



HÅLLBART SAMHÄLLSBYGGGANDE MED BESTÄNDIG BETONG

Redigerad av:

Jan Trägårdh

Karin Appelquist

Elisabeth Helsing

Erik Nordström

Manouchehr Hassanzadeh

Mårten Janz

Mariusz Kalinowski

HÅLLBART SAMHÄLLSBYGGANDE MED BESTÄNDIG BETONG

Sustainable construction with durable concrete

Redigerad av: Jan Trägårdh, Karin Appelquist, Elisabeth Helsing, Erik Nordström, Manouchehr Hassanzadeh, Mårten Janz och Mariusz Kalinowski

Rapporten utges även i tryckt format av Svenska Betongföreningen, rapport nr 18
Utgåva 1: *ASR i svensk betong – vägledning för nya och befintliga konstruktioner.*
ISSN 1102-3341
ISBN 978-91-87591-08-2
ISBN 978-91-87591-09-9

FÖRORD

Denna rapport utgör ett särtryck av betongrapport nr 18 - 2019 utgiven av Svenska Betongföreningen. Arbetet bakom rapporten har samfinansierats av BeFo, Engeriforsk, SBUF, Trafikverket, Svensk Betong, Nätverket för betongreparationer, Svenska Betongföreningen och RISE.

Stockholm

Patrik Vidstrand

PREFACE

This report is a special edition of Betongrapport nr 18 -2019 published by the Svenska Betongföreningen. The work behind the report has been co-financed by BeFo, Engeriforsk, SBUF, Trafikverket, Svensk Betong, Nätverket för betongreparationer, Svenska Betongföreningen och RISE.

Stockholm

Patrik Vidstrand

FÖRFATTARES FÖRORD

Idag finns det inte någon gemensam EU-norm för provning och regler för ballastmaterial till betongändamål med avseende på ASR. Det medför att regler för kvalitetssäkring av ballastmaterial hänförs till de enskilda länderna inom unionen.

Den föreliggande rapporten ska betraktas som rekommendationer, riktlinjer och som en vägledning med referensinformation i ballastfrågor rörande alkalisilikareaktioner (ASR) i betong för Sverige. Eftersom laboratorie- och fältprovningar fortfarande pågår kommer det troligen att finnas behov för framtida revideringar av rapporten. Rapporten innehåller även information och synpunkter för reparationer, riktlinjer för tillståndsbedömningar samt information kring lämpliga laboratorieanalyser.

Det är meningen att den kunskap och de resultat som tagits fram i rapporten ska, i relevanta delar, implementeras i den svenska tillämpningsstandarden för SS-EN 206 som är SS 137003. Speciellt gäller det den information som finns i Bilaga A – Rekommendationer.

Svenska betongföreningen vill därför med rapporten medverka till att idag befintlig kunskap blir tillgänglig och kommer till användning på bästa sätt. Ett stort tack riktas till de i arbetsgruppen som lagt ner mycket arbete på att ta fram rapporten och till deltagare i referensgruppen samt de företag och organisationer som gett ekonomiskt stöd till arbetet. Rapporten har tagits fram i konsensus med referensgruppen för att få största möjliga acceptans i näringslivet. Ett speciellt tack riktas också till våra norska kollegor i referensgruppen från SINTEF och Heidelberg Cement, som bidragit med värdefulla råd och synpunkter under arbetets gång.

Stockholm

*Richard McCarthy (Svenska Betongföreningen) och
Jan Trägårdh (RISE CBI Betonginstitutet)*

SAMMANFATTNING

Rapporten innehåller rekommendationer och riktlinjer rörande alkalisilikareaktioner (ASR) i betong och ska betraktas som en vägledningsrapport. Vägledningen har förslag på hur man kan förhindra ASR för nyproducerad betong och vilka åtgärder som finns för befintliga konstruktioner som påverkats av ASR. Dessutom finns information om ASR som fenomen och hur sprickbildning i betong påverkas av ballastmaterial, cement, tillsatsmaterial och armering.

Fokus har också riktats mot aktuella frågor som berör en hållbar utveckling. Inte minst gäller det att underlätta utnyttjandet av material på ett resurseffektivt sätt, tex. genom att använda lokala material i större utsträckning eller entreprenadberg från tunneldrivning och vägbyggen i ny betong utan att kvaliteten äventyras. Syftet har varit att främja god hushållning med material, råvaror och energi i enlighet med Miljöbalkens 1:a kapitel, § 1.

När det gäller nyproduktion av betong lämnas förslag på en för Sverige gemensam kvalitets-säkring som innehåller analys och provning av ballast, gränsvärden för godkännande av ballast samt provningsmetodik för godkännande av tänkbara materialkombinationer av ballast och cement (se Bilaga A – Rekommendationer för undvikande av ASR i betong). Bakom förslaget ligger en hel del utvecklingsarbete från provning av olika ballasttyper från hela landet som kombinerats med olika cementsorter och alkalihalter. Arbetet som fortfarande pågår, kan innebära en revidering av den här föreslagna accepterade alkalinivån i betong med ballast som inte behöver genomgå provning (för närvarande 3,0 kg alkali/m³ betong). Det förslag på kvalitetssäkring som finns beskriven i Bilaga A innebär ett provningsschema som i olika steg kan godkänna eller underkänna ett ballastmaterial eller en cement-ballast kombination. Meningen är att relevanta förslag i rapporten ska kunna implementeras i den svenska tillämpningsstandarden för SS-EN 206 som är SS 137003.

Det har saknats rekommendationer och riktlinjer för vad som ska ingå i en tillståndskontroll och hur bedömningen bör gå till för att kunna ge rätt beslutsunderlag. Rapporten ger förslag på arbetsgången och de aspekter som bör ingå. Dessa är: 1) typ av skada (sprickor, avskalningar, klämda fogar etc.), 2) skadeorsak (här ASR, men ofta i kombination med frost), 3) skadans placering på konstruktionen, 4) skadans omfattning, 5) skadans effekt på funktionen, och 6) bedömning av framtida nedbrytning och funktionsnedsättning. Tillståndskontrollen består av två nivåer: en preliminär inledande kontroll och en detaljerad kontroll. Den första är huvudsakligen kvalitativ och sker efter skadans upptäck vid en rutininspektion. Den avgör om en detaljerad undersökning är nödvändig. Exempel på relevanta fält- och laboratorieundersökningar som kan ingå i en detaljerad kontroll ges. För att inte överarbeta tillståndskontrollen är det viktigt att den sker stegvis och avslutas när tillräcklig information finns för att fatta ett välgrundat beslut. Om beslutet är att reparera, ska tillräcklig information finnas för att utforma en reparationsåtgärd i enlighet med SS-EN 1504-9. Bedömningen kan naturligtvis också bli bristfällig och inte besvara i projektet uppställda frågor, om den avslutas i ett för tidigt skede. Ett antal fallstudier finns kort beskrivna i rapporten som exemplifierar hur en tillståndskontroll har praktiserats hittills. Rapporten ger också en beskrivning av olika möjliga reparationsmetoder samt när och hur de kan användas.

I rapporten ingår exempel på livscykelanalyser av några typfall: 1) vattendamm från 1970, 2) sprutbetong i tunnel, 3) kantbalk för bro och 4) fundament till vindkraftverk. Ballastransportens betydelse och ASR-reparationsåtgärdens kostnad och inverkan på livscykelanalysen går igenom för de olika fallen.

Med de riktlinjer som föreslås i rapporten kommer man att kunna överväga användningen av ballast som inte klarar dagens tester, vilket möjliggör en mer resurseffektiv och hållbar användning av potentiellt alkalireaktiv ballast. Orsaken till detta är bl.a. utvecklade provningsmetoder (funktionsprovning) och differentierade krav för olika användningsområden. I högre grad kommer man att kunna använda sig av lokala ballastmaterial som annars inte hade varit möjlig att använda i betong enligt gällande provning. Rapporten ger därför möjlighet till ett mer optimalt utnyttjande av befintliga täkter.

I. BAKGRUND

Syfte med rapporten

Den föreliggande rapporten ska betraktas som rekommendationer, riktlinjer och som en vägledning med referensinformation i ballastfrågor rörande alkalisilikareaktioner (ASR) i betong. Syftet är att relevanta resultat från projektet ska kunna implementeras i den svenska tillämpningsstandarden för SS-EN 206 som är SS 137003.

I Sverige lever vi med en åldrande infrastruktur vilket medför ett ökat behov av tillståndskontroll och reparationsåtgärder för att förlänga livslängden i olika betongkonstruktioner. Det finns emellertid inte någon enhetlig syn på vad som bör ingå i en tillståndskontroll av konstruktioner som visar tecken på skador orsakade av ASR eller hur dessa skador ska behandlas. Det finns därför ett behov av rekommendationer för vad som ska ingå i processen för en tillståndskontroll för att denna ska kunna bidra med den information som behövs för relevanta åtgärder och reparationsförslag. Att kunna förvalta och underhålla t.ex. broar, dammkonstruktioner och bergtunnlar på ett effektivt sätt möjliggör en ökad livslängd, vilket i sin tur bidrar till ökad hållbarhet.

Idag finns det inte någon gemensam EU-norm för provning och regler för ballastmaterial till betongändamål med avseende på ASR. Det medför att regler för kvalitetssäkring av ballastmaterial hänförs till de enskilda länderna inom unionen. En anledning till det är olika ballastmaterial skiljer sig väsentligt åt i fråga om reaktivitet i betong mellan olika länder, liksom reaktiviteten i olika ballastfraktioner. Det medför att kriterier för godkännande och regelverk, samt till viss del provningsmetodik, kommer att skilja sig åt mellan olika länder. När det gäller provningsmetodik för godkännande, så förekommer ett kontinuerligt arbete inom RILEM för att så långt som möjligt nå en gemensam metodik avseende ASR och det utvecklas för närvarande olika metoder för olika ändamål. Den provningsmetodik som finns idag täcker dock inte alla behov, särskilt med tanke på att nya alternativa bindemedel kontinuerligt introduceras på marknaden. Ett syfte med detta projekt har därför varit att använda de metoder som utvecklas inom RILEM, men att fastställa egna gränsvärden för att kunna etablera kriterier för godkännande ballastmaterial i Sverige, både avseende inhemsk och importerad ballast. Ett exempel är ett s.k. funktionstest som går ut på att prova en kombination av delmaterial som kan medföra att man kan godkänna en viss bindemedelskombination tillsammans med en alkalireaktiv ballast.

Med dessa riktlinjer kommer man kunna överväga användningen av ballast som inte klarar dagens tester, vilket möjliggör en mer resurshållande och hållbar användning av potentiellt alkalireaktiv ballast. Orsaken till detta är bl.a. utvecklade provningsmetoder (funktionsprovning) och differentierade krav för olika användningsområden. I högre grad kommer man kunna använda sig av lokala ballastmaterial som annars kanske ratats. Rapporten ger rekommendationer för ett mer optimalt utnyttjande av befintliga täkter och visar hur entreprenadberg bör utredas under tillståndsprocessen för att senare i byggskedet kunna användas för betongändamål. Syftet är att främja en hållbar utveckling där god hushållning med material, råvaror och energi eftersträvas i enlighet med Miljöbalkens 1:a kapitel, § 1.

Rapporten har tagits fram utifrån den kunskap vi har idag. Eftersom forskning pågår både nationellt och internationellt bör rapporten uppdateras regelbundet med resultat från den senaste forskningen, särskilt avseende nya bindemedel och validering av gränsvärden. De senare bör upprättas utifrån jämförelse mellan pågående laborations- och fältprovningar.

Kort historik över ASR i Sverige

I motsats till Danmark, och till viss del Norge, så har Sverige i stora drag förskonats från många allvarliga betongskador orsakade av ASR. Detta beror på olika faktorer där typen av ballast som förekommer i landet är en av orsakerna. I Sverige är oskadlig ballast den vanligaste typen och dessutom har vi generellt en långsamreaktiv ballast som ger en begränsad sprickvidd efter ca 20 år. En annan, kanske viktigare faktor som har begränsat skadebilden i Sverige, har varit att det har funnits cement med låg alkalihalt (0,40–0,85 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) på den svenska marknaden fram till slutet av 70-talet. Dessa användes ofta till anläggningskonstruktioner innan det lågalkaliska anläggningscementet introducerades kring 1980.

Konstruktioner som drabbas hårdast ekonomiskt är framförallt dammkonstruktioner och broar som byggs med en längre förväntad livslängd, men även hus och marina konstruktioner förekommer i ASR-utredningar.

Vid den stora kraftverksutbyggnaden kring 40- och 50-talet byggdes traditionellt kraftverksdammar som ägdes av Vattenfall AB med Limhamns LH cement (cementhalter $<350 \text{ kg/m}^3$) och med oskadliga/långsamreaktiva ballastmaterial som hämtades öster om inlandsbanan. Detta har troligen minskat utvecklingen av ASR i dessa konstruktioner. Under vissa år användes även pozzolana material som t.ex. trass eller slagg för att sänka värmeutvecklingen i betongen, vilket också hindrade utvecklingen av ASR.

Undantag finns och de är viktiga att vara observanta på eftersom de till stor del innehåller ballast liknande de alkalireaktiva ballasttyper som finns i Danmark och Norge. Som exempel kan nämnas att i Skåne förekommer samma typ av snabbreaktiv ballast som i Danmark (porös flinta) och längs fjällkedjan mot inlandsbanan förekommer samma typ av reaktiva bergarter som finns i Norge (t.ex. sparagmit, som kan karaktäriseras som medel- till långsamt alkalireaktiv). Ytterligare undantag finns runtom i Sverige, där långsamreaktiva bergarter förekommer i olika deformationszoner eller i områden med metavulkaniter.

I de dammkonstruktioner där inte lågalkaliskt cement eller puzzolana material användes ser man emellertid ofta betydande ASR-skador p.g.a. användning av alkalireaktiv ballast. Efter ca 50–70 år har ofta dessa konstruktioner nått sin maximala tekniska livslängd. Exempel på detta är Hotagens kraftverksdamm som fick rivas i förtid eftersom det byggdes med ett standardcement med en alkalihalt kring 1,1 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ och med vanligt förekommande reaktiva ballasttyper från fjällkedjan.

Tidigare ballastundersökningar i Sverige

Cementets hårdnande intresserade tidigt några geologer och mineraloger, Högbom på 1880-talet, senare Sundius och Assarsson, som bland annat deltog i Vattenfalls utredningar om betongskador på 1920-talet. På 1940-talet upptäcktes ASR i betong i Nordamerika och Australien. Jämte förekomsten av sulfatskador med kismineral i skifferbergarter nära fjällkedjan ökade detta intresset för ballastmaterialens kvalitetsfrågor i Sverige från 1950-talet och framåt, bl.a. genom undersökningar av bergarternas petrografiska sammansättning (Hagerman & Roosaar 1955, 1960). Danska Bygghörsningsinstitutet undersökte en dammkonstruktion i Norrland 1956 och fastställde att reaktiv ballast i form av fyllit (lerskiffer) hade orsakat expansion och sprickbildning (Idorn, 1964). I ballastkornen var sprickorna fyllda med alkalilikagel, medan sprickorna i cementpastan ofta var zonerade och bestod av ettringit och karbonatiserad alkalilikagel. Eftersom skadorna hade orsakat avskalning på dammväggarna ansågs det troligt att ASR och frost samverkade. Förekomsten av ettringit i samband med alkalilikagel i sprickor är relativt vanligt och tyder på fuktvandring längs sprickväggarna. Tor Hagerman och Heino Roosaar var först i Sverige med att ordentligt undersöka olika bergarters

alkalisilikareaktivitet i betong i Norrland och längs fjällkedjan 1955. Nedan följer en kort beskrivning av några svenska undersökningar av olika bergarter:

- **Hagerman, T. & Roosaar, H., 1960:** Olika naturgrus från Västerbotten och Jämtland samt flinta från Skåne provades enligt ASTM C227-52 T som innebar expansionsprovning med bruksprismor (25x25x250 mm) i 12 månader. Standard Portlandcement med $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ mellan 0,2 % (Limhamn cement) till ca 1,1 % användes. Provnigen indikerade att ballastmaterial från täkter norr om Strömsund i Västerbotten och från Vallbo i Jämtland visade förhöjd expansion tillsammans med cement som hade 1,1 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$. Tillsammans med cement med 0,2 och 0,8 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ inträffade ingen nämnvärd expansion. Materialen bestod av kvartsiter, sparagmiter, glimmerkvartsiter och fyllitiska skiffrar. Strömsundsmaterialet visade samma storlek på expansionen för fraktionen <8 mm som för fraktionen 8–32 mm. Efterföljande mikroskopiundersökning kunde dock inte entydigt påvisa förekomsten av sprickor eller gelbildning. Expansionen med 5 och 10 volym-% flinta visade dock snabb och stor expansion (1,1 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) med gelbildning och sprickor. Flintan var vit och porös från Limhamn med kalcit, kalcedon och opal.

- **Nilsson, L-O. & Peterson, O. 1983 och Hilleborg, A. & Nilsson, L-O. 1979:** Ett flertal skadefall har rapporterats från Skåne med flintamaterial som orsakar s.k ”pop-outs”. Pop-outs uppträder när ett högreaktivt ballastkorn (opal flinta, opalsandsten) expanderar på grund av svällning nära betongytan. Pop-outs kan orsakas av en form av ASR eller frost. När ASR sker inomhus så sker det i fuktiga utrymmen som till exempel golv och källarväggar. Skadan kan förvärras om betongen har tätskikt på insidan. Undersökningen 1983 visade att flest pop-outs förkom vid en relativ fuktighet kring 90 % med samma typ av flinta som undersöktes 1979.

- **Lagerblad, B. & Trägårdh, J. 1992a, 1992b:** Reaktiviteten och den potentiella expansionen hos ett flertal bergarter provades med en dansk metod i mättad NaCl-lösning (NT Build 295) som tillämpades på betongprismor (1992a, CBI-metod 1, Bilaga F). Huvudsakligen provades långsamt reaktiva metavulkaniter, kataklasiter och myloniter från Mellansverige men även flinta från Skåne och fjällbergarter från trakten av Strömsund ingick i provningen. Speciellt finkorniga metavulkaniter och myloniter/kataklasiter visade på höga expansionsnivåer med CEM I med en alkalihalt på ca 1,1 $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$. Mycket finkorniga myloniter/kataklasiter från Stockholmsområdet visade att de fina fraktionerna, 0–4 mm och speciellt 1–2 mm, var mer reaktiva än stenfraktionen (8-16 mm). Ingen skadlig expansion kunde observeras med CEM I med en alkalihalt på 0,5–0,6 $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$. En förklaringsmodell för reaktionsmekanismen hos långsamt reaktiva bergarter i betong presenterades på den 9:de Internationella konferensen för alkali-ballast reaktioner i betong (1992b).

- **Appelquist, K., Trägårdh, J., Göransson, M. & Döse, M. 2014:** Sveriges Geologiska Undersökning (SGU) och CBI Betonginstitutet gjorde en inventering av olika bergarter i Sverige med avseende på ASR. 23 bergartsprover analyserades med hjälp av polarisationsmikroskop enligt RILEM AAR-1 och expansionstest med bruksprismor enligt RILEM AAR-2. Olika metavulkaniter, myloniter, kataklasiter och sandstenar befanns vara reaktiva medan svagt deformerade gnejser och odeformerade graniter huvudsakligen var oskadliga.

