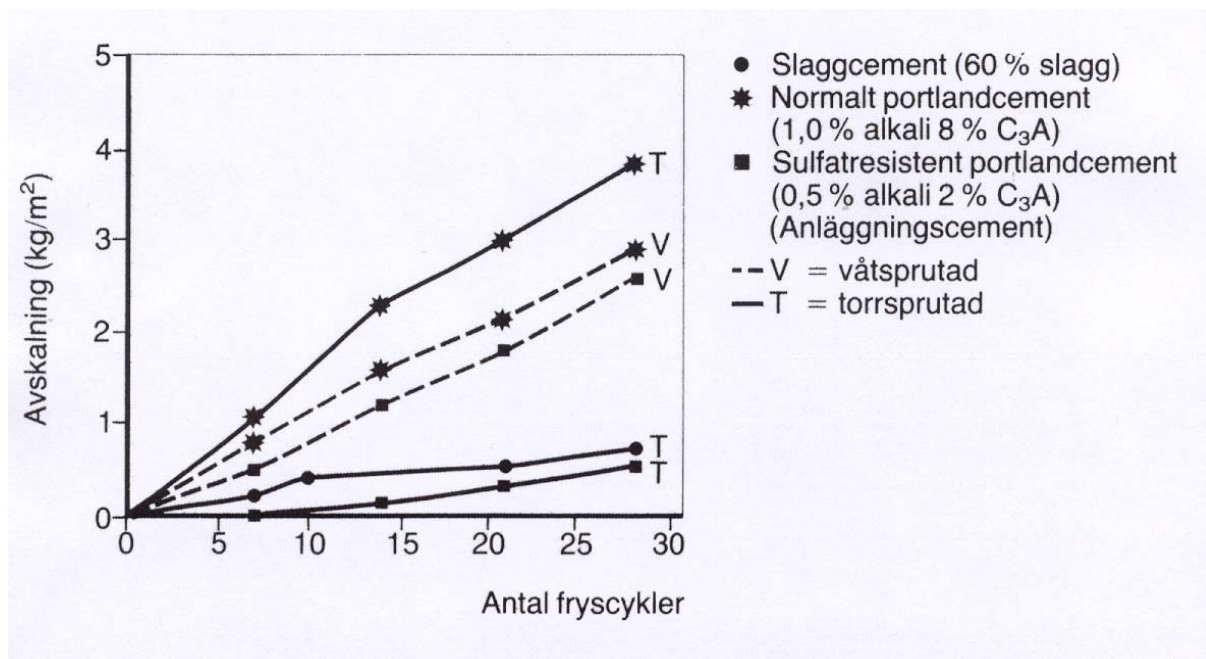
Kvaliteten hos det färdiga sprutbetongarbetet är dock svår att helt förutse. Orsaker är:

1. Vid *torrsprutning* blir vattencementtalet inte väldefinierat. vct beror till stor del på hur arbetet utförs och på operatörens skicklighet. Följaktligen är det också svårt att exakt förutse hur effektivt skyddet blir av armering som är kringsprutad.
2. Vid *våtsprutning* blandas betongen före sprutningen, varför det finns möjligheter att veta vilket vct man får hos den färdiga betongen. Däremot innehåller betongen oftast stora mängder "konsistensgivande" och "bindetidsaccelererande" tillsatsmedel, vilket medför osäkra effekter på betongens beständighet.
3. All sprutbetong medför risk för *låg, eller mycket låg, frostbeständighet*.

I *våtsprutad* betong kan man visserligen tillsätta luftporbildande medel, men det är osäkert i vad mån dessa fungerar på avsett sätt under sprutning och i kombination med de andra tillsatsmedel som används i betongen.

I *torrsprutad* betong kan man inte tillsätta luft. Ofta förefaller det dock som om man ofta automatiskt får en gynnsam lufthalt i den färdiga betongen. Därför tycks torrsprutning vara säkrare ur frostbeständighetssynpunkt än våtsprutning.

Exempel på frysprovningresultat av provsprutningar visas i Figur VIII.1. Enligt figuren ger våtsprutning, liksom betong med högalkaliskt cement, låg frostbeständighet.



Figur VIII.1: Resultat av salt-frostprovning av olika sprutbetongprover. Referens (47).