II. KOMMITTÉNS SAMMANSÄTTNING

Arbetsgrupp:

Iad Saleh	BeFo/NCC
Mikael Westerholm	Cementa
Nadia Al-Ayish	RISE CBI Betonginstitutet
Karin Appelquist	RISE CBI Betonginstitutet/Ramboll Sverige AB
Otto During	RISE CBI Betonginstitutet
Elisabeth Helsing	RISE CBI Betonginstitutet
Mariusz Kalinowski	RISE CBI Betonginstitutet
Urs Mueller	RISE CBI Betonginstitutet
Jan Trägårdh	RISE CBI Betonginstitutet
Manouchehr Hassanzadeh	Sweco Energy
Erik Nordström	Sweco/Vattenfall R&D
Staffan Carlström	Swerock
Peter Martinsson	Swerock
Ingemar Löfgren	Thomas Concrete Group
Marcus Hautakoski	Vattenregleringsföretagen/Fortum
Mårten Janz	ÅF

Referensgrupp:

Jan Lillieblad	Abetong
Jonas Carlswärd	Betongindustri AB
Henrik Wall	COWI
Alex Grossmann Colin	Heidelbergcement
Terje Rønning	Heidelbergcement
Fitsum Girum	MRM Konsult AB
Rickard Sundvall	MRM Konsult AB
Mats Fehrm	NCC Industry AB
Helen Sälling	PEAB Asfalt AB
Ali Farhang	Ramboll Sverige AB
Jan Lindgård	SINTEF
Thomas Eliasson	Sveriges geologiska undersökning
Lars Stenlid	Skanska Väglaboratorium
Ingemar Heikenberg	Starka
Urban Åkeson	Trafikverket
Mikael Oxfall	NCC
Fredrik Hellman	VTI

Styrgrupp:

Per Tengborg	BeFo
Richard McCarthy	Betongföreningen
Marcus Hautakoski	Energiforsk
Andreas Karlstedt	Energiforsk
Hans Hedlund	SBUF
Arvid Hejll	Trafikverket
Anders Wiberg	Trafikverket

III. KOMMITTENS UPPGIFT

Kommitténs uppdrag från Svenska Betongföreningen är att i en rapport ta fram **nya svenska riktlinjer rörande alkalisilikareaktioner (ASR) i betong**. Handledningen ska ge en introduktion till nedbrytningsmekanismen ASR så att läsaren får en förståelse för vilka parametrar som kan ha en inverkan på ASR och hur dessa påverkar betongens beständighet och livslängd. Rekommendationer för undvikande av ASR ska framgå, med hänsyn till miljöförhållanden och exponeringsklasser; metoder för ballast- och funktionstester; utarbetandet av modifierade testmetoder som är anpassade till svenska förhållanden; anvisningar när alkalisilikareaktiv ballast kan tillämpas i betong; och accepterat alkaliinnehåll i betong med andra bindemedel än CEM I. Åtgärder för befintliga betongkonstruktioner som drabbats av ASR och förslag på reparationsmetoder ska ges tillsammans med framtagandet av en enhetlig modell för tillståndskontroll. Handledningen ska nyttjas för en kostnadseffektiv tillverkning och förvaltning av betongkonstruktioner avseende ASR. Rekommendationerna ska utformas med hänsyn till de miljövillkor och nedbrytningsmekanismer som är typiska för Sverige. Rapporten är tänkt att vara ett underlag för standardisering i SS 137003 *Användning av SS-EN 206 i Sverige* i, angående ASR i betong.

Rapporten behandlar följande punkter:

- 1) Definitioner av begrepp
- 2) Förklaringar avseende nedbrytningsmekanismen ASR, vilka parametrar som påverkar reaktionen samt resulterande sprickbildning
- 3) Riktlinjer, krav och praxis avseende ASR idag
- 4) Exempel på metoder för ballastprovning avseende ASR
- 5) Olika bindemedels påverkan på ASR
- 6) Exempel på funktionsprovningar avseende ASR
- 7) Nya rekommendationer för undvikande av ASR i ny betong
- 8) Tillståndskontroll av betongkonstruktioner
- 9) Analyser för utvärdering och prognosering av ASR
- 10) Reparationsmetoder för ASR-drabbade konstruktioner

Rapporten har nr 18 i föreningens rapportserie. Aktuell upplaga är den första utgåvan.

Följande ingår *inte* i kommitténs uppgift:

- Att ta hänsyn till andra beständighetsmekanismer än ASR

IV. FINANSIERING

Ett stort tack till våra finansiärer som gjort det möjligt att ta fram denna vägledningsrapport och därmed medverkat till att göra svensk betong till ett beständigare byggmaterial. Svenska Betongföreningen har fått ekonomiskt stöd från SBUF, BeFo, Trafikverket (BBT), Energiforsk, Cementa, Svensk Betong, REBET och Konsortiet för forskning på RISE CBI Betonginstitutet.

Enskilda arbetsinsatser från arbetsgrupps- och kommittémedlemmar har dessutom i stor utsträckning bekostats av respektive arbetsgivare.

V. DEFINITIONER

I följande stycke listas termer som används i publikationen.

Term	Definition
Alkalier	Med alkalier menas här Na ⁺ - och K ⁺ -joner i betongens beståndsdelar. Vissa delar är fria och andra bundna. Fria alkalier kan bidra till alkalisilikareaktionen.
Alkalihalt	Den totala alkalihalten uttrycks som Na ₂ O-ekvivalent i vikt-% i cement eller i kg/m ³ i betong. Effektiv alkalihalt är den alkalihalt som finns i betongens porvatten.
Alkalisilikagel	Alkalisilikagel är den produkt som bildas vid alkalisilikareaktionen. Alkalisilikagelen har en amorf till kristallin struktur med varierande kemisk sammansättning. Viskositeten varierar med sammansättningen där silikarika gelsammansättningar tenderar till att vara mer viskösa (trögflytande) och generera ett högre svälltryck än alkalidominerade gelsammansättningar som är lågviskösa (lättflytande). Alkalisilikagelen kan absorbera vatten, svälla och därmed öka sin volym, vilket kan leda till sprickbildning.
Alkalisilikareaktion	Reaktionen innebär att reaktiv kisel/silika från ballasten reagerar med alkalier från cementet (eller annan extern källa som t.ex. vägsalt) och bildar en alkalisilikagel. Denna bildas vanligen runt ballastens korngränser, i övergångszonen mellan ballast och cementpasta.
Alkalireaktiv ballast	I denna skrift används termen synonymt med <i>alkalisilikareaktiv</i> ballast och avser ballast som dokumenterats vara alkalisilikareaktiv i betong. Dokumentationen kan utgöras av resultat från provning eller erfarenhet i fält. I Sverige avses vanligen ballast bestående av finkorniga (<0,063 mm) vulkaniska, kataklastiska, mylonitiska och sedimentära bergarter. Ballast delaktiga i alkalikarbonatreaktioner (ACR) ingår ej då dessa hittills ej påvisats i Sverige.
Alternativa bindemedel	Samlingsbegrepp för tillsatser typ II och andra material än portlandcementklinker som kan utgöra huvudbeståndsdelar i cement enligt SS-EN 197-1:2011 (de vanligaste är flygaska, slagg och silikastoft).
Avsedd livslängd	Antagen tidsperiod för vilken ett bärverk eller en del av det ska användas för sitt avsedda ändamål med förväntat underhåll men utan att större reparationer är nödvändiga (definition enligt SS-EN 199/A12005/AC:2010). <i>Jämför livslängdsklass och teknisk livslängd.</i>
Betongprismemetod	Expansionsprovning som utförs på större prismor av betong, med ballastfraktion 0–16 mm (eller större), t.ex. RILEM AAR-3.
Bindemedel	Samlingsnamn för i betong bindande reaktiva mineraliska material för byggändamål, t.ex. cement eller alternativa bindemedel.
Bindemedelskombination	En kombination av ett cement och tillsatsmaterial typ II (flygaska, slagg eller silikastoft).
Bruksprismemetod	Expansionsprovning som utförs på mindre prismor av bruk, med ballastfraktion 0–4, t.ex. RILEM AAR-2.
Cement	Definieras enligt SS-EN 197-1:2011 som finmalet oorganiskt hydrauliskt bindemedel för byggändamål.
Expansionsprovning	Provningsmetod där ballast och cement (eller annat bindemedel) blandas och gjuts till prismor för volymkontroll under specifika

	miljöförhållanden (med reglerad temperatur, RF och konstant mängd alkalier).
Fin ballastfraktion	Ballast i fraktion ≤ 4 mm.
Flygaska	Finfördelat material som erhålls genom avskiljning ur gasflödet från kolpulvereldade förbränningsugnar. Flygaska har hydrauliska och eller puzzolana egenskaper och kan användas som tillsatsmaterial typ II eller ingå som en huvudbeståndsdel i cement.
Fraktion	Korn som ligger inom ett angivet storleksintervall
Funktionsprovning	Expansionsprovning för utredning av betongs alkalireaktivitet. Kan användas för utvärdering av t.ex. en ballastkombination, kritisk alkalihalt eller cement/bindemedelskombination för en specifik ballast eller ballastkombination, specifika bindemedel eller bindemedelskombinationer eller en specifik betongsammansättning.
Grov ballastfraktion	Ballast i fraktion ≥ 4 mm.
Hydrauliskt bindemedel	Bindemedel som efter tillsats av vatten hårdnar i såväl vatten som luft.
Kisel	Grundämne med atomnummer 14 och den kemiska beteckningen Si. Kisel är det näst vanligaste grundämnet i jordskorpan efter syre och förekommer oftast i form av kiseldioxid (SiO_2), kvarts eller i silikatmineral.
Kritisk alkalihalt	Den alkalihalt i kg per m^3 betong som ger skadlig expansion tillsammans med en viss ballasttyp. Kritisk alkalihalt varierar med typ av ballast.
Kvalitativ analys	Tolkande av beskrivande information i form av anteckningar eller observationer
Kvantitativ analys	Analyserande av data som kan kvantifieras i kategorier eller siffror, d.v.s. uppmätt data som erhålls genom statistiska och matematiska metoder
Kvarts	Mineral med den kemiska formeln SiO_4 .
Livslängdsklass	Livslängdsklass L100, L50 och L20 avser byggnadsverk med en förväntad livslängd på 100, 50 respektive 20 år. Definition enligt BFS 2019:1-EKS 11. Jämför <i>teknisk livslängd</i> och <i>avsedd livslängd</i> .
Långsamreaktiv ballast	Ballast innehållande bergarter som har en reaktionstid och ger sprickbildning i konstruktioner vanligen efter mellan 15 och 25 år. Innefattar kvartsrika finkorniga ($<0,063$ mm) bergarter där den grövre fraktionen (>8 mm) bidrar med mest expansion. Sambandet mellan tid och expansion är ofta linjärt.
Lågreaktiv ballast	Termen används i SS 137003:2015. Det är dock en term som inte rekommenderas, då den kan implicera skadlig ballast. Ersätts i denna rapport med termen <i>oskadlig ballast</i> .
Mald granulerad masugnsslagg	Finnmalt pulver av granulerad masugnsslagg. Benämns även <i>granulerad masugnsslagg</i> eller enbart <i>slag</i> . Framställs genom snabb kylning av en lämpligt sammansatt smält slaggsälta, som fås vid smältning av järnmalm i en masugn. Slagg är ett latent hydrauliskt material som kan användas som tillsatsmaterial typ II eller ingå som en huvudbeståndsdel i cement.
Medelreaktiv ballast	Ballast innehållande bergarter som har en reaktionstid och ger sprickbildning i konstruktioner efter ca 5–15 år. Vanligen kvartsrika finkorniga ($<0,063$ mm) bergarter där de fina fraktionerna

Na ₂ O-ekvivalent	(≤4 mm) bidrar med mest expansion. Initialt en snabb reaktion, men med avtagande reaktion inom provningsperioden. Bindemedlets natrium- och kaliumhalt uttryckt som vikt-% Na ₂ O där $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,654 \times \text{K}_2\text{O}$.
Omgivningskategori	Den miljö som betongen omges av och som har inverkan på ASR. I korthet innebär de: E1 - torr miljö, E2 - fuktig miljö och E3 - fuktig miljö med förvärrande faktorer, som t.ex. tösaltning.
Oskadlig ballast	Bergarter som inte medför skadlig sprickbildning. Kan dock medföra ett svagt sprickmönster efter mycket lång tid med sprickvidder <0,3 mm.
Oskadlig referensballast	Ballast med en expansion <0,04 % efter 14 dagar vid provning med RILEM AAR-2:2016 med 40x40x160 mm prismor.
Parti	En framställd mängd, en levererad mängd, en levererad delmängd (last på järnvägsvagn, lastbil eller fartyg) eller ett upplag som producerats vid ett tillfälle under förhållanden ska kan antas vara konstanta.
Performance test	Se funktionsprovning.
Pessimum	Termen pessimum avser att expansionen är som värst/störst vid en viss mängd ballast kopplat till en viss mängd alkali i bindemedlet. Pessimumförhållanden förekommer främst för snabbreaktiv ballast. Det förekommer också pessimumfraktion, d.v.s. en fraktion där expansionen är som störst.
Petrografisk analys	Provningsmetod för analys av ballast. Kan utföras okulärt eller genom tunnslipmikroskopi (avsnitt 2.3.3.1). Resultatet anges vanligen som mineralogisk och/eller bergartssammansättning av ballast, uttryckt i volym-%.
Portlandcementklinker	Huvudbeståndsdel i Portlandcement. Ett hydrauliskt material som till minst två tredjedelar av sin vikt består av kalciumsilikater.
Potentiellt alkalireaktiv ballast	Bergartstyper som ej dokumenterats vara alkalireaktiva i betong, men som måste antas vara reaktiva baserat på provning (kap 2.3) eller utebliven provning.
Puzzolan	Kiselrikt eller kiselaluminiumrikt material som reagerar med kalciumhydroxid och vatten. Kan vara naturlig, vanligen då av vulkaniskt ursprung, eller aktiverad genom värmebehandling. Kan ingå som en huvudbeståndsdel i cement.
Reaktiv referensballast	Ballast med en expansion >0,18 % efter 52 veckor vid provning med RILEM AAR-3:2016.
Referensprovning	Provning vars resultat gäller över resultat från andra provningsmetoder med samma ändamål. T.ex. anges provning med RILEM AAR-3:2016 som referensprovning av ballastens ASR-reaktivitet i denna skrift samt i SS 137003:2015.
RILEM	International Union of Laboratories and Experts in Construction Materials, Systems and Structures (Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, systèmes de construction et ouvrages). Internationellt förbund för laboratorier och experter inom konstruktionsmaterial, system och konstruktioner. RILEM tar bl.a. fram riktlinjer och metoder för betong.
Silika	Engelskans <i>silica</i> används ofta direktöversatt till svenska, men korrekt benämning är egentligen <i>kiseldioxid</i> .
Silikastoft	Mycket finkornigt material som erhålls vid framställning av kisel eller järn-kisellegeringar i elektriska bågugnar. Kan användas som

Slagg	tillsatsmaterial typ II eller som en huvudbeståndsdel i cement. Silikastoft består huvudsakligen av amorf kiseldioxid i form av sfäriska partiklar, kornstorlek ca 0,1 µm. I denna skrift används termen synonymt med <i>mald granulerad masugnsslagg</i> .
Snabbreaktiv ballast	Ballast innehållande bergarter som har en reaktionstid som ger sprickbildning i konstruktioner inom några år (vanligen 1–5 år). Vanligen bergarter med amorf kisel (tex opal flinta, chert, opal sandsten, kiselkrita) där de fina fraktionerna (≤ 4 mm) bidrar med mest expansion. Snabbreaktiv ballast uppvisar vanligen en pessimum-effekt.
Sortering	Ballastbeteckning med undre (d) och övre (D) kornstorleksgräns och uttryckt som d/D. (Definition från SS-EN 12620+A1:2008). Beteckningen medger förekomst av korn utanför intervallet givet av kornstorleksgränserna. Används för att beteckna kornstorleken hos en ballastprodukt.
Teknisk livslängd	Tidsperiod under vilken ett bärverk eller en del av det förväntas uppfylla sin funktion med förväntat underhåll men utan att större reparationer är nödvändiga. Enligt Trafikverkets Krav Brobyggande: "Vid tillämpning av SS-EN 1992-1-1 får livslängdsklasserna L 20, L 50 och L 100 anses motsvara en avsedd teknisk livslängd lika med 40, 80 respektive 120 år." Detta gäller om även tillkommande krav i TRV:s regelverk följs. Jämför <i>avsedd livslängd</i> och <i>livslängdsklass</i> .
Tillsatsmaterial typ I	Finfördelat oorganiskt material, som inte alls eller endast i ringa grad deltar i de kemiska reaktionerna med vattnet i betong. Exempel på sådana tillsatsmaterial är filler och pigment. (Definition från SS-EN206:2013+A1:2016)
Tillsatsmaterial typ II	Finfördelat oorganiskt material, som deltar i de kemiska reaktionerna med vattnet i betong, och i viss utsträckning kan ersätta portlandcement samt användas för att erhålla speciella egenskaper hos betong. Exempel på sådana tillsatsmaterial är flygaska, silikastoft och slagg. (Definition från SS-EN 206:2013+A1:2016)
Tillsatsmedel	Medel som tillsätts vid betongberedning för att ge betong önskade speciella egenskaper. Exempel på sådana tillsatsmedel är luftporbildande, accelererande och retarderande tillsatsmedel samt flyttillsatsmedel.
vbt	Vattenbindemedelstal = kg vatten / kg bindemedel i den färska betongen
vct	Vattencementtal = kg vatten / kg cement i den färska betongen
Återhållen expansion	Återhållen expansion avser expansion av betong som sker i en konstruktion. Expansionen påverkas, reduceras i förhållande till den fria expansionen, av omgivande material, upplag, armering samt motriktad spänning orsakad av extern belastning. Den motsvarande engelska benämningen är "restrained expansion".

INNEHÅLL

FÖRORD.....	i
PREFACE	iii
SAMMANFATTNING	vii
I. BAKGRUND	ix
II. KOMMITTÉNS SAMMANSÄTTNING.....	xii
III. KOMMITTÉNS UPPGIFT	xiii
IV. FINANSIERING.....	xiii
V. DEFINITIONER	xiv
1. INTRODUKTION	1
1.1 ASR – Grundläggande teori, konsekvenser och utbredning	1
1.1.1 Förutsättningar för ASR.....	1
1.1.2 Faktorer som påverkar ASR.....	1
1.1.2.1 Kritisk mängd alkalireaktiv silika (kiseldioxid) i ballastmaterialet.....	1
1.1.2.2 Tillräckligt hög koncentration av lösta alkalijoner och hydroxidjoner i cementpastans porlösningar	2
1.1.2.3 Tillräcklig tillgång på fukt i betongen.	4
1.1.2.4 Ballastmaterialets kornstorlek, mängd och pessimum.....	5
1.1.2.5 Temperatur.....	9
1.1.2.6 Cyklisk fuktning och uttorkning.....	10
1.1.3 Resulterande sprickbildning och egenskaper som påverkas	10
1.1.4 ASR i Sverige.....	14
1.1.5 Typexempel på drabbade konstruktionsdelar och sprickmönster	17
1.1.5.1 Exempel från brodelar.....	17
1.1.5.2 Exempel från dammkonstruktioner.....	18
1.1.5.3 Exempel från stolpfundament.....	19
1.1.5.4 Exempel från husbyggnad.....	20
1.2 Hållbarhet och resurseffektivitet	21
1.2.1 Livscykelanalys och kostnad för ASR-hämmande åtgärder	21
1.2.1.1 Ingångsdata	22
1.2.1.2 Livscykelanalys.....	23
1.2.1.3 Klimatpåverkan.....	25
1.2.1.4 Kostnad	26
1.2.1.5 Konsekvens av ASR-hämmande åtgärder	28
1.2.2 Entreprenadberg till ballast för betong.....	28
1.3 Översikt av gällande riktlinjer, krav och praxis	29
1.3.1 Nya konstruktioner	29
1.3.1.1 Existerande regelverk i Sverige – formella krav, regelverk och standarder	29
1.3.1.2 Praxis i Sverige	32
1.3.1.3 Internationella riktlinjer	35
1.3.1.4 Jämförelse mellan riktlinjer – Ballastprovningar.....	35
1.3.1.5 Jämförelse mellan riktlinjer - alkalihalt och betongsammansättning	41
1.3.2 Befintliga konstruktioner.....	45
1.3.2.1 Regler och praxis i Sverige.....	45
1.3.2.2 Internationella riktlinjer	45
2. NYA KONSTRUKTIONER.....	47
2.1 Omgivningskategorier	47
2.1.1 Omgivningskategorier enligt SS 137003:2015	47

2.1.2	Omgivningskategorier använda i andra länder.....	48
2.1.3	Kommentarer angående omgivningskategorier	48
2.2	Svenska ballasttyper	49
2.2.1	Generellt	49
2.2.2	Snabbreaktiv ballast	49
2.2.3	Medelreaktiv ballast	49
2.2.4	Långsamreaktiv ballast.....	49
2.2.5	Referensballast	50
2.2.6	Återvunnen ballast.....	50
2.3	Provning av ballast avseende ASR.....	50
2.3.1	Provtagning, krossning och neddelning	50
2.3.2	Metoder för ballastutvärdering.....	50
2.3.2.1	Petrografisk analys (RILEM AAR-1).....	51
2.3.2.2	Kvalitativ petrografi.....	51
2.3.2.3	Bruksprismemetod, 80 °C i NaOH (RILEM AAR-2)	51
2.3.2.4	Bruksprismemetod, 50 °C i NaCl (NT BUILD 295)	51
2.3.2.5	Betongprismemetod, 38 °C (RILEM AAR-3).....	51
2.3.2.6	Betongprismemetod, 60 °C (RILEM AAR-4).....	52
2.4	Olika bindemedels påverkan på ASR.....	52
2.4.1	Portlandcementklinker	53
2.4.2	Flygaska	55
2.4.3	Slagg.....	58
2.4.4	Silikastoft	62
2.4.5	Metakaolin.....	64
2.4.6	Bränd skiffer.....	65
2.4.7	Kalkstensfiller	66
2.4.8	Kombinationer med fler än två bindemedel	66
2.4.9	Total och effektiv alkalihalt	68
2.4.10	Begränsning av ASR enbart genom ersättning av portlandcement med alternativa bindemedel.	71
2.5	Funktionsprovning	73
2.5.1	RILEM AAR-3.....	73
2.5.1.1	RILEM AAR-3.1	74
2.5.1.2	RILEM AAR-3.2	74
2.5.2	RILEM AAR-10.....	74
2.5.2.1	RILEM AAR-10.1	74
2.5.2.2	RILEM AAR-10.2	74
2.5.3	RILEM AAR-11.....	74
2.5.3.1	RILEM AAR-11.1	75
2.5.3.2	RILEM AAR-11.2	75
2.5.3.3	RILEM AAR-11.3	75
2.5.4	RILEM AAR-12.....	75
2.5.5	CBI metod nr 1	75
2.5.6	Fältprovning	76
3.	BEFINTLIGA KONSTRUKTIONER.....	79
3.1	Tillståndskontroll	79
3.1.1	Processbeskrivning.....	79
3.1.1.1	Inledande platsbesök.....	82
3.1.1.2	Skrivbordsstudie	84
3.1.1.3	Preliminär tillståndskontroll.....	85

3.1.1.4	Detaljerad tillståndskontroll.....	85
3.1.2	Fältmätning.....	86
3.1.2.1	Sprickkartering.....	86
3.1.2.2	Sprickssummering.....	86
3.1.3	Laboratorieundersökningar.....	88
3.1.3.1	Undersökningens omfattning.....	88
3.1.3.1.1	Inledande kvalitativ laboratorieundersökning (A).....	89
3.1.3.1.2	Inledande kvantitativ laboratorieundersökning (B).....	89
3.1.3.1.3	Fördjupad kvantitativ laboratorieundersökning (C).....	90
3.1.3.2	Provtagning.....	91
3.1.4	Instrumentering och övervakning.....	92
3.1.5	Prognostisering av ASR.....	94
3.1.6	Analys och beräkningar.....	95
3.1.6.1	Allmänt.....	95
3.2	Reparationsmetoder.....	104
3.2.1	Lindra konsekvenser.....	104
3.2.1.1	Slitssågning.....	105
3.2.1.2	Anpassning av angränsande konstruktioner.....	105
3.2.2	Bromsa reaktionen.....	106
3.2.2.1	Ytskydd mot fukt-/vatteninträngning.....	106
3.2.2.2	Litiumsalter.....	108
3.2.2.3	Klimatskydd.....	108
3.2.2.4	Injekttering och spricktätning.....	109
3.2.3	Strukturell förstärkning.....	110
3.2.3.1	Spännförankringar.....	110
3.2.3.2	Pågjutningar.....	111
3.2.3.3	Kolfiberlaminat.....	111
3.2.4	Övervakning.....	112
3.3	Praktikfall.....	113
3.3.1	Målsättning och avgränsningar.....	113
3.3.2	Val av praktikfall.....	113
3.3.3	Studerade anläggningar.....	114
3.3.3.1	ASR-skadat utskovstorn – Härjedalen.....	114
3.3.3.2	Betongdamm – Jämtland.....	119
3.3.3.3	Vattenkraftstation – Västerbotten.....	120
3.3.3.4	Utskovsdamm och överfallsutskov – Härjedalen.....	122
3.3.3.5	Vattenkraftdamm – Härjedalen.....	124
3.3.3.6	Utskovsdamm – Jämtland.....	124
3.3.3.7	Energiomvandlare nedströms om utskovsdamm – Västernorrland.....	126
3.3.3.8	Valvdamm – Härjedalen.....	127
3.3.3.9	Järnvägsbro – Östergötland.....	130
3.3.3.10	Bro –Bohuslän.....	133
3.3.3.11	Bro – Östergötland.....	135
3.3.3.12	Bro – Uppland.....	137
3.3.3.13	Bågbro – Dalarna.....	138
3.3.3.14	Hus – Uppland.....	139
REFERENSER.....		143
BILAGA A – REKOMMENDATIONER FÖR UNDVIKANDE AV ASR I BETONG.....		159
A1. GODKÄNNANDE AV BALLAST I BETONG.....		159
A1.1. Generellt.....		159

A1.2 Berggrundskartering.....	160
A1.3 Inledande provning.....	160
A1.4 Fortlöpande provningar.....	162
A1.5 Provningsfrekvens.....	162
A1.6 Provtagning, krossning och neddelning.....	163
A1.7 Krav på laboratorium.....	163
A1.8 Gränsvärden.....	164
A2. KRITERIER FÖR ANVÄNDNING AV ALKALIREAKTIV BALLAST I BETONG	164
A2.1 Funktionsprovningens giltighet.....	164
A3. SÄRSKILDA KRITERIER NÄR ALKALIREAKTIV BALLAST INTE BÖR ANVÄNDAS I BETONG.....	168
A3.1 Ballast innehållande fältspatoider.....	168
A3.2 Snabbreaktiv ballast.....	168
A3.3 Återvunnen ballast.....	168
A3.4 Extrema miljöer.....	168
A3.5 Betongkonstruktioner med längre livslängder.....	168
REFERENSER.....	169
BILAGA B – KVALITATIV PETROGRAFI.....	171
B1 TILLÄMPNING AV METODEN.....	171
B2 FÖRBEREDANDE INFORMATION.....	171
B2.1 Geologisk information.....	171
B2.2 Ingående ballastmaterial.....	171
B2.3 Nomenklatur.....	171
B3 UTRUSTNING.....	171
B3.1 Makroskopisk petrografi.....	171
B3.1 Tunnslipspetrografi.....	172
B4 PROVTAGNING OCH PROVBEREDNING.....	172
B5 UNDERSÖKNING AV BALLASTPROV.....	172
B5.1 Allmänt.....	172
B5.2 Makroskopisk petrografi.....	172
B5.3 Tunnslipspetrografi.....	173
B5.4 Beskrivning.....	173
B6 RAPPORT.....	174
BILAGA C – NOMENKLATUR & KLASSIFICERING AV BERGARTER.....	175
C1. INDELNING AV BERGARTER.....	175
C1.1 Oskadlig ballast.....	175
C1.2 Långsamreaktiv ballast.....	175
C1.3 Medelreaktiv ballast.....	175
C1.4 Snabbreaktiv ballast.....	176
BILAGA D – VALIDERING.....	179
D1. FRAMTAGANDE AV METODER.....	179
D2. VALIDERING AV METODER.....	179

D.2.1 Pågående provningar	181
D.2.2 Sammanfattning av resultat från pågående provningar	183
D3. VALIDERING AV GRÄNSVÄRDEN	184
4. Okulär granskning av borrhärnor	187
5. Strukturanalys i tunnslip och planslip	188
5.1 Tunnslip	188
5.2 Planslip	190
6. Damage Rating Index	191
7. Petrografisk analys av ballast i betongprov	192
8. Mikrostrukturanalys av betongen med SEM	194
9. Cementpastans och betongens alkalihalt	195
9.1 Analys med SEM/EDS	196
9.2 Analys med jonkromatograf:	196
10. Betongens cementhalt	197
11. Ballastens kvarvarande alkalireaktivitet	198
12. Mekaniska egenskaper	199
13. Frostbeständighet	200
BILAGA F – CBI METOD NR. 1	201

1. INTRODUKTION

1.1 ASR – Grundläggande teori, konsekvenser och utbredning

1.1.1 Förutsättningar för ASR

Alkalisilikareaktioner (ASR) i betong sker när reaktiv silika (kiseldioxid) eller silikater i ballastkornen reagerar med natrium- och kaliumrika porlösningar i betongen. För att reaktionen ska ske krävs dessutom vatten. Reaktionen leder till att en natrium- och kaliumrik alkalisilikagel bildas som har förmågan att absorbera vatten och svälla. Förmågan att svälla medför att gelen kan utöva ett svälltryck på omgivande cementpasta som kan medföra sprickbildning i betongen. För att sprickbildning ska ske krävs att vissa villkor är uppfyllda samtidigt. Dessa villkor är följande:

- 1) Tillräcklig mängd reaktiv silika (kiseldioxid) eller silikater i ballastmaterialet.
- 2) Tillräckligt hög koncentration av lösta alkalijoner (Na^+ , K^+) och hydroxidjoner (OH^-) i cementpastans porlösning.
- 3) Tillräcklig tillgång till vatten i betongen för att reaktionen ska kunna ske.

Om ett eller flera av villkoren inte är uppfyllda så kan inte reaktionen ske och därför så bygger olika regler och riktlinjer på hur man ska förebygga ASR så att minst ett av villkoren elimineras. Punkt 3 är svårare att eliminera än punkterna 1 och 2 som inte beror på miljön utan är materialparametrar. Punkt 1 förebyggs genom petrografisk analys eller expansionsprovning av ballastmaterialet och punkt 2 genom restriktioner på vilken cementtyp och cementmängd som får användas i en viss miljö.

1.1.2 Faktorer som påverkar ASR

De tre förutsättningarna för att expansion ska kunna ske beror i sin tur på olika styrande faktorer och randvillkor. Nedan ges en genomgång av de faktorer som styr expansion och sprickbildning.

1.1.2.1 Kritisk mängd alkalireaktiv silika (kiseldioxid) i ballastmaterialet

Ju lättare och snabbare silikatmineralet reagerar i betongen ju mindre kritisk mängd av det känsliga ballastmaterialet krävs för att expansion och sprickbildning ska hinna få skadlig effekt under betongens livslängd. Hur fort silikan i ballastmaterialet reagerar beror på silikamaterialets ordning av atomer i kristallgittret, förekomsten av kristallbundet vatten, eventuell deformation i kristallgittret, kristallstorlek, ballastkornens kornstorlek (specifik yta) samt kornens porositet. Samtliga faktorer påverkar reaktionshastigheten och därmed den tid det tar för skadlig expansion att utvecklas i betongen. Kristallernas ordning varierar på en skala från perfekta kristaller i odeformerad kvarts till en mer oordnad kristallbildning, t.ex. amorfa strukturer i opal flinta och chert som innehåller kristallvatten. Grovkornig, odeformerad kvarts är icke-reaktiv (oskadlig), medan opal flinta vanligen är snabbt reaktiv i betong. Anledningen till att en ökad oordning i den atomära strukturen leder till en ökad reaktionsbenägenhet och reaktionshastighet är att den energi som krävs för att bryta mineralets syre-kiselbindningar (aktiveringsenergi) sänks till en nivå som tillåter att reaktionen kan starta.

Förutom atomernas oordning i kristallgittret kan också gittrets deformationsgrad ha betydelse för hur reaktivt mineralet i bergarten är. För att en kristall ska kunna deformeras av krafter i naturen krävs dock att atomerna i gittret är ordnade från början, t.ex. i en kvartskristall. Som

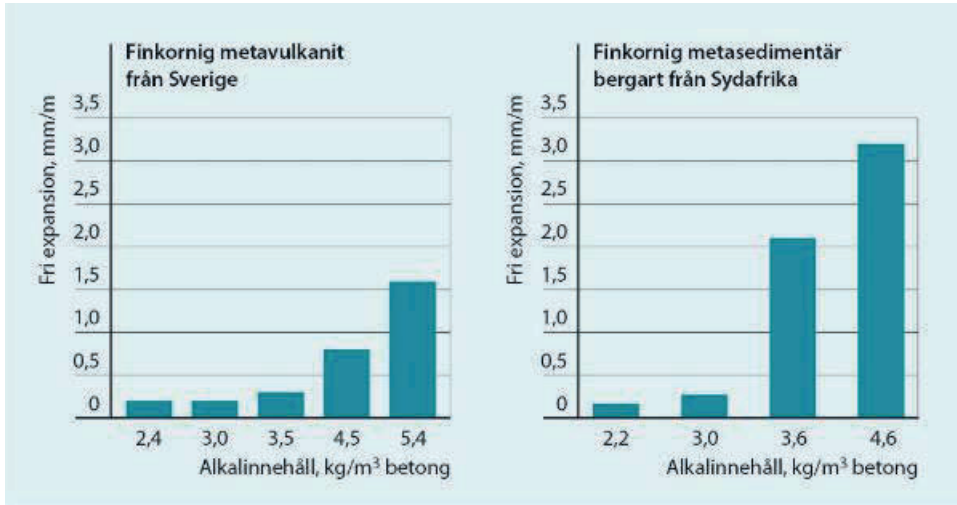
ovan nämnts är kvarts normalt inte reaktiv i betong, men om kvartsens kristallgitter deformerar i hög grad så övergår den till att bli reaktiv. Anledningen till det är samma som för en ordnad atomstruktur, d.v.s. aktiveringsenergin för reaktionen sänks när kristallgittret deformerar. Deformerad kvarts förekommer i deformationszoner och exempel på bergarter är kataklasit, mylonit och breccia. Vissa typer av gnejser kan också höra hit.

Ytterligare en faktor som spelar roll för reaktiviteten och därmed expansionspotentialen i betong är kristallstorleken i ballastkornen och ballastens egna kornstorlek. Det beror på att den specifika ytan ökar och därmed mineralkornens exponering mot alkalina lösningar i cementpastan.

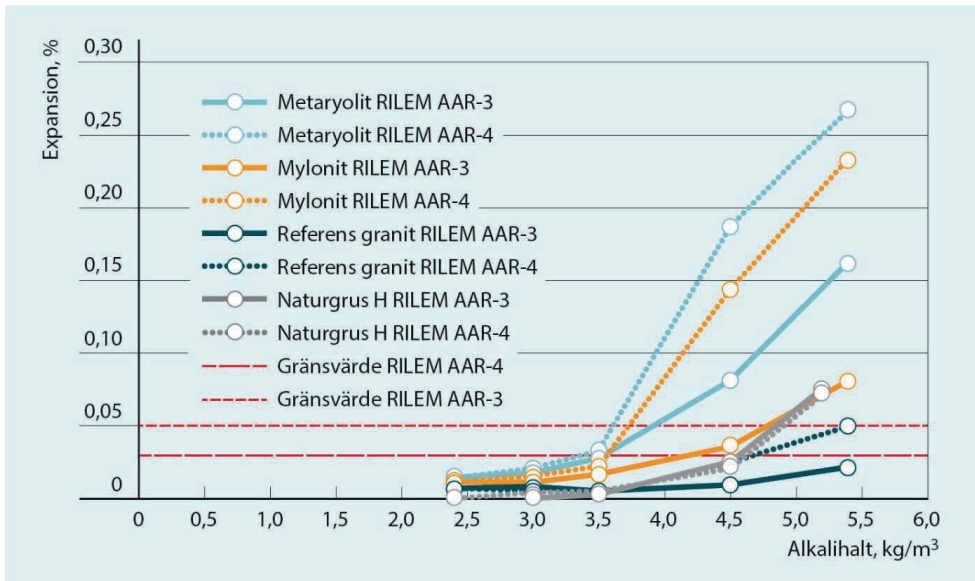
De flesta s.k. långsamt alkalireaktiva bergarter i Sverige har en relativt ordnad kristallstruktur i silikatmineralen, men kristallgittret är antingen deformerat eller mineralkornen finkorniga. Ett mellanting förekommer hos de s.k. medelreaktiva bergarterna där mycket finkornig och deformerad kvarts (kryptokristallin kvarts) kan medföra ett bidrag till reaktiviteten.

1.1.2.2 Tillräckligt hög koncentration av lösta alkalijoner och hydroxidjoner i cementpastans porlösningar

Mängden alkalier i cementets porlösning beror på det ingående cementets ursprungliga sammansättning, där mängden alkalier brukar anges som $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \text{K}_2\text{O}$ uttryckt som viktprocent av cementvikten. Med *lågalkaliskt* menas oftast ett cement med alkaliinnehåll $\leq 0,6$ vikt-% $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$. I SS 134203:2014 ges differentierade krav avseende alkaliinnehåll för portlandcement och cement med flygaska, slagg, silika och kalksten. Den resulterande koncentrationen alkalier i porlösningarna beror emellertid inte enbart på cementets lösliga alkaliinnehåll utan på cementhalten i betongreceptet. Det ger den totala alkali-mängden lösta alkalier i betongen. Den totala alkalimängden i betong brukar därför anges som mängden $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ i kg/m^3 betong. Som exempel kan anges att en betong med 340 kg cement som har $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}} = 0,9$ vikt-% ger 3,1 kg alkalier per 1 m^3 betong. Vid användning av 340 kg lågalkaliskt cement med $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}} = 0,6$ vikt% blir alkalihalten $2,0 \text{ kg/m}^3$. Undersökningar från Danmark (Bredsdorf et al, 1962) har visat att ett alkaliinnehåll $< 2 \text{ kg/m}^3$ betong troligen inte kan medföra skadliga alkalireaktioner i betong. Undersökningen genomfördes med mycket reaktiva ballasttyper som opal kiselkrita och chert från kritkalksten i Danmark. Med långsamt reaktiv ballast har man ofta satt gränsen till $3,0 \text{ kg/m}^3$ betong, under vilken det anses osannolikt att skadlig alkalireaktion kan ske. Exempel på ballasttyper som kan ge reaktion med alkalihalter under $3,0 \text{ kg/m}^3$ betong är opal flinta, porös flinta och chert samt opalsandsten eller sandsten med chert (Bredsdorff et al., 1962). I Sverige har dessa bergarter endast påvisats i Skåne. I Norge har man påvisat en bergart (kataklasit) som gjort att man har sänkt gränsen till $2,5 \text{ kg/m}^3$ betong (NB 21:2017). I Sverige pågår för närvarande provningar för att utreda vilket kritiskt alkaliinnehåll som finns för kända reaktiva bergarter i landet. Tills vidare används gränsvärdet $3,0 \text{ kg/m}^3$, men detta kan komma att revideras i framtiden. I **Figur 1.1** och **Figur 1.2** nedan ges exempel på sambandet mellan det totala alkaliinnehållet i betong och fri expansion från laboratorieprovningar.



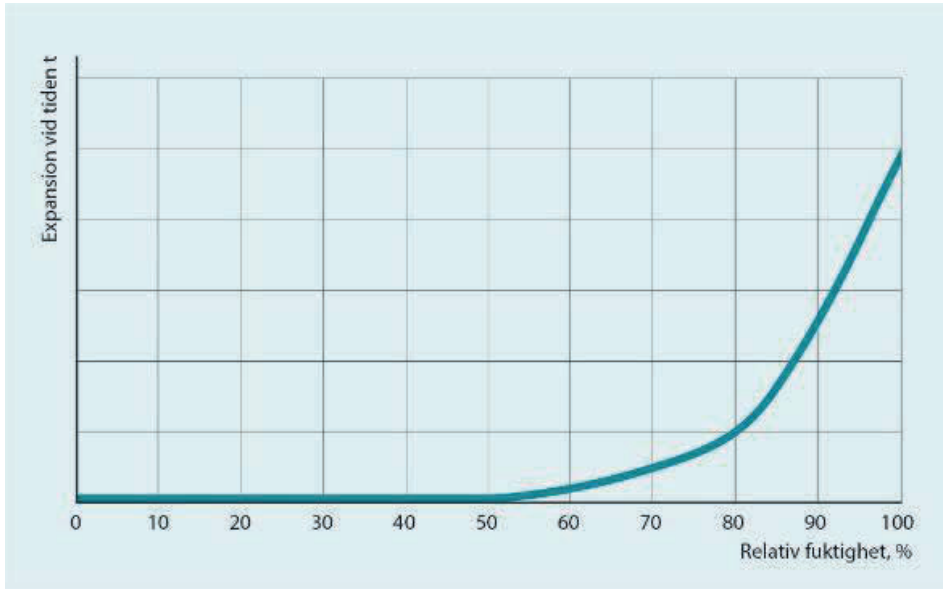
Figur 1.1 Exempel på expansionens beroende av mängd alkalier i betongen. Vänster: Finkornig metavulkanit från Sverige efter 140 dygns provning i 50 °C (Lagerblad och Trägårdh, 1992a). Höger: Finkornig metasedimentär bergart från Sydafrika (gråvacka) efter två års provning i 30 °C (Oberholster, 1985).



Figur 1.2 Exempel på expansionens beroende av kritisk mängd alkalier i betongen. RILEM AAR-3:2016 efter provning i 38 °C i ett år (RISE CBI Betonginstitutet, ej tidigare publicerad data), RILEM AAR-4:2016 efter provning i 60°C i 20 veckor (Appelquist et al. 2017). Röda streckade linjer representerar gränsvärdena 0,050 % för RILEM AAR-3:2016 och 0,030 % för RILEM AAR-4:2016.