VIII.5 POLYMERMODIFIERAD BETONG

En polymermodifierad betong består av en konventionell betong i vilken en viss mängd polymer (vinylacetat, akrylat, styrenbutadien, polyester, epoxi, elastomerdispersion, latex) blandas in. Mängden torr polymer varierar mellan ca 5 och 20% av cementmängden.

När betongen hårdnar och torkar utbildas en polymerfilm i betongen vilken påverkar dess mekaniska egenskaper. Ofta ökar betongens töjbarhet. Samtidigt anses vidhäftningen till underlagsbetongen öka. Den färskbetongen får ofta bättre sammanhållning ("klibbighet"), vilket underlättar appliceringen. Av dessa skäl används polymermodifierad betong ofta i torrblandad reparationsbetong och reparationsbruk.

Lufthalten ökar ofta kraftigt varför man ibland måste tillsätta skumdämpande medel i betongen.

Kunskapen om olika typer av polymermodifierad betongs beständighetsegenskaper är i stort sett okända. Egenskaper som är av intresse är:

- Karboniseringshastighet vid olika fuktnivå
- Täthet mot kloridinträngning
- Tröskelnivå för start av kloridjoninitierad armeringskorrosion
- Beständighet mot kemisk påverkan
- Frostbeständighet hos betongen själv i normal och salt miljö
- Frostpåverkan på underlagsbetongen

Möjligen är de första tre egenskaperna ungefär desamma som för konventionell betong med samma vct och cementtyp. Detta är emellertid inte säkerställt.

Frostbeständigheten hos betongen själv går att prova på enkelt sätt. Den är därför inget problem eftersom man kan i varje enskilt fall prova ut ett betongrecept som ger god frostbeständighet.

Påverkan på underlagsbetongens frostbeständighet är mera oklar. I en större undersökning av inverkan av olika reparationssystem på frostbeständigheten visade sig en polymermodifierad betong ge klart negativ påverkan trots lågt vct och hög lufthalt, Referens (38). Detta kunde främst förklaras av att betongen fick mycket bristfällig vidhäftning, vilket var ett oväntat resultat eftersom polymertillsats normalt påstås ge förbättrad vidhäftning.

Andra polymermodifierade betonger kan mycket väl ge betydligt bättre frostbeständighetsresultat.

Den bristande kunskapen om polymermodifierad betongs beständighet gör att man bör iaktta viss försiktighet. Om man använder samma kvalitetsregler som för konventionell betong (lågt vct, lämpligt cement, frysprovning) bör man dock kunna få godtagbar beständighet.

VIII.6 POLYMERBETONG

I polymerbetong byts bindemedlet cement+vatten helt och hållet ut mot en polymer, t.ex. metylakrylat, polyester, epoxi. I övrigt består betongen av samma komponenter som normal betong dvs. sand och grus.

Polymeren polymeriserar och bildar en hård betongmassa.

Hållfastheten är normalt högre än för konventionell betong, medan E-modulen normalt är lägre.

Polymerbetong saknar den konventionella betongens höga pH-värde och kan därför inte skydda betong som gjuts in annat än genom att ha hög täthet.

Beständighetsegenskaperna, t.ex. långtidspåverkan på tätheten, är bristfälligt kända; se avsnitt VII.8.

Påverkan på underlagsbetongens beständighet kan vara negativ, särskilt när det gäller frostbeständigheten; se avsnitt VII.5.3.

Osäkerheten om polymerbetongs förmåga att skydda betong och armering under längre tid gör att den inte bör användas som reparationsmaterial för större reparationer med höga krav på säkerhet och livslängd.

IX
PREPARERING AV BETONGYTA OCH ARMERING

IX.1 PREPARERING AV BETONGYTAN

Enbart faktorer som har betydelse för beständigheten tas upp.

Följande åtgärder vidtas före pågjutningen:

1. Den frilagda betongytan måste ges en grov ytstruktur för att kunna ge god vidhäftning. Normalt får man tillräcklig råhet genom vattenbilning eller mekanisk bilning.
2. Ytan rensas från all lös betong och andra föroreningar. Alla organiska föroreningar t.ex. olja måste tas bort. Rost och föroreningar från rengöring av armering tas bort. Ytan dammsugs.
3. Betongen vattnas under ca 1 dygn. Vattning avbryts i tid för att ytan skall vara yttorr vid reparationstillfället. Alla vattenpölar tas bort.
4. Ytan slammats om möjligt in med cementpasta eller cementbruk 1:1 med vct ≤ ca 0,40 à 0,45.
5. Pågjutning görs direkt efter inslamningen innan denna hunnit torka.