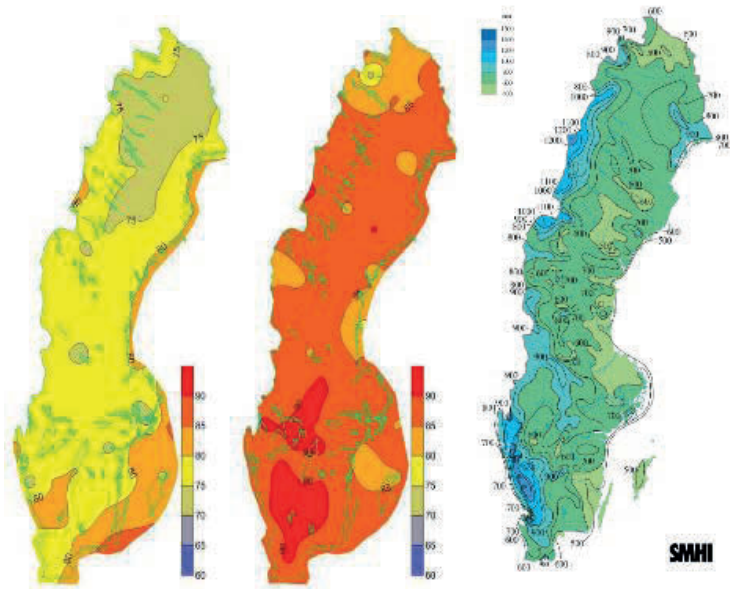
1.1.2.3 Tillräcklig tillgång på fukt i betongen.

Betongens fukttillstånd beror på den miljö som den befinner sig i. Man har visat i litteraturen att det krävs relativa fuktigheter i betongen som överstiger 80–85 % RF för att en tydlig ASR ska utvecklas (Jones & Poole 1986, Sims & Poole, 2017). De visade att under 80 % RF anses ASR försumbar och kraftig expansion kan ske först över 85 % RF i betongen, se **Figur 1.3**. Enligt CONTECVET (2001) anges dock att kraftig expansion sker först över 90% RF.



Figur 1.3 Expansionens beroende av kritisk mängd vatten i betongen. Från Sims & Poole, 2017.

Betongkonstruktionens fukttillstånd kan påverkas av flera olika fuktkällor i miljön. Den relativa luftfuktigheten i atmosfären är en viktig fuktkälla. **Figur 1.4** visar årsmedelvärden för den relativa fuktigheten i Sverige. Det är viktigt att komma ihåg att det är den inre betongens fukttillstånd som har betydelse eftersom det är där som expansionen genereras. I Sverige regnar det över hela landet under stora delar året vilket innebär att relativ fuktighet och nederbörd är relativt jämnt fördelad, med undantag för delar av västkusten in mot småländska höglandet och fjällkedjan. Det innebär att tjocka konstruktionsdelar som *enbart exponerats mot atmosfären* ofta har ett fukttillstånd på 80–85 % RF.



Figur 1.4 Årsmedelvärden för atmosfärens relativa fuktighet (%) i Sverige sommar (vänster) och vinter (mitten) för åren 1961–2001. Till höger årsnederbörden i Sverige 2015. Källa SMHI.

Andra fuktkällor i miljön som kan vara av stor betydelse är konstruktionsdelar som står i eller över vattendrag, som står i fuktig jord, i grundvatten eller har dålig dränering. Snölasten på horisontella konstruktionsdelar kan också vara en fuktkälla som dessutom kan medföra frostattak i kombination med ASR. Ofta medför andra fuktkällor än atmosfärens RF ett större fuktillskott till betongen, vilket kan medföra ett tillstånd av nära eller full mättnadsgrad i betongen. Det är emellertid en sanning med modifikation. Erfarenheter från tillståndsbedömningar av RISE CBI Betonginstitutet visar att slanka konstruktionsdelar, t.ex. bropelare, som stått i rinnande vatten kan ha mindre ASR och sprickbildning under än ovanför vattenytan. Ovanför vattenytan kan sprickbildningen vara tydlig medan nästan helt saknas under vattenytan. En förklaring kan vara att betongen urlakats på alkalier under vattenytan och därmed har ASR bromsats.

Konstruktionsdelar som har ett konstant fuktillstånd kommer att utveckla ASR kontinuerligt med tiden under konstruktionens livslängd. Eftersom ett högre fuktillstånd i betongen också innebär en större expansion är konstruktionsdelar som har en konstant hög fuktinivå mer utsatta för ASR om inte alkalier transporteras ut från betongen. Det bör understrykas att ovanstående gäller i första hand långsamreaktiva bergarter och inte snabbreaktiva mineral, tex. opalfinta och chert, som istället kan ha sin största expansion i betong kring 90–95 % RF (Nilsson & Peterson, 1983).

1.1.2.4 Ballastmateriallets kornstorlek, mängd och pessimum

Minst två olika typer av reaktionssätt kan observeras i betong med svenska material:

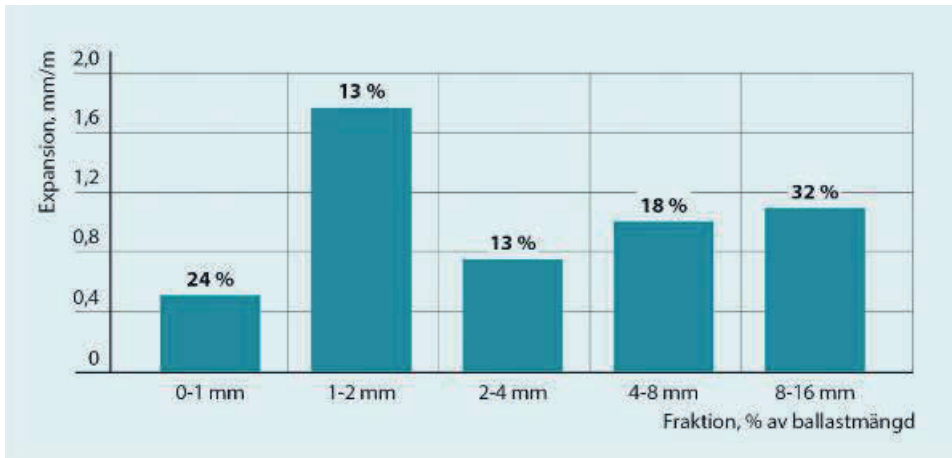
- Reaktionen sker inne i bergartskorn som består av aggregat med olika mineral. Alkali- (Na^+ , K^+) och hydroxidjoner (OH^-) tränger in i mineralgränsen, d.v.s. mellan

mineralen i ballastkornet, och löser upp silika. Reaktionen sker huvudsakligen i långsamt reaktiva bergarter såsom metavulkaniter och mylonitiska gnejser och finns beskriven i Lagerblad & Trägårdh (1992b). I betong sker expansionen ofta i en konstant (linjär) takt så länge fukt finns närvarande. Den långsamt reaktiva silikan finns i överskott och konstant tillgänglig för ny reaktion. Expansionen har därför inget pessimum avseende mängd reaktiv ballast i betongen. För ytterligare beskrivning av pessimumbegreppet se Sims & Poole (2017).

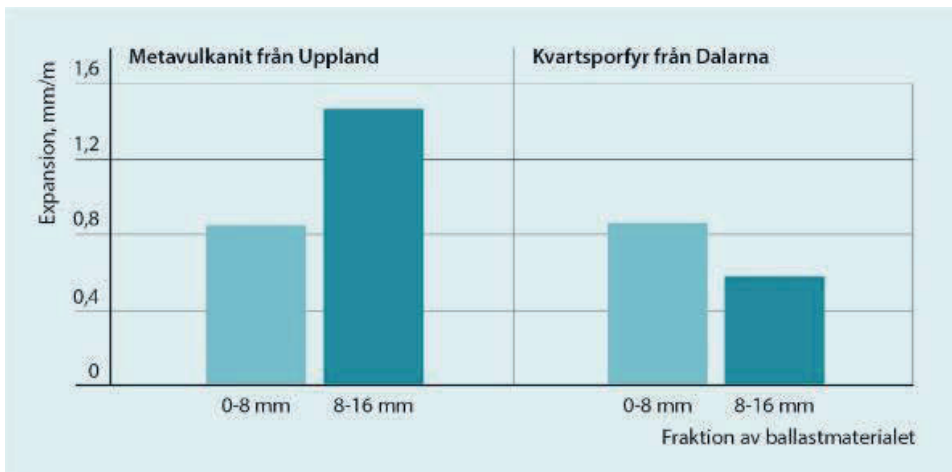
- Reaktionen sker i kanterna på ballastkornen eller hos hela enskilda snabbreaktiva mineralpartiklar som förekommer i ballastmaterialets finfraktioner, typiskt 0,5–1 mm. Opal flinta, opalfragment i krita, chert, vulkaniskt glas och lågmetamorfa sedimentära bergarter med amorf silika mellan kornen (opal sandsten) är typiska exempel. Reaktionen finns bl.a. beskriven i French (1980). Beroende på om kornet är poröst eller kompakt omvandlas hela eller delar av kornet. Snabbreaktiv ballast förekommer huvudsakligen i Skåne (Nilsson & Peterson, 1983, Hilleborg & Nilsson, 1979). I betong sker expansionen mycket snabbt i ung ålder och avtar sedan med tiden på grund av att tillgången på ny reaktiv silika eller tillförseln av nya alkalijoner blir begränsad, för att reaktionen ska kunna fortgå. Expansionen har ett pessimum avseende mängd reaktiv ballast.

Ett mellanting med så kallat medelreaktiv ballast kan också förekomma. Expansionen i betong sker då i en snabbare takt i ung ålder för att sedan stagnera på en viss nivå (Sims & Poole, 2017). Denna typ av ballast har observerats i Sverige, men behandlas som långsamt reaktiv ballast vad gäller provningförfarandet (bilaga A). Exempel är vulkaniska bergarter med kryptokristallin kvarts från Bergslagen (hälleflinta), sedimentära bergarter från Skåne och vissa kataklasiter från olika deformationszoner.

Kornstorlekens betydelse för expansionen i betong beror till stor del på var reaktioner sker i ballastkornet, hur snabbt silikamineralen reagerar och kornens struktur. **Figur 1.5** visar hur en snäv fraktion (1–2 mm) med ett finkornigt medelreaktivt material (kataklasit) kan dominera expansionen i betong (Lagerblad & Trägårdh, 1992a). I denna fraktion tycks antalet ballastkorn med den givna strukturen, och med den typ av reaktion som sker, medföra mest expansion i betong. Liknande exempel finns från samma undersökning men med en fraktionsindelning som är vanlig vid svensk ballasttillverkning, d.v.s. 0–8 och 8–16 mm fraktionerna (**Figur 1.6**).



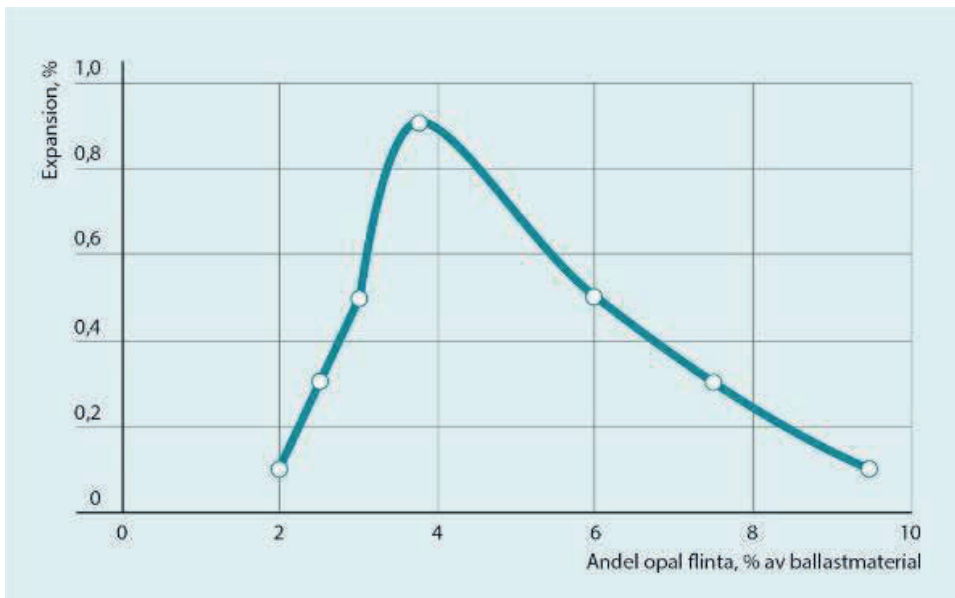
Figur 1.5 Kornstorleken betydelse för expansionen hos en mycket finkornig kataklasit/mylonit från Stockholmsområdet. Siffrorna på staplarna anger mängd kataklasit av total ballastmängd i fraktionen (Lagerblad & Trägårdh, 1992a). Den sammansatta kornkurvan uppnådde expansionen 2 mm/m efter samma provtid. CBI-metod 1 efter 140 dygn.



Figur 1.6 Kornstorleken betydelse för expansionen från två vanligt förekommande långsamt reaktiva metavulkaniska bergarter i Sverige (Lagerblad & Trägårdh, 1992a). Vänster: metavulkanit från Uppland. Höger: kvarterporfyr från Dalarna. Stenfraktionen 8–16 mm utgjorde 55 % av total ballastmängd och 0-8 mm fraktionen 45 %. CBI-metod 1 efter 140 dygn.

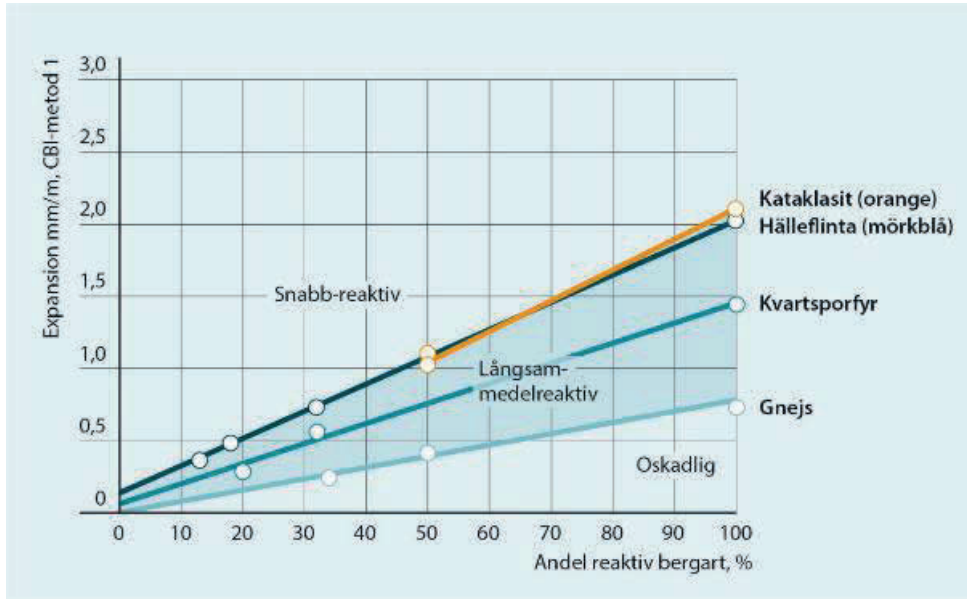
Figuren visar att långsamt reaktivt ballastmaterial som är medelgrovkornigt i sin struktur ofta visar störst expansion med stenfraktionen (vänster), medan långsamt reaktivt material med en finkornig struktur kan visa störst expansion med sand- och grusfraktionerna (höger).

I de båda exemplen ovan var den reaktiva silikakomponenten i ballastmaterialen finkornig och/eller deformerad kvarts. Om den reaktiva komponenten istället var opal flinta eller chert, d.v.s. amorf och snabbreaktiv silika, skulle den fraktion som ger mest expansion vara omkring 0,5–1 mm (Bredsdorff et al, 1962). Det beror på att just den fraktionen medför det värsta förhållandet (pessimum) med avseende på tillgången på alkalier och reaktiv silika. Flinta- och chertpartiklarna i fraktionen reagerar på ett sätt som medför snabb och jämn tillgång på silika, vilket medför störst bidrag till expansionen. Fraktioner upp till ca 5 mm bidrar till expansionen, men tillgången på silika till reaktionen är mer begränsad. Det beror på att silikan är så tät (finkristallin) att de inre delarna i större korn inte blir åtkomliga för natrium-, kalium- och hydroxidjoner i cementets porlösningar så att reaktionen kan producera expansiv gel. **Figur 1.7** nedan från samma undersökning visar att det också finns ett värsta förhållande med avseende på mängden snabbreaktivt material i ballasten. Vid en mängd av ca 4 volym-% snabbreaktivt material i ballasten nås det värsta förhållandet (pessimum) med avseende på expansions storlek. Noterbart är att mängder som överstiger 10–15 volym-% i ballastmaterialet medför ringa expansion. Det kan förklaras med att det finns en obalans mellan mängden alkalier och mängden reaktiv silika. Den mängd alkalier som finns tillgänglig i betongens porlösningar har konsumerats i så hög grad att det inte finns tillräckligt kvar för att fortsätta att driva reaktionen när den snabbt reaktiva mängden silika blir för stor. Exemplet visar vikten av att det råder balans mellan tillgången av reaktanterna (silika och alkalier) och fukt för att expansionen ska kunna fortgå med snabbreaktiv ballast. Med långsamreaktiv ballast finns emellertid alltid ett överskott av tillgänglig silika och alkalier för att expansionen ska kunna ske, om bara tillräckligt med fukt finns närvarande. Reaktionsmekanismen för snabbreaktiva material är beskriven av bl.a. French (1980).



Figur 1.7 Sambandet mellan mängden snabbreaktiv opal flinta i ballastmaterialet och expansion vid en alkalihalt av $2,1 \text{ kg/m}^3$ betong (data från Bredsdorff et al, 1962). Opal flinta och chert från bergrund med kritkalksten (Skåne – Själland). Störst expansion (pessimum) vid 3,5–4 % reaktivt material. Mängder >10–15 % medför liten expansion. Resultat från NT Build 295 efter 140 dygn.

I motsats till snabbreaktiv ballast så ökar expansionen med mängden långsam- och medelreaktivt material, se diagram i **Figur 1.8**. Störst expansion fås med 100 volym-% av en viss reaktiv ballasttyp. En förklaring till detta är att det hela tiden finns en balans mellan tillgänglig alkali och långsamt reaktivt silika i ballastmaterialet.



Figur 1.8 Sambandet mellan mängden långsam- och medelreaktiva bergarter i ballastmaterialet och expansion (data från Lagerblad & Trägårdh, 1992). Störst expansion vid 100 % reaktiv bergart. Resultat från CBI-metod 1 efter 140 dygn. För snabbreaktiv ballast gäller Figur 1.7.

1.1.2.5 Temperatur

ASR är liksom alla kemiska reaktioner beroende av temperaturen. Arrhenius ekvation beskriver reaktionshastigheten där temperaturen förekommer som exponent till koncentrationen av det reagerande ämnet. Teoretiskt betyder det att reaktionshastigheten ökar med ökad temperatur. I praktiken innebär det att hastigheten för ASR i betong till viss del är klimatberoende och expansionen i betong borde öka när temperaturen är högre. Med vissa typer av snabbreaktiv ballast (chert från sydvästra England) har det emellertid rapporterats att expansionen i betongtester är lägre vid förhöjd temperatur sett över längre provningsperiod (Jones & Poole (1986), Institution of Structural Engineers (1992). Temperaturer mellan 13–20 °C visade lägre expansion än vid 38 °C vid samma RF förhållande (100 % RF).

En förklaring kan vara att högre temperaturer innebär både att reaktionen och expansionen ökar i ung betong och att den avtar tidigare om ballastmaterialet utgörs av snabbreaktiva bergarter (Sims & Poole, 2017). Den slutliga expansionen i betongen kan därför bli lägre vid högre temperatur, sett över längre tidsperiod, med denna typ av ballast. En helt annan förklaring skulle kunna vara att provkropparna lakats ur på alkali under lagring och provning, vilket har visat sig påverka expansionen i laboratorietester (Lindgård et al, 2013).

Med långsamreaktiva bergarter och vid generellt lägre temperaturer (årsmedelvärde 13°C), d.v.s. svenska förhållanden, fortskrider reaktionen och expansionen i en långsammare takt, men fortsätter istället under en längre tidsperiod. Sett ur en betongkonstruktions livslängd skulle det teoretiskt kunna innebära att expansionen med tiden blir större med långsamreaktiv ballast än med snabbreaktiv ballast.

I svenskt klimat är tillgången på fukt samt typ av ballastmaterial troligen viktigare faktorer för expansionen än temperaturvariationer.

1.1.2.6 Cyklisk fuktning och uttorkning

I litteraturen finns det stöd för att cyklisk fuktning och uttorkning kan resultera i en ökad expansion jämfört med om samma betong finns i kontinuerligt hög fuktnivå. Från laboratorieförsök har man visat att expansionen med snabbreaktiv ballast (opalsandsten) expanderade 40-50 % mer efter att ha fuktats upp till ca 95 % RF efter att däremellan ha uttorkats till 60 % RF (Lenzner & Ludwig, 1978).

För ASR är det fuktillståndet i betongens inre som styr sprickbildningen. Betongens tjocklek och geometri blir därför avgörande om de cykliska variationerna kan spela någon roll. Fuktinnehållet i massiva betongdelar med ett stort tvärsnitt är mindre känsliga för cykliska variationer i fukt än slanka konstruktioner eftersom betongen endast påverkas till ett djup av 50-75 mm från utsidan (Blight & Alexander, 2011).

På svenska broar (kantbalkar) har man observerat att delar som exponerats mot norr och öster hade ett mycket mer distinkt sprickmönster på ytan än de delar som exponerats mot söder och väster. Den sannolika orsaken torde vara den effektivare uttorkningen åt de soligare väderstrecken. Snabb uttorkning på relativt tunna tvärsnitt kan därför motverka ASR medan långsammare uttorkningscykler möjligen kan öka expansionen genom att en konstant hög fuktnivå bibehålls i betongen. Observationen att sprickor orsakad av ASR i betongkonstruktionen tycks vara allvarligare åt väderstreck som är exponerade mot den dominerande regn och vindriktningen förklaras med att uttorkning och fuktning medför en cyklisk pumpeffekt som ökar fuktinnehållet i betongen (Sims & Poole, 2017).

1.1.3 Resultterande sprickbildning och egenskaper som påverkas

Resultterande sprickbildning och sprickgeometri i betongen beror på det inre svälltryck som byggs upp i samspel med den återhållande motkraft som armering och konstruktionsutförande (egenvikt och tvång orsakat av angränsande konstruktioner och grund) medför. I laboratorium mäter man oftast fri expansion och i en verklig konstruktion återhålls expansionen av armeringen och konstruktionens ränder (restrained expansion). Man har undersökt hur mycket hållfastheten påverkas av både den fria expansionen och hur armeringsmängden och övrigt motstånd (restraint) kan motverka den fria expansionen. **Tabell 1.1** visar hur olika hållfasthetsegenskaper påverkas av fri expansion. Tabellen visar att tryckhållfastheten inte påverkas i så stor utsträckning. Draghållfasthet och elasticitetsmodulen kan däremot påverkas desto mer.

Man bör dock skilja mellan expansion orsakad av olika typer av bergarter. **Tabell 1.2** visar storleksordningen på svälltrycket/geltrycket som kan bildas från ASR med några olika bergartstyper. Man bör även ta hänsyn till var ASR äger rum. I vissa bergarter sker reaktionen inuti ballastkornet vilken kan påverka reaktionens hastighet och resulterande svälltryck och därmed även påverka spricktillväxtens utformning och hastighet.

Tabell 1.1 Procentuell hållfasthet av ursprungsvärdet efter 28 dygn med olika storlek på den fria expansionen (Institution of Structural Engineers, 1992).

Egenskap	Fri expansion				
	0,5 mm/m	1,0 mm/m	2,5 mm/m	5,0 mm/m	10,0 mm/m
Tryckhållfasthet, kub	100 %	85 %	80 %	75 %	70 %
Tryckhållfasthet, cylinder	95 %	80 %	60 %	60 %	
Draghållfasthet	85 %	75 %	55 %	40 %	
E-modul	100 %	70 %	50 %	35 %	30 %

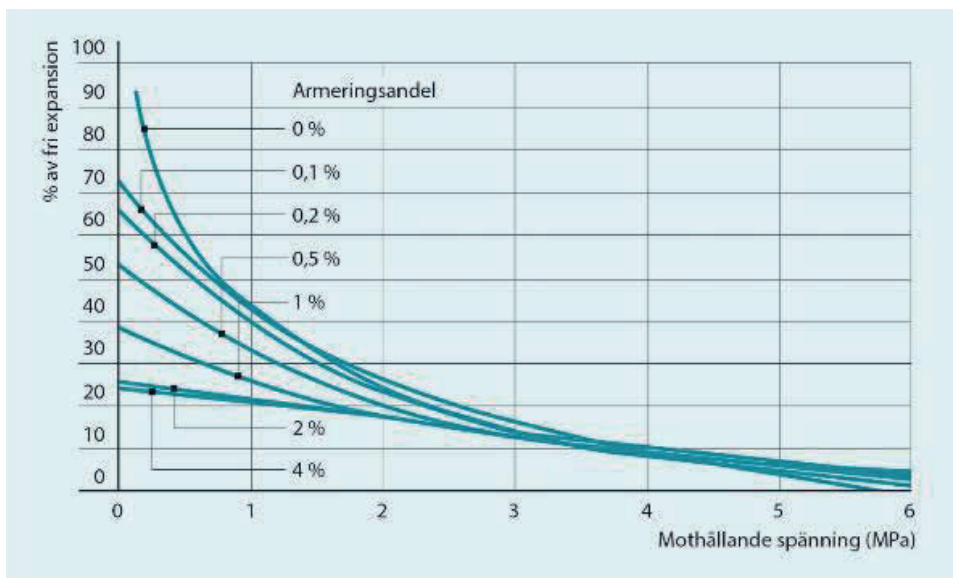
Spänningar som verkar inom det område där reaktionerna pågår påverkar både expansionen och sprickbildningen. Spänningar påverkar inte de kemiska reaktionerna utan de påverkar expansionsriktningen. (Dunant & Scrivener, 2012) utförde provningar med betongcylindrar (diameter = 160 och längd = 335 mm). Provkropparna innehöll långsamreaktiv ballast. Provkropparna utsattes för accelererad ASR provning vid både belastat och icke belastat tillstånd. Provkropparna var belastade i axiell riktning med spänningarna motsvarande 0 MPa (fri expansion), 5 MPa, 10 MPa och 15 MPa. Referensprovkroppar (utan ASR angrepp) var samtidigt belastade för att bestämma krypningseffekterna. Resultaten visar att vid spänningar mellan 5 och 10 MPa hämmas den axiella expansionen. Den uppnådda axiella expansionen vid 5 MPa var en bråkdel av den fria expansionen. Vidare visar resultaten att den axiella expansionen avstannar helt vid spänningar mellan 10 och 15 MPa. Enligt samma undersökning ökar den laterala expansionen med ökad axiell spänning. Volymökningen är störst hos den obelastade (fri expansion) provkroppen, medan den är minst hos provkroppen belastad med 5 MPa och ökar med ökad spänning. Enligt (Dunant & Scrivener, 2012) påverkar belastningen expansionskinetiken. Betongens expansion och ASR-sprickornas utbredning, geometri och tjocklek bestäms av den återhållande motkraft som den expanderande delen utsätts för. Följaktligen styr konstruktionens armering (utformning, mängd och typ) och randvillkor (fri/spänd rand samt tvång och belastning) den sprickmönster som uppkommer. Av denna anledning ser man skillnad mellan sprickbildningar i olika konstruktionselement.

Tabell 1.2 Geltryck och reaktionshastighet uppmätt från bruksprover med några olika bergarter som utvecklats ASR i 1 M NaOH, 80 °C (Binal, 2008). Klassificering av RISE CBI Betonginstitutet (för definition se avsnitt V ovan).

Bergart	ASR geltryck (MPa)	Tryckförändring (Pa/dygn)	Klassificering
Opal flinta, kisel i kritkalksten, opalsandsten	2,81	78,4	Snabbreaktiv
Chert (sandsten, sediment)	1,96	38,6	Snabbreaktiv
Gråvacka	1,51	37,7	Medelreaktiv
Vulkanit (ignimbrit)	0,46	9,6	Långsamreaktiv
Granodiorit, granit	0,23	6,1	Oskadlig
Kvartsit (omkristalliserad)	0,19	5,3	Oskadlig

I en verklig konstruktion påverkar randvillkor, armeringsutformning och armeringsmängd samt förspänning och belastning spänningstillståndet i ett konstruktionselement. Spänningstillståndet kan vara konstant i samtliga riktningar och delar av elementet eller det kan variera i olika delar, vilken påverkar expansionen och sprickbildningen. Som framgår av **Tabell 1.1** påverkar den fria expansionen betongens hållfasthet och elasticitetsmodul. När man vill bedöma inverkan av ASR på en konstruktion har man inte information om den fria expansionen utan man är nödsakad till att uppskatta den genom att mäta summan av vidden hos de sprickor som förekommer längs med en mätsträcka. Medelexpansionen bestäms då genom att dividera summan av sprickvidderna med mätsträckans längd. Denna expansion kallas för återhållen expansion (*restrained expansion*), se CONTECVET (2001). Kvoten mellan betongens återhållna expansion i en konstruktion och dess fria expansion bestämmas med hjälp av **Figur 1.9**. Det ur figuren avlästa värdet och den återhållna expansionen ger betongens fria expansion, som används för att i **Tabell 1.1** avläsa betongens mekaniska egenskaper vid den aktuella skadegraden.

Vid en given fri expansion (t.ex. bestämd genom provning) uppskattas den återhållna expansion som kan förväntas ske i en konstruktion genom att multiplicera den fria expansionen med "andel av fri expansion" som avläses i **Figur 1.9**. Skillnaden mellan den fria och den återhållna expansionen tas upp av belastningen, armeringen och eventuellt av konstruktionens ränder.



Figur 1.9 Andel av den fria expansionen som funktion av mothållande spänning och armeringsmängd (CONTECVET, 2001).

För- eller efterspänd armering motverkar expansionen i spänningens riktning. Om spänningen är tillräcklig stor kommer expansion att ske i den riktning som erbjuder mindre motstånd. I det fall där betongen är spänd i en riktning kommer betongen att expandera i den riktning som är vinkelrätt mot spännarmeringens riktning. De eventuella sprickor som bildas löper parallellt med spännarmeringen. Sprickornas utformning styrs även av konstruktionselementets slak- och bygelarmering, som styr sprickornas bredd och c-c avstånd. I en pelare som bär

relativ stor last i axiell riktning och innehåller byglar eller spiralarmering motverkas expansionen från flera riktningar vilken leder till att ett tredimensionellt spänningstillstånd uppstår. Därför är av ASR orsakad sprickbildning fin- och jämfördelad i en hårdbelastad och kraftigt armerad pelare.

Konstruktionselement utan armering eller med relativt låg armeringsandel uppvisar ofta grova och jämfördelade sprickmönster (krackelering). Om samtidigt konstruktionselementets expansion motverkas av angränsande konstruktioner, exempelvis betongmur grundlagd på berg, blir sprickmönstret finare inom områden nära den motverkande konstruktionen.

Sprickbildning hos slakarmerade betongkonstruktioner styrs i stor utsträckning av armeringsandelen och armeringens detaljutformning, se CONTECVET, 2001. I en balk/pelare med glest placerade byglar expanderar betongen vinkelrätt mot längsgående armeringen. Sprickorna löper parallellt med längsgående armeringen. Om andelen bygelarmering ökas återhålls även expansion av den betong som omges av bygelarmeringen. Skillnaden mellan expansion i balkens/pelarens inre del och den expansion som sker i det täckande betongskiktet kan leda till vidhäftningsförlus mellan armering och betong och delaminering av det täckande betongskiktet. Enligt CONTECVET manualen påverkas inte vidhäftningen mellan armering och betong så länge den fria expansionen är lägre än 4 mm/m, förutsatt att de längsgående armeringsstängerna hålls ihop av byglar eller det täckande betongskiktet är tillräckligt tjockt. **Figur 1.10** visar delaminering av ett täckande betongskikt där armeringens mothållande kraft har återhållit expansion i armeringsriktningen men har tillåtit expansion vinkelrätt mot armeringsriktningen.



Figur 1.10 Expansion orsakad av ASR i riktning vinkelrätt mot armeringens längdriktning som har lett till delaminering av det täckande betongskiktet och nedsatt vidhäftning mellan armering och betong.

Beskrivningen ovan betyder att sprickor kommer att bildas där expansionen inte motverkas av armeringen eller konstruktionens spänningförhållanden härrörande från yttre belastning och tvång. Det betyder i sin tur att det svälltryck som ASR genererar måste övervinna de ovan nämnda motkrafterna.

Det bör poängteras att svälltrycket också kan medföra att konstruktionens bärförmåga kan förbättras. Som exempel kan nämnas att när expansionen motverkas av armeringen uppstår ett förspänningstillstånd som kan öka konstruktionens bärförmåga och styvhet. Om konstruktionen innehåller byglar kan expansionen medföra att vidhäftningen mellan längsgående armering och betong ökar p.g.a. av den förspänning som uppstår. Förspänningen kan även öka konstruktionens skjuvkapacitet. Det bör dock noteras att expansionens positiva bidrag kan snabbt försvinna med ökande expansion. Vid bedömning av en konstruktions bärförmåga bör man även ta hänsyn till den extra belastning som expansionen kan medföra på armeringen.

1.1.4 ASR i Sverige

I motsats till Danmark, och till viss del Norge, så har Sverige i stora drag förskonats från allvarliga betongskador orsakade av ASR. Detta beror på olika faktorer; där typen av ballast som förekommer i landet troligtvis är en av de främsta orsakerna. I Sverige har vi generellt en något mindre reaktiv ballast än exempelvis i Danmark och Norge. Huvuddelen av vår alkalireaktiva ballast benämns därför som *långsamt alkalireaktiv ballast*, vilken generellt ger ett tunt sprickmönster efter lång tid, ca 20–25 år (se område C och D i **Figur 1.11**). I område C förekommer alkalireaktiva bergarter i form av bergarter med vulkaniskt ursprung (finkorniga metavulkaniter och porfyryr), kataklasit och mylonit; och i område D förekommer t.ex. mylonit och kataklasit i olika deformationszoner. Typiska sprickvidder för den långsamt reaktiva ballasten är kring 0,3 mm.

En annan viktig faktor som har begränsat skadebilden i Sverige är att det funnits cementtyper på den svenska marknaden med låga- till moderata alkalihalter (0,40–0,85 % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$). Dessa användes ofta till anläggningskonstruktioner redan innan det lågalkaliska anläggningscementet introducerades 1983. I början av 1980-talet däremot, fanns i Sverige inget rent Portlandcement med låg alkalihalt. Exempel på de olika cementtyper som använts i Sverige och dess Na_2O -ekvivalent ges i **Tabell 1.3**.

Vid den stora kraftverksutbyggnaden kring 40- och 50-talet byggdes traditionellt kraftverksdammar som ägdes av Vattenfall AB med Limhamns LH cement (cementhalter $<350 \text{ kg/m}^3$) och med ballastmaterial som hämtades öster om inlandsbanan. Detta har troligen helt stoppat utvecklingen av ASR i dessa konstruktioner. I en del fall användes även pozzolana material som t.ex. trass eller latent hydrauliska material som slagg för att sänka värmeutvecklingen i betongen, vilket också hindrade utvecklingen av ASR. Trass är ett vulkaniskt finmaterial (aska) som importerades från Tyskland. Som exempel kan nämnas Trängslets kraftverksdamm som byggdes av Stora Kopparbergs kraft kring 1959 med ett slaggcement och med betydande inslag av långsamt reaktiv porfyrballast.

Undantag finns och de är viktiga att vara observanta på, eftersom de till stor del liknar de ballasttyper som finns i Danmark och Norge. I Skåne förekommer samma typ av snabbreaktiv ballast som i Danmark (bl.a. porös flinta i kritkalksten, se område A i **Figur 1.11** och längs fjällkedjan mot inlandsbanan förekommer samma typ av medelreaktiva bergarter som finns i Norge bl.a. sparagmit, se område B).

I de dammkonstruktioner där standardcement och inte Limhamns cement eller tillsatsmaterial som trass och slagg användes ser man emellertid ofta betydande ASR-skador. Efter ca 50-70 år har ofta dessa konstruktioner nått sin livslängd. Se exempel under fallstudier (avsnitt 3.3).

Tabell 1.3 Årsmedelvärden från natrium- och kaliumanalyser (vikt-% oxid) för några representativa cementtyper som huvudsakligen använts i Sverige. Data från Cementa AB avrundat till första decimalen.

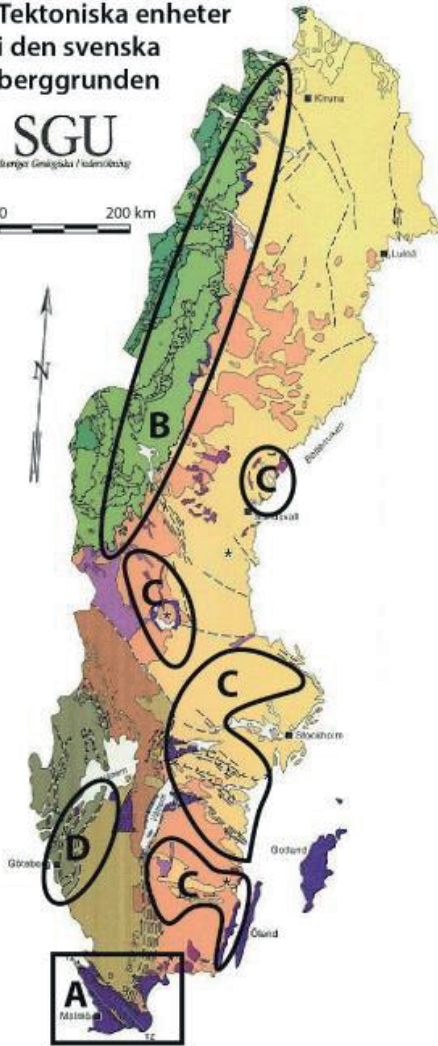
År	Produktnamn	Typ	Na ₂ O	K ₂ O	Na ₂ O _{ekv} *
1973	Degerhamn Std	Std. P	0,1	1,5	1,1
1973	Hällekis Std	Std. P	0,1	1,3	1,0
1973	Köping Std	Std. P	0,4	0,7	0,9
1973	Limhamn Std	Std. P	0,2	0,3	0,4
1973	Limhamn LH	LHP	0,2	0,3	0,4
1973	Slite Std (vätmetod)	Std. P	0,4	0,8	0,9
1973	Slite Std (torr)	Std. P	0,4	1,3	1,3
1973	Stora Vika Std	Std. P	0,5	0,5	0,8
1991	Slite Std	Std. P	0,3	1,3	1,2
1991	Skövde Std	Std. P	0,1	1,3	1,0
1991	Degerhamn Anläggning Std P	Std. P	0,1	0,6	0,5
1995	Skövde Std	Std. P	0,1	1,4	1,0
1995	Skövde SH	SH P	0,2	1,4	1,1
1995	Slite Std	Std. P	0,2	1,3	1,1
1995	Slite SH	SH P	0,2	1,3	1,1
1999	Byggcement Std PK Skövde	CEM II/A-LL 42,5 R	0,1	1,3	1,0
1999	Byggcement Std PK Slite	CEM II/A-LL 42,5 R	0,2	1,0	0,9
1999	Anläggningscement Std P Degerhamn	CEM I 42,5 BV/SR/LA	0,1	0,6	0,5
2005	Anläggningscement Std P Slite	CEM I 42,5 BV/SR/LA	0,1	0,6	0,5
2005	SH P Slite	CEM I 52,5 R	0,2	1,1	0,9
2005	Byggcement Std PK Slite	CEM II/A-LL 42,5 R	0,2	1,0	0,9
2005	Anläggningscement Std P Degerhamn	CEM I 42,5 BV/SR/LA	0,1	0,6	0,5
2005	Byggcement Std PK Skövde	CEM II/A-LL 42,5 R	0,1	1,3	1,0
2017	Anläggningscement FA Slite*	CEM II/A-V 42,5 N MH/LA/NSR	0,2	0,6	0,6
2017	Bascement Slite*	CEM II/A-V 52,5 N	0,3	1,1	1,0
2017	Anläggningscement Std P Slite	CEM I 42,5 N SR3 MH/LA	0,1	0,7	0,6
2017	SH P Skövde	CEM I 52,5 R	0,2	1,3	1,0

*Avser klinkerns alkaliinnehåll

Tektoniska enheter i den svenska berggrunden

SGU
Sveriges Geologiska Institutet

0 200 km



Störremsställt av Mikael B. Stephens, Carl-Henric Wallgren och Pär Wikström, 1994

PLASTISKA STRUKTURER

- Kaledonisk överskjutning
- Svekonorvegisk deformationszon, horisontell och revers rörelse
- Svekonorvegisk överskjutning
- Svekokarelsk deformationszon, horisontell och "norra-sidan-ner" rörelse
- Svekokarelsk deformationszon med horisontell rörelse
- Deformationszon, rörelse okänd

SVENSKA KALEDONIDERNA (senaste plastiska deformation ca. 510–400 Ma)

- Främmande terränger
- Tektoniskt ihoptryckt randzon till kontinenten Baltica, E = Eklogit, D = Diabas

FANEROZOISKA SEDIMENTÄRA OCH MAGMATISKA BERGARTER SAMT IMPAKTSTRUKTURER

- Fanerozoiska sedimentära bergarter och diabas
- Impaktstruktur

FENNOSKANDISKA SKÖLDEN

Neoproterozoiska klastiska sedimentära bergarter

- Klastiska sedimentära bergarter

Svekonorvegiska orogenen (senaste plastiska deformationen ca. 1.10–0.90 Ga)

- Mellersta och västra segmentet (inkluderande >ca. 1.56 Ga främmande terränger?)
- Paleoproterozoiska vulkaniska och sedimentära bergarter tillhörande TMB* i östra segmentet
- Östra segmentet exklusive TMB*

Anorogena intrusioner och suprakrustala bergarter

- Mesoproterozoiska intrusiva bergarter
- Paleo- till Mesoproterozoiska klastiska sedimentära bergarter och basalt

Svekokarelska orogenen (senaste plastiska deformationen efter ca. 1.80 Ga i norra Sverige, mellan ca. 1.78 och 1.55 Ga i centrala södra Sverige, och mellan ca. 1.77 och 1.40 Ga i sydöstligaste Sverige)

- Meta-TMB*-bergarter (?) påverkade av penetrativ deformation i sydöstligaste Sverige
- Paleoproterozoiska vulkaniska och intrusiva bergarter tillhörande TMB* och Revsund-Sorsele-sviten
- Paleoproterozoiska bergarter exklusive TMB* och Revsund-Sorsele-sviten
- Arkeiska bergarter

Pilar visar den horisontella rörelsekomponenten. Svekonorvegiska orogenen, SFDZ (PZ) = Svekonorvegiska frontens deformationszon, delvis samma som Protoginizonen. MZ = Mylonitzonen, GÅZ = Göta Älvzonen och DBT = Dalslandzonen

FÖRKASTNINGAR

- Normalförcastning
- TZ = Tornquistzonen

TMB* = Transskandinaviska magmatiska bältet
1 Ma = 1 miljon år, 1 Ga = 1 000 miljoner år

Figur 1.11 Karta som visar typområden med alkalireaktiva bergarter i Sverige (Lindgård et al., 2017), med geologiskt kartunderlag från SGU (Stephens et al., 1994). Område A-D beskrivs generellt i avsnitt 1.1.4 och mer ingående i avsnitt 2.2. A: porös flinta och lågmetamorfa sedimentära bergarter – snabb-reaktiva. B: Bergarter med sedimentärt och vulkaniskt

ursprung samt kataklasit – medel- och långsamreaktiva. C: Bergarter med vulkaniskt ursprung (finkorniga metavulkaniter och porfyrier) med inslag av kataklasit och mylonit – långsamreaktiva. D: Deformationszoner med finkorniga bergarter (kataklasiter, myloniter, breccia) – långsamreaktiva.