Ibland används en polymerbaserad primer på betongytan. Ibland ”limmas” pågjutningen genom att ett vått epoxiskikt läggs på underlagsbetongen. Orsaken är att dessa åtgärder påstås öka vidhäftningen. Båda metoderna är tveksamma eftersom de kan minska frostbeständigheten genom det täta skikt som bildas mellan pågjutning och underlagsbetong.

Vidhäftningen blir dessutom normalt tillräckligt god även utan dessa s.k. vidhäftningsförbättrande åtgärder.

IX.2 PREPARERING AV ARMERINGEN

IX.2.1 Befintlig armering

Det förutsätts att all kloridinfekterad betong (total kloridhalt $>0,3\%$ av cementvikten) tagits bort i anslutning till det befintliga frilagda armeringsjärnet och att så mycket annan betong tagits bort att ny armering får plats att förankras. Se avsnitt IV.6.

Den befintliga armeringen rensas från all rost, klorid och andra föroreningar genom stålborstning, sandblästring eller vattenbilning.

Ingen s.k. primning eller annan ytbehandling av armeringen, t.ex. beläggning med epoxi, krävs om man är säker på att armeringen kommer att bli helt kringgjuten med ny högvärdig betong.

Kringgjutning bör göras kort tid efter rengöringen av armeringen.

IX.2.2 Kompletterande armering

Kompletterande armering bör vara av samma kvalitet som den befintliga för att i möjligaste mån undvika galvanisk korrosion.

Den nya armeringen kan läggas bredvid den befintliga och najas till denna.

Avståndet mellan armeringsstänger ("armeringspaket") måste vara så stort att man kan få fullständig kringgjutning.

**X
KONTROLL**

X.1 ALLMÄN KOMMENTAR

Endast kontroll som har betydelse för beständigheten tas upp.

Enbart moment som kan/bör ingå i kontroll tas upp. Frekvens av olika typer av kontroll utelämnas

I flertalet fall är kontrollen kopplad till provningsmetoder.

X.2 KONTROLL I SAMBAND MED AVVERKNING AV YTSKIKTET

X.2.1 Karbonatiseringsdjup

När *korrosion orsakad av karbonatisering* är ett problem måste all karbonatiserad betong avverkas. Karbonatiseringsdjupet måste därför mätas i så många punkter att man får en god bild av hur karbonatiseringsfronten ser ut.

Mätning sker:

- Före avverkning
- Efter avverkning för att klargöra att all karbonatiserad betong tagits bort

Provningsmetod: NT Build 357

X.2.2 Kloridjonprofil

När *korrosion orsakad av kloridjoner* är ett problem måste all betong med total kloridhalt >0,3 % av cementmängden avverkas. Kloridprofilen måste därför mätas i ett antal representativa punkter.

Mätning sker:

- Före avverkning
- Efter avverkning för att klargöra att ingen betong med högre kloridjonhalt än 0,3 % finns kvar.

Provningsmetod: Alt 1, titring: NT Build 208

Alt 2, kloridkänslig elektrod: Rapid Chloride Test

X.2.3 Kontroll av armeringsläge och kommande täckskikt

Efter avverkning av skadad och kloridinfekterad betong mäts armeringsläget (överytan) hos befintlig armering och kompletterande armering in i förhållande till förväntad kommande överyta hos pågjutningen. Därur fås mått på det kommande täckskiktet och dess variation. Mätning görs på ett flertal ställen för att variationen i armeringsläge skall kunna uppskattas.

Vid för små täckskikt i förhållande till det krävda med avseende på önskad livslängd måste betonggjutningen göras tjockare.

Provningsmetod: Direkt inmätning av armering i förhållande till kommande överyta som fastställs genom avvägning.

X.3 KONTROLL AV DEN SKADADE KONSTRUKTIONEN

X.3.1 Hållfasthet

Resterande hållfasthet bestäms hos betong som har inre skador av frost, urlakning eller alkalireaktion, eller som har mekaniska skador.

Mätningen görs på utborrade kärnor. Omfattningen och platserna för utborrning beror på skadans omfattning och art och bestäms i samråd med konstruktör.

Provningsmetoder

Tryckhållfasthet: NT Build 240

Omräkning av mätvärdet till ett värde som kan användas i en hållfasthetsberäkning görs enligt SS 13 72 07

Draghållfasthet: SS 13 72 13 (spräckprovning)

Vidhäftnings/förankringshållfasthet: NT Build 365.