1.1.5 Typexempel på drabbade konstruktionsdelar och sprickmönster

1.1.5.1 Exempel från brodelar

De vanligast förekommande sprickbildningarna som orsakats av ASR i Sverige har varit på olika brodelar, både på väg- och järnvägsbroar. De brodelar som har haft mest synliga sprickor är kantbalkar, stöd för brobalk, stödmurar och pelare (**Figur 1.12**! **Hittar inte referenskölla**). Det är konstruktionsdelar som utsätts för fukt och tölsalter. I någon utsträckning har man även observerat tunna sprickor på brobalkens undersida samt något bredare sprickor på brobalkens stöd (**Figur 1.13**). Sprickor på brobalken undersida är oftast obetydliga med liten sprickvidd (<0,3 mm) eftersom de utsätts för en begränsad fuktbelastning, oftast över vattendrag. På stödets horisontella ytor kan frostsador förekomma i kombination med ASR eftersom snö kan ligga kvar på dessa ytor under vårvinterns frys-tö cykler (**Figur 1.13**, höger). Frost i kombination med ASR kan därför medföra att betongen bryts ner fortare eftersom fukt tränger ner i sprickorna och fryser till is under frys-tö cykler, som har beskrivits mer ingående av Trägårdh & Lagerblad (1996) med exempel från stödmurar och kantbalkar. Speciellt utsatt är kantbalkar eftersom de även påförs tölsalter som ytterligare kan accelerera skadeutvecklingen. En rekommendation är därför att man undviker att ploga så att snö (och tölsalter) ackumuleras i drivor på kantbalkar.

Pelarstöd och fundament i vatten är också en utsatt konstruktionsdel, eftersom dessa är fukt-mättade. I och något över vattenlinjen kan samverkan med frost medföra ökad skadeutveckling. Gamla Årstabron i Stockholm är ett exempel där brofundament i vatten som skadats av ASR. Efter ca 75 års livslängd ansågs skadorna så allvarliga att reparation var nödvändigt. Ballast som reagerat bestod till övervägande delen av finkorniga graniter och gnejser med inslag av porfyrier, typiska för stockholmstrakten. Långsamreaktiva bergarter av typen metavulkaniter, gnejs med mylonitiska stråk och kataklasiter är annars vanligt förekommande ballastmaterial i brokonstruktioner som drabbats av ASR.



Figur 1.12 Karaktäristiskt sprickmönster på bropelare (vänster). Vid kraftigare expansion bildas sprickor längs armeringen (höger).



Figur 1.13 Vänster: Sprickmönster på undersida brobalk med vita kalkutfällningar. Höger: Kombination mellan ASR och frost på stöd.

1.1.5.2 Exempel från dammkonstruktioner

Det finns exempel på dammkonstruktioner som fått sin livslängd väsentligt förkortad beroende på ASR. I de flesta av dessa fall har inte lågalkaliska cementtyper använts och i kombination med reaktiva metasedimentära bergarter och porfyryr, som vanligen förekommer i material nära fjällkedjan, kan detta få allvarliga konsekvenser. Expansion i betongen som fäster stag för dammluckor kan medföra problem med luckornas funktion.

Figur 1.14 Fel! Hittar inte referenskälla. visar en regleringsdamm i Dalarna. Anläggningen byggdes 1953 och revs på 2010-talet bl.a. på grund av ASR. De reaktiva bergarterna dominerades av porfyryr, vilka syns på bilden som rödaktiga block och stenar. Cementet var av standard CEM I typ med högre alkaliinnehåll än ett lågalkaliskt cement.

Figur 1.15 visar ytterligare en regleringsdamm från Dalarna med sprickor kring dammluckans fäste. Anläggningen startade 1956. Efter undersökning 2008 kunde tydlig ASR konstateras och den dominerande reaktiva ballasten bestod av grå, finkorniga metasediment (gråvacka, kvartsiter).



Figur 1.14 Regleringsdamm, Dalarna, från 1953. Kraftig sprickbildning med kalutfällningar som orsakats av ballastmaterial bestående av höga halter av röd kvartsporfyr (se bildens förgrund).



Figur 1.15 Regleringsdamm, Dalarna, från 1956 med sprickor kring dammluckans fäste. Finkorniga metasedimentära bergarter var ett betydande inslag i ballastmaterialet.

1.1.5.3 Exempel från stolpfundament

Speciellt känsligt är ASR-sprickor i stolpfundament eftersom de ska ta upp ett böjdragmoment från vindlasten. Som exempel på känsliga konstruktioner kan vindkraftfundament nämnas, som ofta har höga cementhalter ($>400 \text{ kg/m}^3$) vilket också medför höga alkalihalter i

betongen. **Figur 1.16** visar bilder på ett stolpfundament uppfört 1975 i fjällkedjan. Betongens sammansättning bestod av ett standardcement med en alkalihalt kring 1,1 Na₂O-ekvivalent och ballasten utgjordes till stora delar av reaktiva bergarter vanliga längs fjällskedjan (finkorniga metasediment och kvartssandstenar, arkoser, sparagmiter).



Figur 1.16 Stolpfundament som uppfördes 1975 i fjällkedjan med tydliga ASR-sprickor. Högalkaliskt cement i kombination med metasedimentära bergarter var orsaken till sprickbildningen.

1.1.5.4 Exempel från husbyggnad

ASR i husbyggnader är relativt sällsynt förekommande. Anledningen till det är att betongen inte är fuktutsatt på samma sätt som i andra konstruktioner. Exempel på skador är platta på mark och källarväggar i Skåne med flinta i ballastmaterialet som har orsakat s.k. pop-out skador. Detta har beskrivits mer ingående av Hilleborg & Nilsson (1979) och en förklaringsmodell finns beskriven i Nilsson & Peterson (1983). Andra exempel är fuktutsatta prefabelement med höga cementhalter. Det kan även förekomma importerade prefabelement med reaktiv ballast. I **Figur 1.17** kan man observera en ASR-drabbad husbyggnad med ballast bestående av gnejser med mylonitstråk och finkorniga kvartsiter, som identifierades vara reaktiva bergarter i ballastmaterialet. Ett mer markerat och tydligt sprickmönster ses på de mer fuktutsatta övre delarna av pelarna. Det finns även exempel på fasadelement som drabbats, speciellt om ytorna har bestått av frilagd ballast som har tillåtit att fukt lättare har kunnat sugas upp av betongen.



Figur 1.17 Vänster: Sprickmönster på pelare vid huskropp uppförd tidigt 70-tal. Höger: Typiskt sprickmönster i den ASR-drabbade konstruktionen. Noterbart är den ökade sprickbildningen på pelarnas regnutsatta övre delar. Kataklasiter och gnejser med mylonitstråk i kombination med högalkaliskt cement.

1.2 Hållbarhet och resurseffektivitet

Omställningen till ett hållbart samhälle ställer nya krav på byggandets aktörer. Hållbarhet kräver ett livscykelperspektiv (se avsnitt 1.2.1) och beaktande av olika tekniska egenskaper hos delmaterialen som medför ökad livslängd och kvalitet i byggandet utan att systematiskt utnyttja de resurser som naturen ger. Detta medför att det kommer att ställas ökade krav på resurshushållning i framtiden, vilket innebär att ballastmaterial måste användas mer effektivt även i betongapplikationer.

I Sverige råder det lokalt brist på naturgrus av bra kvalitet, till exempel i Skåne och i Norrland i fjällnära områden. Man vill dessutom av miljöskäl och ur vattenresurssynpunkt bevara naturgrusförekomsterna i så stor utsträckning som möjligt. Det betyder att man måste hitta alternativ ballast för betongtillverkning. Omställningen till att använda mer krossat berg från bergtäkter är uppåtgående och det blir en allt mer vanlig källa till ballast för betong, men även andra källor måste kunna beaktas, som krossad återvunnen betong och krossat entreprenadberg från exempelvis tunnelarbeten, väg- och järnvägsdrivning eller andra anläggningsarbeten. På så sätt främjas en god hushållning med material, råvaror och energi, i enlighet med Miljöbalkens 1:a kapitel, § 1. Se vidare under avsnitt 1.2.2.

1.2.1 Livscykelanalys och kostnad för ASR-hämmande åtgärder

I detta kapitel utvärderas dels hur olika åtgärder som förhindrar ASR påverkar CO₂-emissionen och dels kostnaderna. Syftet är att ta reda på vilken åtgärd som är mest lämplig att använda ur miljösynpunkt och hur kostnaderna för detta sett över konstruktionens livslängd påverkas. Utvärderingen är tänkt att vara en hjälp vid planering för att erhålla ASR-fria konstruktioner.

För att undvika ASR kan vissa förändringar under produktionen av betongkonstruktionen behöva implementeras, t.ex. att välja andra råmaterial (vilket i sin tur ger en förändring i växthusgasutsläpp). I denna analys jämförs två typer av åtgärder för att erhålla ASR-fria konstruktioner som kan relateras till det fall att man på en viss plats inte har tillgång till högkvalitativ ballast på nära håll,

- Användning av ASR-hämmande cement/bindemedel
- Användning av lågreaktiv ballast

Vad blir förändringen i växthusgasutsläppet om man gör åtgärder på betongsammansättningen, t.ex. ersätter ett standardcement med ett bindemedel som bättre hämmar ASR?

Att göra åtgärder på bindemedlet så att ASR hämmas kan innebära flera olika tillvägagångssätt. I anläggningskonstruktioner, som det här främst är fråga om, används idag regelmässigt ett lågalkaliskt anläggningscement baserat på portlandcementklinker (CEM I). Redan detta hämmar ASR tillräckligt för de flesta svenska medel- eller långsamreaktiva ballasttyperna, i synnerhet om miljön inte tillför extra alkalier. I vissa fall kan det dock för viss ballast krävas ytterligare ASR-hämmande åtgärder, t.ex. att använda ett cement som dessutom innehåller flygaska eller slagg, eller tillsätta dessa som tillsatser vid blandningen. Av den anledningen har här som bindemedelsåtgärd valts att ersätta anläggningscement som enbart innehåller portlandcement (CEM I) som huvudbeståndsdel med ett lågalkaliskt anläggningscement som innehåller ca 16 % flygaska (CEM II/A-V). I det fall ett icke-lågalkaliskt cement normalt skulle ha använts, skulle en ASR-hämmande åtgärd som består av att ersätta detta med ett lågalkaliskt CEM I kunna vara tillräckligt ur ASR-synpunkt. Detta reducerar dock inte koldioxidavgivningen per betongvolym, då koldioxidutsläppen för dessa är jämförbara. Skillnaden i kostnader mellan dessa olika bindemedelsåtgärder kan dock anses marginella.

Vilken effekt ger ett längre transportavstånd som kan vara nödvändigt för att få tillgång till lågreaktiv ballast?

Om ASR kan undvikas ökar livslängden hos konstruktionen. En ökad livslängd innebär att färre resurser förbrukas då reparationer och utbyten sker mer sällan. En analys kommer därför utföras där livslängden hos betongkonstruktioner utsatta för ASR jämförs med livslängden hos ASR-fria konstruktioner. En uppskattning av medellivslängden hos olika konstruktioner med ASR har tagits fram baserat på expertutlåtanden. Vad gäller livslängden hos konstruktioner utan ASR antas livslängden vara den dimensionerande livslängden enligt Trafikverket.

Förutom en miljöanalys utförs även en kostnadsanalys för att utvärdera kostnaderna för de två valda ASR-förebyggande åtgärderna. Kostnadsanalysen innefattar inte livslängden.

1.2.1.1 Ingångsdata

De praktikfall som används i analysen är följande:

- Dammkonstruktion
- Sprutbetong tunnel
- Kantbalk för bro
- Vindkraftfundament – Då fundamentet oftast består av två betongtyper används ett medelvärde av dessa.

I **Tabell 1.4** redovisas betongsammansättningen för praktikfallen. Sammansättningarna är utgångspunkten för analysen där ändringar jämförs mot dessa.

Tabell 1.4 Betongsammansättning för respektive konstruktionstyp / praktikfall.

Material (kg/m ³)	Damm-konstruktion	Sprutbetong tunnel	Kantbalk för bro	Vindkraftfundament (medelvärde)
Anläggningscement	350	530	420	400
Vatten	175	195	172	200
Krossballast	1 820	1 820	1 790	1 850
Superplasticerare	2,3	3,18	3	-
Luftporbildare		2,12		-
vct	0,5	0,37	0,40	0,50

Livslängden hos praktikfallen beskrivs i **Tabell 1.5**. Den dimensionerande livslängden, vilket anges som en klass, är enligt Trafikverket och eurokoderna och livslängden för de konstruktionstyperna med ASR är enligt expertutlåtanden.

Tabell 1.5 Livslängdsklass för respektive konstruktionstyp. Avser dimensionerande livslängdsklass med teknisk livslängd i är enligt Trafikverket inom parentes; samt livslängd i de fall konstruktionen är drabbad av ASR.

	Damm-konstruktion	Sprutbetong/tunnel	Kantbalk för bro	Vindkraftfundament
Livslängdsklass	L100 (120 år)	L50 (80 år)	L50 (80 år)	L20 (20 år)
Livslängd ASR	40 år	30 år	30 år	10 år

Tabell 1.6 redovisar det valda transportavståndet samt transportslag för de ingående materialen i betongsammansättningarna för de olika praktikfallen. Ballasttransporten har satts till 50 km och representerar ett normallångt avstånd från täkt till betongfabrik.

Tabell 1.6 Transportavstånd och transportslag för de material som ingår i den funktionella enheten

Material (kg/m ³)	Transport 1	Transport 2
Anläggningscement	220 km båt	50 km lastbil 40 ton last
Vatten	-	
Krossballast	50 km lastbil 40 ton last	
Superplasticerare	400 km lastbil 40 ton last	
Luftporbildare	400 km lastbil 40 ton last	

1.2.1.2 Livscykelanalys

Åtgärderna utvärderas genom en livscykelanalys i enlighet SS-EN 15804:2012+A1:2013 "Hållbarhet hos byggnadsverk – Miljödeklarationer Produktspecifika regler" och SS-EN ISO 14040:2006. Det innebär att direkta miljöbelastningar analyseras systematiskt genom en bokförings-LCA och att livscykelkedena delas in i olika moduler från A till C (se BeFo Rapport 195

Tabell 1.7). Det finns ytterligare en modul, D, som ligger utanför systemgränsen och som visar konsekvenser från framtida återvinning. SS-EN 15804:2012+A1:2013 ger produktspecifika regler (PCR) för alla byggprodukter och -tjänster och används som grund vid framtagning av miljövarudeklarationer, så kallade EPD:er.

Tabell 1.7 Livscykelkedan enligt SS-EN 15804:2012+A1:2013

Livscykelinformation															
Produktskedet			Konstruktionskedet		Användningsskedet							Slutskedet			
Råvaruutvinning	Transport	Tillverkning	Transport till arbetsplats	Tillverkning	Användning	Underhåll	Reparation	Utbyte	Renovering	Driftenergi	Driftens vattenanvändning	Demontering och rivning	Transport	Restproduktshantering	Avfallshantering
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4

De ovannämnda praktikfallen analyseras med avseende på deras påverkan på den globala uppvärmningen, vilket även benämns klimatpåverkan. Växthusgasernas bidrag till den globala uppvärmningen räknas om till enheten kg CO₂-ekvivalenter. Metoden som används är IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) GWP 100a vilket beskriver den potentiella klimatpåverkan över en 100-årsperiod.

Livscykelkedena vilka klimatpåverkan relateras till är produktionsskedet (A1-A3) samt Utbyte (B4). Det som ingår i produktionsskedet är tillverkning av råmaterial som cement, ballast, tillsatsmaterial etc., transport av råmaterial till fabrik (betongfabriken i det här fallet) samt energianvändning i fabrik. Energianvändningen antas vara 7 kWh el och 6 kWh fjärrvärme för fabriksbetong. **Tabell 1.8** redovisar de resurser som har använts i studien samt referensen.

För att kunna jämföra olika betongsammansättningar och ASR-åtgärder behövs en funktionell enhet. I den här studien är den **funktionella enheten**: 1 m³ betong under den dimensionerande livslängden (livslängdsklassen).

Följande åtgärder analyseras i livscykelanalysen:

- **Referens:** Sammansättning **Tabell 1.4** samt livslängd enligt **Tabell 1.5** "livslängd ASR"
- **Åtgärd Bindemedel:** Anläggningscementet byts ut mot Anläggning FA (anläggningscement med 15% flygaska), livslängd enligt **Tabell 1.5** "Livslängdsklass"

- **Åtgärd Ballast:** Ballasttransporten ökas från 50 km till 300 km för att visa transportens betydelse vid val av lågreaktiv ballast, livslängd enligt **Tabell 1.6** ”Livslängds-klass”

Endast betongen tas hänsyn till i analysen. För resursanvändning under livslängden antas ett ”värsta fall” då hela konstruktionen behöver bytas ut.

Tabell 1.8 Referens för livscykeldata.

Resurs	Referens för klimatpåverkan
Anläggningscement	EPD Cementa: EPD-HCG-20140186-CADI-EN
Anläggningscement FA	EPD Cementa: EPD-HCG-20160235-CADI-EN
Krossballast	(Wernet et al., 2016)
Vatten	(Wernet et al., 2016)
Superplasticerare	EPD EFCA: EPD-EFC-20150091-IAG1-EN
Luftporbildare	EPD EFCA: EPD-EFC-20150086-IAG1-EN
Svensk elmix	(Wernet et al., 2016)
Fjärrvärme	(Svensk Fjärrvärme, 2014)
Lastbil 40t last	(NTM Calc., 2017)
Lastfartyg 10 000 dwt	(NTM Calc., 2017)

1.2.1.3 Klimatpåverkan

Klimatpåverkan av typfallen i utgångsläget med anläggningscement utan flygaxsa under A1 (råvaruuttag) redovisas enligt **Tabell 1.9**. Det är tydligt att cementet har den högsta klimatpåverkan. Ballasten svarar för ca. 1 % av den totala klimatpåverkan.