Draghållfasthetsvärden kan användas som utgångspunkt för bedömningen. Metod för detta behandlas i referens (38).

X.3.2 Elasticitetsmodul

Resterande E-modul bestäms hos betong som har inre skador av frost, urlakning eller alkalireaktion, eller som har mekaniska skador. Mätning görs på uttagna prover (cylindrar).

Provningsmetod: Alt 1, dynamisk E-modul: EN 14146
Alt 2, statisk E-modul: NT Build 205

XII.2.3 Urlakningsgrad

Urlakningsgraden bedöms genom mätning av resterande mängd kalcium i betongen relativt kalciummängden hos opåverkad betong. Vid kalkhaltig ballast måste kalk från ballasten räknas bort för att man endast skall kunna bedöma cementpastans urlakningsnivå. Då krävs en särskild mätmetod (maleinsyrametoden).

Provningsmetod: Total kalciumhalt: NT Build 437
Kalkhaltig ballast. Kalciumhalt från enbart cement: maleinsyra-
metoden

X.4 MATERIALKONTROLL- REPARATIONSMATERIAL

Kontrollen syftar till att kontrollera att man använder delmaterial och betongrecept som ger önskade betongegenskaper.

X.4.1 Kontroll av att lämpliga delmaterial används

Cementtyp:

Vid leverans från betongstation för gjutning på plats:

Uppgift på följesedel

Torrblandningar:

Uppgift från tillverkare

Mineraliska restmaterial, typ och mängd:

Vid leverans från betongstation för gjutning på plats:

Uppgift på följesedel

Torrblandningar:

Uppgift från tillverkare

Ballastens beständighet:

Ursprung, typ:

Mineralogisk analys från leverantör.

Porositet:

Resultat från provning enligt SS 13 21 25

Alkalireaktivitet:

Resultat från provning enligt tex DS 405.16. ASTM C1260. CSA A32.2-12A.

Se Avsnitt III.5.

Tillsatsmedel:

Vid leverans från betongstation för gjutning på plats:

Uppgift på följesedel

Torrblandningar:

Uppgift från tillverkare

Polymertillsats:

Vid leverans från betongstation för gjutning på plats:

Uppgift på följesedel

Torrblandningar:

Uppgift från tillverkare

X.4.2 Kontroll av att önskad betongsammansättning erhålls

vct:

Vid leverans från betongstation för gjutning på plats:

Data från betongstationens tillverkningskontroll

OBS: allt vatten skall ingå, även ballastfukt och ev. annat vatten.

Vid platstillverkning:

Från uppvägd mängd vatten och cement med tillägg av vatten i ballasten

I torrblandningar efter vattentillsats:

Från uppvägd mängd vatten per kg torrbruk och torrbrukets cementshalt

I våtsprutad sprutbetong:

Från uppvägd mängd

I torrsprutad sprutbetong:

Går ej att kontrollera.

Observera

Medel-vct skall på grund av variationer normalt vara 0,02 lägre än föreskrivet högsta vct

Tryckhållfasthet:

Provning av gjutna kuber: SS 13 72 10

Beständighet:

Lufthalt:

SS 13 71 24

Saltfrostbeständighet:

SS 13 72 44 Metod A

Inre frostbeständighet:

SS 13 72 44 Metod B

Kloridtransport utan hänsyn till kloridbindning

NT Build 356

Behöver normalt inte kontrolleras om vct är i ordning

Kloridtransport med hänsyn till kloridbindning (effektiv transportkoefficient

NT Build 492 eller NT Build 443

Behöver normalt inte kontrolleras om vct är i ordning

Karbonatiseringshastighet:

Behöver inte kontrolleras om vct är i ordning

Uttorkningskrympning:

SS 13 72 15

Behöver normalt inte provas för konventionell betong när receptet är känt

Temperaturutveckling (risk för temperatursprickbildning):

Behöver normalt inte provas om receptet är känt

X.5 KONTROLL AV REPARATIONSARBETE

Det förutsätts att avverkningen är kontrollerad så att ingen defekt betong finns kvar.

Underlagets kvalitet:

Okulär besiktning av att ytan är rengjord

Inslamning:

Kontroll av slammans vct ($<0,40$ à $0,45$)

Kontroll av att inslamningen är fuktig vid pågjutningen

Armering:

Kontroll av att befintlig armering är rensad från rost, föroreningar och gammal betong

Kontroll av att kompletterande armering kommer att få rätt täckskikt

Kontroll av att kompletterande armering är väl fastgjord

Formsättning:

Kontroll av formens mått så att man får rätt täckskikt vid gjutningen

Täckskikt efter gjutning:

Kontroll av att minsta tillåtna täckskikt inte understigits

Vidhäftning mellan reparation och gammal betong:

Kontroll av vidhäftning kan göras med metod NT Build 365.

Fukthärdning:

Kontroll av att krävd fukthärdning genomförts

Risk för tidig frysning:

Kontroll av att pågjutningen inte fryser innan lägst 5 MPa tryckhållfasthet uppnåtts

Sprickbildning:

Okulär besiktning av plastiska krympsprickor och genomgående sprickor

XI
REFERENSER

- (1) Datorbaserad reparationshandbok: *Betongreparation.se*. CBI och Vattenfall Utveckling AB, 2009.
- (2) Fagerlund, G: *Livslängdsberäkningar för betongkonstruktioner. Översikt med tillämpningsexempel*. Avd. byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-3070.
- (3) Fagerlund, G: *Betongkonstruktioners beständighet*. Cementsa 1990.
- (4) Tuutti, K: *Corrosion of steel in concrete*. CBI, Research, Fo 4.82, 1982.
- (5) Byfors, K: *Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH-value in Cement Paste*. Cement and Concrete Research, 1986.
- (6) Short, N: *Kloriddiffusionsmätningar utförda på uppdrag av Cementsa*, Univ. of Aston, England, 1984. Cementsa CM Rapport T84103.
- (7) Meyer, A, Wierig, H-J, Husmann, K: *Karbonatisierung von Schwerbeton*. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Heft 182. W Ernst & Sohn, Berlin, 1967.
- (8) Polder, Larbi: *Investigation of concrete exposed to North Sea water submersion for 16 years*. TNO-Report 93-BT-R0619-02, 1993.
- (9) Houst, Y.F: *Influence of moisture on carbonation shrinkage kinetics of hydrated cement paste*. Proc. 5th Int. RILEM Symp. on Creep and Shrinkage of Concrete, Barcelona 1993. EFN Spon, 1993.
- (10) Fagerlund, G: *Long-term mapping of the chloride load around a Swedish highway exposed to de-icing salt*. Avd. byggnadsmaterial, LTH. Report TVBM-3127, 2005.
- (11) Fagerlund, G: *Metallkorrosion*. Byggnadsmaterial FK, Kompendium, Kapitel 34, 2002.
- (12) EU-Projekt CONTECVET: *Manual for assessing corrosion-affected concrete structures*. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, Spanien, 2001.
- (13) Lindvall, A.: *Environmental actions and response*. Avdelning byggnadsmaterial, CTH. Publ. P-01:3, 2001. Avd. byggnadsmaterial, CTH. Publ. P-01:3.2001.
- (14) Fagerlund, G: *The threshold chloride level for initiation of reinforcement corrosion in concrete. Some theoretical considerations*. Avd. byggnadsmaterial, LTH. Rapport TVBM-3159, 2011.
- (15) Svenska Betongföreningen: *Beständiga betongkonstruktioner*. Betongrapport 1. Utgåva 2. Stockholm 1998.
- (16) Tang, L: *Chloride transport in concrete – measurements and prediction*. Avdelning byggnadsmaterial, CTH. Publ. P-96:6, 1996. (Även datorprogrammet CLINCONC).
- (17) EU-Projekt DURACRETE: *Projekt om metoder för livslängdsdimensionering av betong*. Avslutat 1999.
- (18) Svenska Betongföreningen. *Livslängdsdimensionering av betongkonstruktioner*. Betongrapport 12, 2006.
- (19) Crank, J: *The Mathematics of Diffusion*. 2nd Edition. Oxford Science Publications, Clarendon Press, Oxford 1975.
- (20) EU-Projekt REHABCON: *Example of quantitative service life evaluation*. Work Package 2.3: Evaluation of alternative repair and upgrading options, Annex 2. Avd byggnadsmaterial, LTH. Rapport TVBM-7177, 2004.
- (21) Fagerlund, G: *Livslängdsberäkning med avseende på kloridinitierad armeringskorrosion. Bedömning av alternativa beräkningsprinciper*. Avd. byggnadsmaterial, LTH. Rapport TVBM-7163, 2002.
- (22) Anderberg, Y, Pettersson, O: *Brandteknisk dimensionering av betongkonstruktioner*. BFR, Rapport T13.1992, Del 1 och 2.
- (23) EU-Projekt CONTECVET: *Synergy between different destruction types*. Ingår i *Manual for assessing the residual service life of structures affected by frost*. Avd byggnadsmaterial, LTH Rapport TVBM-7161, 2000.
- (24) Fagerlund, G: *Synergetic effects of combined destructive action on concrete*. Konferensen *Role of Concrete in Sustainable Development*, Dundee 2003.