Tabell 1.9 Klimatpåverkan hos den funktionella enhetens ingående material

Utgångsläge (kg CO ₂ -eq/m ³)	Dammkonstruktion, Hotagen 1970	Sprutbetong för tunnel	Kantbalk för bro	Vindkraftfundament
Anläggningscement	309	468	371	353
Vatten	0,048	0,054	0,047	0,055
Krossballast	4,3	4,3	4,3	4,4
Tillsatsmedel	4,3	7,1	5,6	
Totalt	318	479	381	357

Figur 1.18 visar klimatpåverkan hos typfallen med referensbetongen samt de två åtgärderna mot ASR under produktionsskedet (A1-A3) och utbyte (B4). Om reaktiv ballast används kommer det i värsta fall att innebära att ett visst antal utbyten eller i varje fall omfattande underhålls- eller reparationsåtgärder behöver genomföras under konstruktionens avsedda livslängd. Detta leder till en markant ökning av klimatpåverkan. Om ASR undviks genom tillämpning av Åtgärd Bindemedel minskar produktionsskedets klimatpåverkan med 22 % jämfört med referensen för samtliga fall. Eftersom ett utbyte undviks blir miljövinsten dock

betydligt större. Vid tillämpning av Åtgärd Ballast där en transportsträcka på, i det här fallet, 300 km kan behövas för att få tillgång till lågreaktiv ballast blir klimatpåverkan under produktionskedet mellan 5–8 % högre. Sett på hela livslängden får den ökningen vid produktionen dock mindre betydelse.



Figur 1.18 Klimatpåverkan för typfallen under produktionskedet A1-A3 samt utbyte B4.

1.2.1.4 Kostnad

Kostnaden för de två ASR åtgärderna har analyserats med avseende på material- och transportkostnader. Analysen syftar till att undersöka hur mycket dyrare det blir att transportera ballast en längre sträcka, d.v.s. om det är ekonomiskt motiverat, samt att undersöka hur mycket kostnaden förändras med ett nytt bindemedel. Analysen tar inte hänsyn till framtida reparationskostnader.

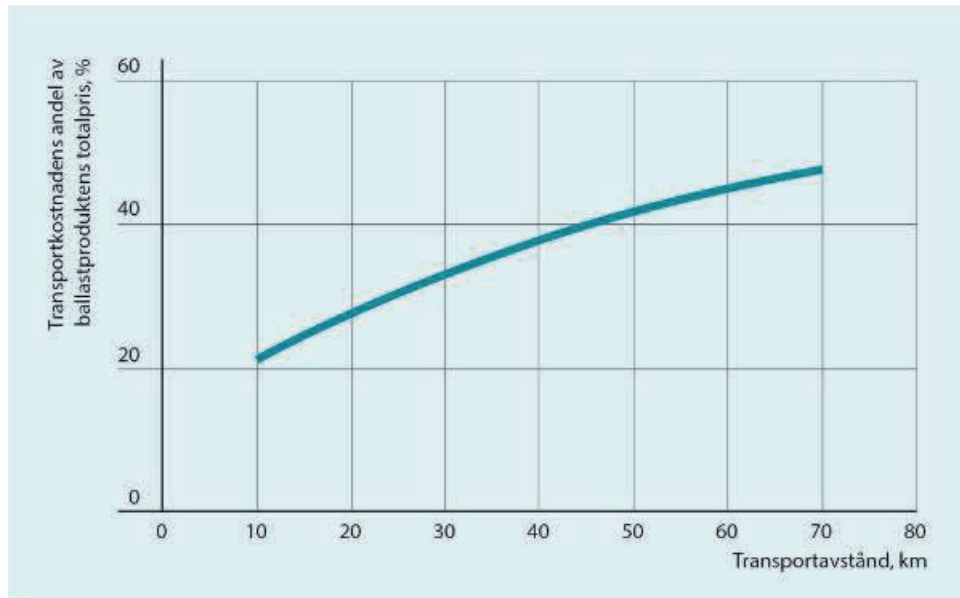
Materialkostnaderna för praktikfallen redovisas i **Tabell 1.10**. Kostnaderna utgår från en standardbetong för anläggningar, C35/45 där direkta kostnader inklusive arbete är inkluderat. Vid byte av material eller en ökad ballasttransport subtraheras eller adderas dess kostnader från standardbetongen.

Tabell 1.10 Pris för ingående material

Material	Pris	Enhet	Referens
Betong C 35/45	1 500	Kr/m ³	(Wikells Byggberäkningar AB, 2016)
Ballast (inkl. transport)	100	Kr/ton	(Schoning, 2017)
Anläggningscement	1 000–1 100	Kr/ton	*
Anläggningscement FA	13 kr dyrare än Anl.	Kr/ton	*

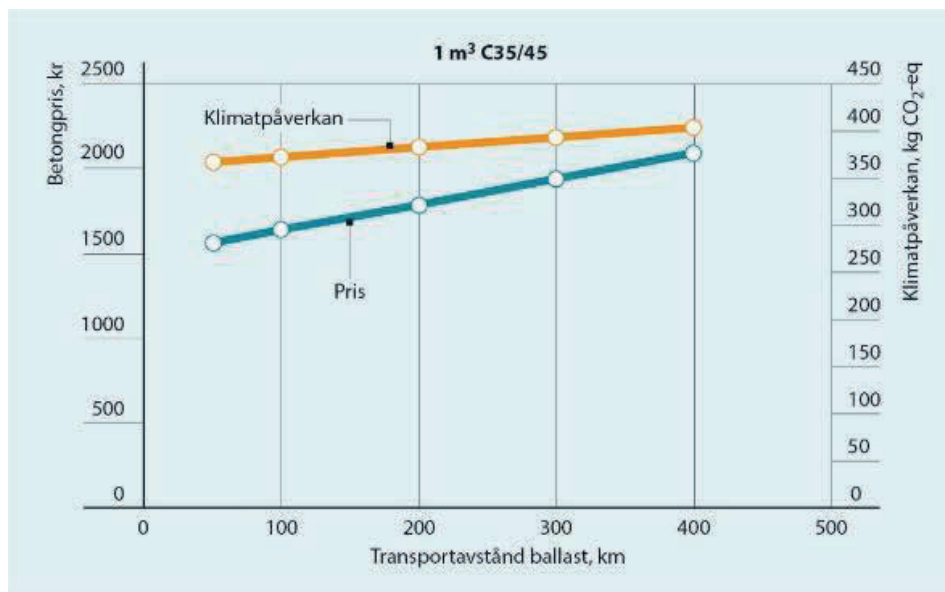
*Personlig kommunikation med M. Westerholm, Cementa 2018-02-02

Transportkostnaden för ballast är hämtad ur Schoning (2017). För varje extra km ökar kostnaden per ton ballast med 1,30 kr till 1,70 kr. Priset för de flesta krossballastprodukter ligger mellan 80–140 kr/ton vilket betyder att transporten får en stor betydelse för ballastpriset. Vid transportsträckor längre än 50 km blir transportkostnaden mer än 50 % av ballastproduktens totala pris (**Figur 1.19**). I den här analysen utgår vi från att ballasten kostar 100 kr/ton och att en extra km kostar 1,50 kr/ton.



Figur 1.19 Transportkostnadens andel av ballastproduktens totalpris vid ett visst transportavstånd (Schoning 2017).

Kostnadsanalysen visar att ballasttransporten har en betydande inverkan på betongpriset medan inverkan på koldioxidutsläppet inte är lika stor (**Figur 1.20**). Om ballasttransporten ökar från 50 km till 100 km ökar betongpriset med 75 kr/m³.



Figur 1.20 Betongpris i förhållande till transportavstånd för ballast (vänstar axel) samt klimatpåverkan i förhållande till transportavståndet för ballast (höger axel).

Om Anläggningscement FA används istället ökar betongpriset med 13 kr/m³. Detta är en marginell ökning. Ger detta en ASR-fri konstruktion undviks även stora kostnader från reparation och utbyte av anläggningskonstruktionen

1.2.1.5 Konsekvens av ASR-hämmande åtgärder

Det är fördelaktigt att använda flygaska, slagg eller vissa andra tillsatsmaterial som ersättning för en viss del av portlandcementet i bindemedlet eftersom den hämmar alkalisilikareaktionen ytterligare vilket innebär att sämre ballast kan användas. På så sätt ökas resurstillgängligheten vilket ger kortare transportsträcka. Detta, tillsammans med minskad cementklinkermängd och ett potentiellt mindre reparationsbehov på sikt, bidrar till ett minskat utsläpp av växthusgaser.

Ett sätt att minska ballastproduktionens klimatpåverkan är genom lokalisering av täkter. Krossballasttransporten i Sverige överstiger sällan 50 km. SGU uppskattar att vid ett transportavstånd på 15–30 km så överstiger transportens klimatpåverkan själva produktionen av krossberg. I den här studien använder vi ett värsta scenario där utgångsläget för ballasttransporten är 50 km och ökar därefter transportavståndet till 400 km. Anledningen till detta är att visa principen av ett ökat transportavstånd. Dessa beräkningar är relevanta för flera europeiska länder där tillgången till krossballast är sämre än i Sverige.

1.2.2 Entreprenadberg till ballast för betong

I de flesta fall består den svenska berggrunden av granitiska bergarter av god kvalitet, vilket medför att förutsättningarna att använda sådant berg för betongtillverkning måste anses som goda. Undantag finns naturligtvis och olika relevanta metoder för kvalitetssäkring måste användas tillsammans med logistiska lösningar som anses lämpliga t.ex. upplag nära schakt- eller tunnelarbeten eller i befintliga täkter. Metoder för kvalitetssäkring av krossad ballast finns beskrivna i Minbas rapport nr 2:18 ”Krossad ballast i betong – kvalitetssäkringsmetoder”

(Fjällberg, L. & Lagerblad, B. 2005) samt hur krossad bergballast kan användas i betong Minbasrapport 2:19 ”Krossat berg till ballast i betong” (Lagerblad et al., 2005). För sprutbetong hänvisas till Elforskrapporten *Sprutbetonghandboken* (Nordström & Holmgren, 2009) och SBUF-rapporten *Sprutbetong och dess egenskaper – erfarenheter från sprutbetonganvändning vid anläggningsbyggande* (Saleh, 2016).

Skillnaden mellan naturgrus och krossad ballast är markant vilket ställer krav på kvalitetsstyrning av ballast till betong från tunneldrivning. Krossad ballast från tunneldrivning innehåller mer flakiga och kantiga partiklar och det skapas en större mängd finmaterial (filler) i krossningsskedet, vilket ofta medför en ökad cementhalt, vattenhalt och *wct* i betongen. För att styra kvaliteten på ballastmaterialet som ska användas till sprutbetong rekommenderas en kvantitativ petrografisk analys, RILEM AAR-1.1:2016, för bestämning av alkalireaktivt material eller en kvalitativ petrografisk analys beskriven i bilaga B för bestämning av glimmerrika, skiffrika, porösa, sulfidrika eller vittrade bergarter. Ett problem som man bör vara uppmärksam på med denna typ av kvalitetskontroll är svårigheten att erhålla representativa prover längs en tunneldrivning där bergets kvalitet kan ändras flera gånger och snabbt.

I sprutbetong används i allmänhet ballast med en maximal diameter på 8–10 mm och materialet består till en stor andel av enskilda mineralkorn. Norska Betongföreningen (1993) rekommenderar att inte mer än 10 % av ballastkornen har en diameter >8 mm. Kornfördelning och kornform är viktiga egenskaper för ballast i sprutbetong och kornformen beskrivs av flakighet och stänglighet hos både mineralkorn och bergartsfragment. Mindre lämplig ballast ur fysikalisk synpunkt är därför glimmerrika, porösa och vittrade bergarter där speciellt glimmer har en ofördelaktigt flakig mineralform med dålig vidhäftning till cementpasta. Glimmerhalten i bergarten och förekomsten av vittringszoner i berget som tunneln ska drivas igenom blir därför viktigt att kontrollera. Olämplig ballast ur kemisk synpunkt innefattar huvudsakligen bergartstyper som innehåller kismineral, d.v.s. sulfider av typ magnetkis och svavelkis och ballast som kan utveckla alkalisilikareaktioner (ASR).

1.3 Översikt av gällande riktlinjer, krav och praxis

1.3.1 Nya konstruktioner

1.3.1.1 Existerande regelverk i Sverige – formella krav, regelverk och standarder

De europeiska betongstandarderna SS-EN 206:2013+A1:2016 och SS-EN 12620+A1:2008 säger enbart att delmaterial till betong ska vara lämpliga för avsedd användning men hänvisar till nationella regler när det gäller risken för skadliga alkalireaktioner. Svenska regler med avseende på denna risk ges alltså i den svenska tillämpningsstandarden till SS-EN 206 SS 137003. Denna standard reviderades senast 2015, och de ändringar som gjordes då berörde i viss mån även reglerna för undvikande av ASR.

Reglerna är uppdelade på två huvudområden, dels på regler för ballasten som delmaterial (SS 137003:2015, tabell 3, rad 5.7.3) och dels på regler för betong med potentiellt alkalireaktiv ballast (SS 137003:2015, avsnitt 5.2.3.5).

Huruvida krav på ASR över huvud taget behöver beaktas bestäms av i vilken omgivningskategori den betong som ballasten ingår i ska användas. De omgivningskategorier som används för ASR anges i bilaga Q i SS 137003:2015 och beskrivs mer ingående i avsnitt 2.1 i denna rapport. I korthet är de E1 (torr miljö), E2 (fuktig miljö) och E3 (fuktig miljö med förvärrande

faktorer, t.ex. tösaltning). På ballast som enbart kommer att användas i E1 ställs inga krav alls med avseende på ASR.

Generellt godkännande av ballast för E2 och E3 med avseende på risken för ASR

Reglerna i tabell 3 i SS 137003:2015 avser att leda till en klassificering av ballasten som användbar i vilken betongsammansättning som helst. Detta bygger på provning av ballastens ASR-reaktivitet. Det finns inga gemensamma europeiska standardmetoder för detta, varför denna egenskap inte kan deklarerats inom ramen för CE-märkning. I Sverige används därför de internationella metoder som utvecklats inom RILEM.

Det första steget i denna ASR-utvärdering är en kvantitativ petrografisk analys där RILEM AAR-1 rekommenderas. Den utförs på tunnslip i mikroskop. För att få ett tillförlitligt statistiskt underlag anges att 1000 punkter för fraktionen 0,063–2 mm och 1000 punkter fördelat på två tunnslip för fraktionen 2–4 mm bör räknas. Ballast som enbart innehåller grova fraktioner krossas ner och analysen genomförs med 1000 punkter på fraktionen 2–4 mm.

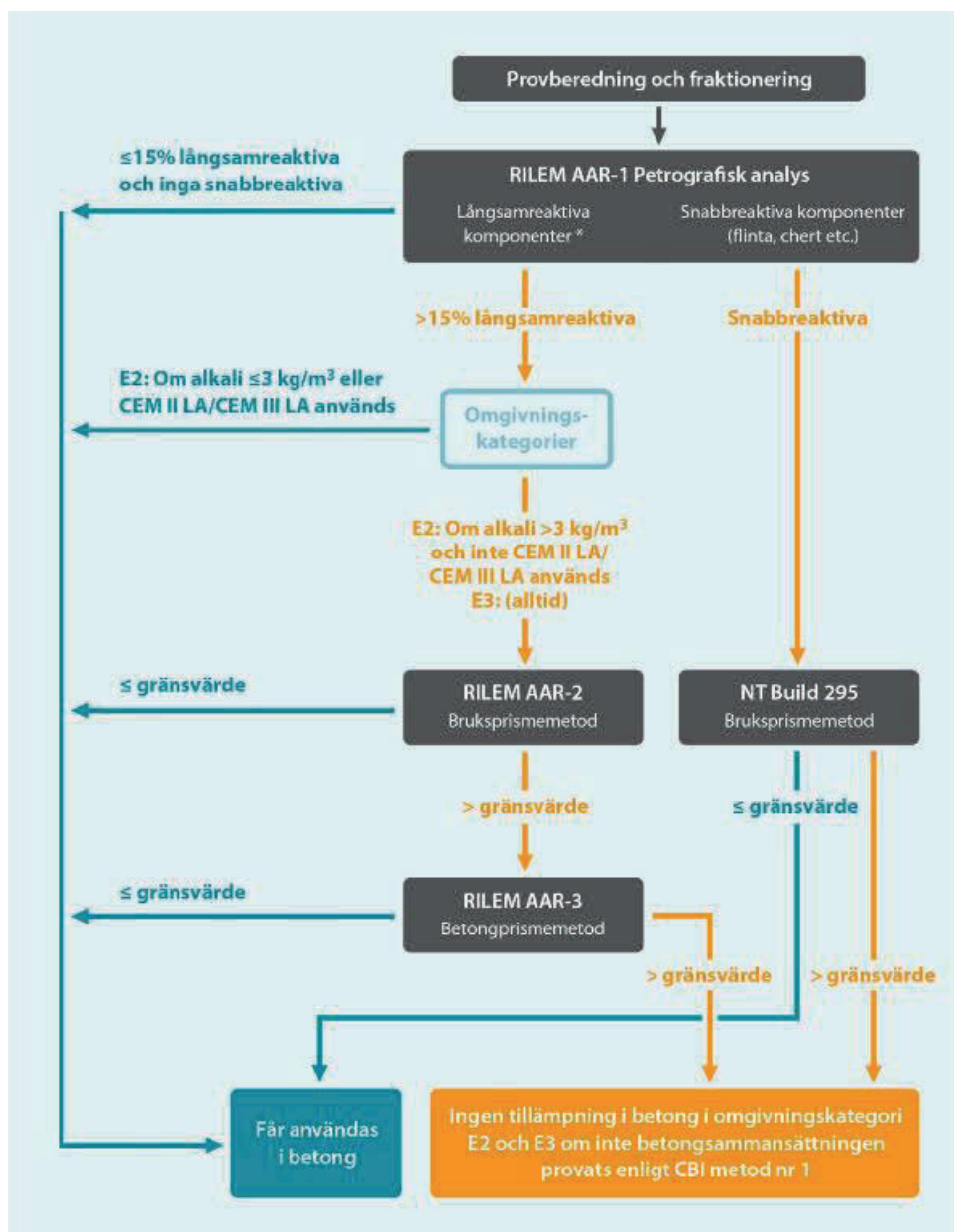
Petrografen avgör om ballasten innehåller

- a. snabbreaktiva komponenter som flinta, opal, chert eller amorft kvarts och/eller
- b. mer än 15 % långsamt reaktiva eller potentiellt reaktiva partiklar

För de snabbreaktiva komponenterna är gränsvärdet 0 %. Om dessa värden överskrids måste ballastens ASR-reaktivitet provas vidare.

För fall a) rekommenderas Nordtestmetoden NT BUILD 295:1985 med exponeringstiden 20 veckor, se **Figur 1.21**.

För fall b) rekommenderas att man startar med en provning med RILEM AAR-2. Om expansionen inte är större än 0,10 % efter 14 dygns provning av prismor med storleken 285x25x25 mm eller 0,25 % efter 28 dygns provning av prismor med storleken 40x40x160 mm anses ballasten vara lågreaktiv och kan godkännas för generell användning.



Figur 1.21 Provningschema för ballast till betong i omgivningskategori E2 och E3. Schemat bygger på krav uppställda i SS 137003:2015.

*I SS 137003:2015 används termen "långsamt reaktiva eller potentiellt reaktiva komponenter".

Om expansionen överskrider dessa värden kan ballasten provas med RILEM AAR-3 som utförs på betongprismor och klargör expansionens förlopp under längre tid (1 år) och mer realistiska förhållanden. För att ballasten ska betraktas som lågreaktiv och godkännas för generell

användning ska expansionen med denna metod inte överstiga 0,050 % efter 51 veckors exponering vid provning enligt RILEM AAR-3.

För ballast av återvunnen betong måste det säkerställas att ursprungsbetongen inte innehåller reaktiv eller reagerande ballast. För ballast av återvunna rivningsmaterial i allmänhet, inklusive glasfiller, betraktas ballasten som potentiellt reaktiv, om det inte särskilt har påvisats att den inte är reaktiv. Samma krav på provningar gäller för ballast av återvunna material som för naturlig ballast.

ASR-regler för betong med alkalireaktiv ballast i E2 och E3.

Reglerna i SS 37003:2015, avsnitt 5.2.3.5 tar hänsyn till omgivningskategori och betongens alkalihalt för att ange när fullständig utvärdering enligt tabell 3, rad 5.7.3 krävs för den aktuella betongen.

För den mest påfrestande omgivningskategorin E3 (fuktig med förvärrande faktorer) krävs alltid ASR-utvärdering enligt tabell 3 i SS 137003:2015 (avsnitt 1.3.1.1). Detsamma gäller om det finns snabbreaktiva komponenter, oavsett halt, i ballasten i både omgivningskategori E2 (fuktig) och E3.

Om naturlig ballast enbart innehåller långsamt alkalireaktiva eller potentiellt alkalireaktiva partiklar och den bara ska användas i E2 behöver man inte genomföra expansionsprovningarna (RILEM AAR-2 eller RILEM AAR-3) om

- halten alkali (Na_2O_{ekv}) i betongen inte överstiger $3,0 \text{ kg/m}^3$ eller om
- ett lågalkaliskt cement av typ CEM II eller CEM III som uppfyller kraven i SS 134203 används.