- (25) Utgenannt, P: *The influence of ageing on the salt-frost resistance of concrete*. Avd. Byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-1021, 1994.
- (26) EU-Projekt CONTECVET: *Salt frost scaling*. ANNEX B till *Manual for assessing the residual service life of structures affected by frost*. Avd byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-7161, 2000.
- (27) Fagerlund, G: *A service life model for internal frost damage in concrete*. Avd byggnadsmaterial, LTH Rapport TVBM-3119, 2004.
- (28) Fagerlund, G: *Moisture design with regard to durability*. Avd. byggnadsmaterial, LTH Rapport TVBM-3130, 2006.
- (29) EU-Projekt CONTECVET: *Internal frost damage*. ANNEX A till *Manual for assessing the residual service life of structures affected by frost*. Avd byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-7161, 2000.
- (30) ibid: *Effect of internal frost damage on mechanical properties of concrete*. ANNEX E till *Manual for assessing the residual service life of structures affected by frost*. Avd. byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-7161, 2000.
- (31) Fagerlund, G.: *Leaching of concrete. The leaching process. Extrapolation of deterioration. Effect on the structural stability*. Avd byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-3091.
- (32) CEMBUREAU: *Use of concrete in aggressive environments*. Recommendation, 1978.
- (33) Rombén, L: *Aspects on testing methods for acid attack on concrete –further experiments*. CBI, Fo 2:79, 1979.
- (34) Locher, F.W., Sprung, S: *Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion*. Betontechnische Berichte, Düsseldorf, 1973.
- (35) Hobbs, D.W., Gutteridge, W.A: *Particle size of aggregate and its influence upon the expansion caused by the alkali-silica reaction*. Magazine of Concrete Research Vol 31, No 109, Dec. 1979.
- (36) EU-Projekt CONTECVET: *Manual for assessing concrete structures affected by ASR*. British Cement Association, 2000.
- (37) Tuutti, K: *Corrosion of steel in concrete*. CBI, Research Fo 4.82, 1982.
- (38) Fagerlund, G, Svensson, O. *Beständighet hos lagningssystem för betongbalkonger*. CBI. Forskning Fo 2:80.
- (39) Möller, G: *Nötningsmotstånd*. Betonghandbok. Material. Kap. 26. 2004.
- (40) Barhelsson, C: *Uttorkning och krympning hos betong med kalkstensfiller*. Avd byggnadsmaterial, LTH Rapport TVBM-5063.
- (41) Silfwerbrand, J: *Effekter av differenskrympning, krypning och fogytans egenskaper på bärförmågan hos samverkansplattor av gammal och pågjuten betong*. Inst. För byggnadsstatik, KTH, Meddelande Nr 147, 1987.
- (42) Peterson, M.: *High performance and self-compaction concrete in house building*. Avd byggnadsmaterial, LTH, Rapport TVBM-1027, 2008.
- (43) Buö, F.: *Flytande golv samt betonggolv på mark*. Nordisk Betong, 1973 Vol 17, Nr 3.
- (44) Fagerlund, G, Jansson, S: *Flytande kväve kyler betong*. Cementa nr 2, 1985.
- (45) Bernander, S: *Kylning av hårdnande betong med kylslingor*. Nordisk Betong, nr 2, 1973.
- (46) Nordström, E.: *Durability of sprayed concrete*. Luleå Tekniska Universitet. Doktorsavhandling 2005:02, 2005.
- (47) Fagerlund, G: *Betongkonstruktioners beständighet*. Cementa, 1987.
- (48) Alberts, C, Strömberg, U. *Skador på betongbalkonger. Uppföljning av tidigare utförda lagningar*. CBI, Ra2:80, 1980.
- (49) Johansson, L: *Skador hos betongbalkonger*. CBI. Forskning Fo 3:76, 1976.