För ballast som inte klarar ASR-utvärderingen i avsnitt 1.3.1.1. och för vilka inte kravet på begränsad alkalihalt kan tillämpas finns det ytterligare en möjlighet att få den godkänd för användning i betong. Ballasten kan påvisas vara användbar i den aktuella verkliga betongsammansättningen genom att denna provas och utvärderas enligt den metod som beskrivs i CBI rapport 4:92 eller likvärdig metod. Detta ger dock inget generellt godkännande av ballasten för andra sammansättningar utan gäller enbart för den aktuella betongsammansättningen.

*Detta förfarande för att kontrollera ballastens ASR-reaktivitet och ange villkor för användning visas schematiskt i **Figur 1.21**. **Figur 1.21** Provningsschema för ballast till betong i omgivningskategori E2 och E3. Schemat bygger på krav uppställda i SS 137003:2015.*

*I SS 137003:2015 används termen ”långsamt reaktiva eller potentiellt reaktiva komponenter”. Observera att enligt SS 137003:2015 kan ASR-utvärderingen utföras på annat sätt eller med andra metoder än med de angivna rekommenderade metoderna.

1.3.1.2 Praxis i Sverige

En frivillig CE-märkning av ballast infördes med byggproduktdirektivet (CPD) och harmoniserade produktstandarder under åren 2002–2004. CE-märkningen för ballastprodukter som omfattas av en harmoniserad produktstandard blev sedan 2013 obligatorisk i och med byggproduktförordningen (CPR). För att en egenskap ska vara möjlig att CE-märka krävs att produktstandarden tar upp egenskapen som en väsentlig egenskap och att produktstandarden hänvisar till provningsmetod. ”Beständighet mot alkali-silikareaktivitet” är upptagen som en väsentlig egenskap i produktstandarden SS-EN 12620+A1:2008, men hänvisning till provningsmetod saknas. Standarden hänvisar istället till bestämmelserna som gäller på platsen för

betongens användning. Avsaknaden av hänvisning till provningsmetod innebär således att det inte går att deklarerat beständighet mot ASR inom ramen för CE-märkningen.

För betong i klass E2 och E3 anger SS 137003:2015 behov av uppgift om prestanda i prestandadeklarationen. Detta är dock inte korrekt enligt CPR. Egenskapen kan kontrolleras enligt nationella regler, men den kan inte redovisas i prestandadeklarationen, utan måste redovisas på annat sätt.

SS-EN 12620+A1:2008 anger att system 2+ ska tillämpas vid höga säkerhetskrav samt att "Säkerhetskrav definieras av medlemsländerna i deras nationella lagar, föreskrifter och administrativa bestämmelser." I Boverkets konstruktionsregler, BKR infördes 2004 följande allmänna råd: "För att anses som en byggprodukt med bestyrkta egenskaper enligt avsnitt 1.4 bör bestyrkandet av överensstämmelse när det gäller CE-märkt ballast till betong för användning i bärande konstruktioner ske i enlighet med vad som gäller för ballast för användningsområden med höga säkerhetskrav." När BKR upphörde att gälla i januari 2011 fördes dock inte motsvarande text in i dess efterträdare *Boverkets föreskrifter och allmänna råd (BFS 2011:10) om tillämpning av europeiska konstruktionsstandarder (eurokoder)* eller ändringsföreskrifter som getts ut därefter. Även i Vägverkets föreskrift VVFS 2004:31 *Vägverkets föreskrifter om bärförmåga, stadga och beständighet hos byggnadsverk vid byggande av vägar och gator* infördes 2007 en liknande text. Denna föreskrift har varit gällande ända till september 2018 då Transportstyrelsen utkom med en ändringsföreskrift där detta inte togs med. I dagsläget finns alltså inga anvisningar i myndighetsregler angående detta. En text som motsvarar den i de tidigare myndighetsreglerna planeras att föras in i SS 137003 under 2019 års pågående revideringsarbete.

Provningsfrekvensen för väsentliga egenskaper styrs i SS-EN 12620+A1:2008 i bilaga H "produktionskontroll". För ASR är provningsfrekvensen angiven till "När så krävs och i tveksamma fall". Det saknas således fastställd provningsfrekvens i produktstandarden. När så krävs medför att SS 137003:2015 blir styrande för provningsfrekvensen. Detta är dock en möjlighet som inte används i SS 137003:2015. Praxis är att provningsfrekvensen för ASR blir den samma som för petrografisk beskrivning vilket i produktstandarden för ballast till betong är 1 per 3 år. Detta blir effekten av att metod RILEM AAR-1 används för petrografisk analys i stället för SS-EN 932-3:1997 som SS-EN 12620+A1:2008 förordar. Denna används för att bestämma halten potentiellt alkalisilikareaktivt material. Regelverket är inte tydligt med vilken provningsfrekvens som gäller och den praxis som tillämpas tar inte heller hänsyn till risken kopplade till uttagsvolymen eller analysvärden som ligger nära gränsvärdet.

För att kvalitetssäkra råvaruoberoende egenskaper som alkalisilikareaktivitet är det nödvändigt att producenten har god kontroll över de geologiska förutsättningarna i brytområdet. SS-EN 12620+A1:2008 ställer krav på att producenten ska ha kännedom om råmaterialet. Standarden anger att det ska finnas dokumentation avseende beskaffenhet, ursprung och i förekommande fall kartor som visar läge och täktplan. Kraven i produktstandarden är dock inte specifika vilket öppnar för tolkningsmöjligheter. T.ex. förtydligar Nordcert certifieringsregler CB7-CE att innebörden av kartlagda främst avser täkter med stor variation i råmaterialet. Eftersom egenskapen beständighet mot alkalisilikareaktivitet inte finns med i CE-märkningen, anger inte de anmälda organ som är aktiva i Sverige i sina certifieringsregler någon kontroll för att säkerställa att kraven i SS 137003:2015 uppfylls avseende ballastens alkalireaktivitet. Det åligger därför betongtillverkaren att säkerställa att den ballast som används i dess produktion uppfyller kraven för den tilltänkta användningen enligt SS 137003:2015, vilket innebär att ballasten provats på ett adekvat sätt med hänsyn till den omgivningskategori betongen ska användas i. Endera kan beställaren ange i vilken omgivningskategori betongen ska

användas i eller så kan betongtillverkaren ange för vilka omgivningskategorier betongen är lämplig med hänsyn till kraven i SS 137003:2015. Det bör alltså ingå i de uppgifter som åvilar det organ som certifierar betongtillverkningen, att kontrollera att detta hanteras på rätt sätt hos betongtillverkaren. Några specifika anvisningar om detta finns dock inte i de certifieringsregler som betongcertifieringsorganen i Sverige tillämpar, utan man hänvisar till SS 137003:2015. I praktiken innebär detta att man följer den metodik som redovisas i **Figur 1.21**.

I *AMA Anläggning 17* anges i EBE.1 Betonggjutning kategori A, EBF.31 Bergförstärkning med sprutbetong, EBH Undervattensgjutna konstruktioner i anläggning, att "provning av ballastens alkalireaktivitet ska utföras med de metoder och gränsvärden som föreslås i SS 137003 av ett organ som ackrediterats av SWEDAC eller ett annat ackrediteringsorgan som kan visa att de uppfyller och tillämpar kraven i SS-EN ISO/IEC 17011:2005."

Det vill säga att de rekommenderade metoderna och gränsvärdena i SS 137003:2015 lyfts upp till krav när beställaren använder sig av *AMA Anläggning* i sin upphandling.

Trafikverkets ändringar och tillägg till AMA Anläggning 17, TDOK 2017:0441 gör inga ändringar eller tillägg utöver *AMA Anläggning 17* när det gäller krav på ballast eller betong med avseende på ASR.

Entreprenadberg används sällan till ballast för betong. Det används främst i linjen för vägändamål, men läggs ibland på upplag om det inte kan säljas till exempelvis täktverksamheter. Vid planering, byggande och förvaltning av väg och järnväg refererar Trafikverkets skrift *Projektering av bergkonstruktioner* (2019:062) huvudsakligen till följande lagar:

- Lag om byggande av järnväg (SFS 1995:1649)
- Förordningen om byggande av järnväg (SFS 2012:708)
- Väglagen (SFS 1971:948)
- Vägförordningen (SFS 2012:707)
- Plan- och bygglagen (SFS 2010:900)
- Plan och byggförordningen (SFS 2011:338)
- Miljöbalken (SFS 1998:808)

Dessutom gäller Trafikverkets tekniska krav för utformning och dimensionering av tunnel, bro, och väg, men även Allmän material- och arbetsbeskrivning - Anläggning (*AMA Anläggning*) samt Trafikverkets komplement till *AMA (TRVAMA)* avseende Material, utförande och kontroll.

Av dessa lagar och krav är Miljöbalken den som har störst inverkan på användningen av entreprenadberg för ballast till betong. Miljöbalken syftar till att främja en hållbar utveckling som innebär att nuvarande och kommande generationer tillförsäkras en hälsosam och god miljö och här kommer hanteringen av överskottsmassor in.

Idag finns inga råd framtagna för hur entreprenadberg ska kunna användas för ballast till betong och samtidigt uppfylla de krav som ställs i betongstandarderna (SS 137003:2015), inklusive de provningar och provtagningsförfaranden som standarderna hänvisar till och som ska utföras före leverans eller användande av leverantören/produktionsanläggningen. Eftersom provning vanligen ska utföras på processat material, försvåras också användningen av entreprenadberg då man gärna redan i systemhandlingskedet behöver kunna räkna på vad

materialet ska kunna användas till. Nya rekommendationer för tillvägagångssätt avseende detta anges i bilaga A.

1.3.1.3 Internationella riktlinjer

I

Tabell 1.11

Tabell 1.11 Sammanfattning av Standarder / Riktlinjer för ASR. listas de regelverk som har kopplingar till svenska förhållanden (exempelvis närliggande länder eller områden med liknande geologi, varför nordamerikanska regelverk också beaktas).

1.3.1.4 Jämförelse mellan riktlinjer – Ballastprovningar

De Europastandarder eller -riktlinjer som behandlar ballast i betong (t.ex. SS-EN 206, SS-EN 12620+A1:2008, SIS-CEN TR 16349:2012) anger inte några krav avseende alkaliskareaktivitet, utan innehåller formuleringar som att ”delmaterial ska vara lämpliga för avsedd användning i betong och får inte innehålla skadliga beståndsdelar i sådan mängd att det kan vara menligt för betongens beständighet”. Istället hänvisar dessa till nationella regelverk. Avseende ballastprovningar för ASR finns inte heller någon gemensam Europametod, varför denna egenskap inte kan deklarerats inom ramen för CE-märkning. De nationella riktlinjerna hänvisar istället till olika metoder som i grund och botten bygger på samma princip (**Tabell 1.12**).

I Sverige används de internationella metoder som utvecklats inom RILEM, men Sverige tillsammans med t.ex. Norge använder en utökad petrografisk analys, med punkträkning i tunnslip, för klassificering av ballastens alkalireaktivitet. Den petrografiska analysen används generellt istället endast för att dokumentera förekomsten av alkalireaktiva komponenter och istället görs klassningen utifrån expansionsprovningar. I Storbritannien kan dock krossballast klassas direkt utifrån bergartstyp, samtidigt som all sand och grus betraktas som alkalireaktiv, såvida inte expansionsprovning visat annat.

Vid expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C, motsvarande RILEM AAR-2 anges internationellt provningstiden 14 dagar och ett gränsvärde på <0,08 % med tjocka prismor eller 0,10 % med smala prismor (jämför Sverige där provningstiden 28 dagar och gränsvärdet 0,25 % med tjocka prismor anges).

Vid expansionsprovning med betongprismor, 38–40 °C, motsvarande RILEM AAR-3 anges gränsvärden från 0,10 % ner till 0,04 %, se Tabell 1.13. Provningstiden är generellt 1 år. Gällande gränsvärde i Sverige är 0,050 %, men här rekommenderas (i bilaga A) att värdet sänks till 0,040 %. Detta baseras på erfarenheter från andra länder, bl.a. Norge, vilka har sänkt gränsvärdet till denna nivå.

Expansionsprovning med betongprismor, 60 °C, motsvarande RILEM AAR-4, används framförallt i Frankrike, Schweiz och Tyskland och där används ett gränsvärde på ≤0,04 % efter 20 veckor, medan RILEM AAR-0:2016 anger ett gränsvärde på 0,030 % efter 15 veckor.

Expansionsprovning med bruksprismor i NaCl, 50 °C, motsvarande NT BUILD 295:1985 för provning av snabbreaktiva komponenter, används framförallt i Danmark, där förekomsten av flinta är vanligt förekommande. Här använder man olika gränsvärden beroende på omgivningskategori, där gränsvärdet ≤0,1 % efter 8 veckor är det mest kritiska.

I **Tabell 1.13** redovisas vilka gränsvärden som tillämpas för ballastprovningar i de olika riktlinjerna.

Tabell 1.11 Sammanfattning av Standarder / Riktlinjer för ASR.

Regelverk	Titel	Område(n) där standard/ riktlinjer appliceras
AASHTO PP 65	Standard Practice for Determining the Reactivity of Concrete Aggregates and Selecting Appropriate Measures for Preventing Deleterious Expansion in New Concrete Construction	USA
ASTM C 1778	Standard Guide for reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete	Internationell
BS 8500-2	Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1	Storbritannien
CAN-CSA A23.2	Concrete materials and methods of concrete construction/Methods of test and standard practices for concrete	Kanada
CBI-rapport 4:92	Alkalisilika Reaktionen i Svensk Betong	Sverige
DafStb-Richtlinie	Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalreaktion im Beton	Tyskland
BRE Digest 330, Part 1	Alkali-silica reaction in concrete – Background to the guidance notes	Storbritannien
BRE Digest 330, Part 2	Alkali-silica reaction in concrete – Detailed guidance for new construction	Storbritannien
BRE Digest 330, Part 4	Alkali-silica reaction in concrete – Simplified guidance for new construction using normal reactivity aggregates	Storbritannien
DS 2426	Beton – Materialer – Regler for anvendelse af EN 206-1 i Danmark	Danmark
ICOLD Bulletin 164	Selection of materials for concrete dams	Internationell
ICOLD Bulletin 184	Management of expansive chemical reactions in concrete dams and hydroelectric projects	Internationell
NB 21	Durable Concrete with Alkali Reactive Aggregates	Norge
RILEM AAR-0	Recommended Test Method: AAR-0 – Outline Guide to the Use of RILEM Methods in the Assessment of the Alkali-Reactivity Potential of Aggregates	Internationell
RILEM AAR-7	RILEM Recommended Specification: AAR-7.1 – International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete – Part 1: Alkali-Silica Reaction	Internationell
SIS-CEN TR 16349	Samlade specifikationer för undvikande av skador på grund av Alkalisilikareaktivitet (AKR) i betong	Europa
SS-EN 206	Betong – Fordringar, egenskaper, tillverkningar och överensstämmelse	Sverige
SS-SS-EN 12620+A1:2 008	Ballast för betong	Sverige
SS 137003	Betong – Användning av SS-EN 206 i Sverige	Sverige

Tabell 1.12 Likvärdiga ballastprovningmetoder avseende ASR.

Typ av provning	RILEM	EN-metoder	Sverige	Norge	Danmark
Petrografisk analys ASR-screening	RILEM AAR-1: 2016	EN 932-3: 1997	SP metod 1441: 2001 Kvalitativ petrografi, bilaga B	NB 32, App C: 2005	TI-B 52: 1985
Ultra-accelererad bruksprismeprovning i NaOH, 80°C	RILEM AAR-2: 2016		SP metod 1666: 1994	NB 32, App D: 2005	
Accelererad bruks- prismeprovning i NaCl, 50°C			NT BUILD 295: 1985		TI-B 51: 1985
Accelererad bruks- prismeprovning i ånga, 150°C					
Accelererad betong- prismeprovning, 38°C	RILEM AAR-3: 2016			NB 32, App E: 2005	
Accelererad betong- prismeprovning, 60°C	RILEM AAR-4: 2016				
Accelererad betong- prismeprovning, 50°C i saltlösning			CBI metod nr 1: bilaga F		
Kemiska metoder					TK 84: 1989
Lätta korn					DS 405-4: 1998
Kritisk absorption					TI-B 75: 1992

(Forts Tabell 1.12) Likvärdiga ballastprovningmetoder avseende ASR.

Typ av provning	ASTM	Kanada	Stor-britannien	Tyskland	Frankrike/Schweiz	Sydafrika
Petrografisk analys	ASTM C295 2012	CSA A23.2-15A: 2014	BS 812-104: 1994		AFNOR XP P18-543: 2019	
Ultra-accelererad bruksprismprovning i NaOH, 80°C	ASTM C1260: 2014	CSA A23.2-25A: 2014		DAF5tb Alkali Guideline, Part 3: 2013		NBRI-M Accelererad test method: 1986
Accelererad bruks- prismprovning i NaCl, 50°C						
Accelererad bruks- prismprovning i ånga, 150°C					AFNOR FD P18-542: 2017	
Accelererad betong- prismprovning, 38°C	ASTM C1293: 2018	CSA A23.2-14A: 2014	BS 812-123: 1999	DAF5tb Alkali Guideline, Part 3: 2013	AFNOR FD P18-542: 2017	
Accelererad betong- prismprovning, 60°C				DAF5tb Alkali Guideline, Annex B: 2013	AFNOR FD P18-542: 2017	
Accelererad betong- prismprovning, 50°C i saltlösning						
Kemiska metoder	ASTM C289: 2007 (indragen)			DAF5tb Alkali Guideline, Part 2: 2013	AFNOR FD P18-542: 2017	

Tabell 1.13 Internationella gränsvärden för ballastprovning

	Oskadlig ballast					Alkalireaktiv ballast				
	Petrografisk analys	Expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 38-40 °C	Expansionsprovning med bruksprismor i NaCl, 50 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 60 °C	Petrografisk analys	Expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 38-40 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 60 °C	Expansionsprovning med bruksprismor i NaCl, 50 °C
SS-EN 206:2013	SS-EN 206 är inte en harmoniserad europastandard och beständighetskrav för betong ges i de bestämmelser som gäller på platsen för betongens användning. Delmaterial ska vara lämpliga för avsedd användning i betong och får inte innehålla skadliga beståndsdelar i sådan mängd att det kan vara menligt för betongens beständighet eller onska korrosion hos armering.									
SS-EN 12620+A1:2008	När så krävs, skall alkaliska-reaktiviteten bedömas enligt de bestämmelser som gäller på platsen för betongens användning, och resultaten skall deklarerats. Om ballast importerats över nationella gränser, bör köparen ta hänsyn till erfarenhet från ursprungslandet.									
SIS-CENTR:16346:2012	En ballastkombination kan anses icke-reaktiv om den klarar uppställda gränsvärden i det land ballasten ska användas.									
SS 137003:2015	≤15 % långsamreaktiva komponenter; INGA snabbreaktiva komponenter	≤0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor alt 40x40x160 mm prismor	≤0,050 % efter 51 v (bör lämp-ligen vara 52 v i enlighet med metod)	Inget gränsvärde anges	>15 % långsamreaktiva komponenter; OM snabbreaktiva komponenter	>0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor alt >0,25 % efter 28 d med 40x40x160 mm prismor	>0,050 % efter 51 v (bör lämp-ligen vara 52 v i enlighet med metod)	-	Inget gränsvärde anges	
DS 2426:2011	Inget gränsvärde anges	≤0,1-0,2 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	≤0,040 efter 52 v med 100x100x450 mm prismor	≤0,1 % efter 8-20 v	DS/EN 12620	>0,1-0,2 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	-	-	>0,1 % efter 8-20 v	
NB 21:2017	≤10-20 %	≤0,08-0,14 %* efter 14 d med 40x40x160 mm prismor	≤0,040 efter 52 v med 100x100x450 mm prismor	-	≥10-20 %	≥0,08-0,14* efter 14 d med 40x40x160 mm prismor	≥0,040 efter 52 v med 100x100x450 mm prismor	-	-	
DAFsb-Richtlinie: 2007	Bara för ballast med finta/opal sandsten, beroende på exponering	≤0,1 % efter 13 d	≤0,06 % efter 9 mån 140°C	≤0,03 % efter 20 v 160°C		>0,1 % efter 13 d	>0,06 % efter 9 mån 140°C	>0,03 % efter 20 v 160°C		
ASTM C1778:2014	Inget gränsvärde anges	<0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	<0,04 %			≥0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	≥0,04 %			

*NB 21 anger olika värden för grov respektive fin ballast.

	Oskadlig ballast					Alkallireaktiv ballast					
	Petrografisk analys	Expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 38-40 °C	Expansionsprovning med bruksprismor i NaCl, 50 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 60 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 38-40 °C	Expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C	Petrografisk analys	Expansionsprovning med bruksprismor i NaOH, 80 °C	Expansionsprovning med betongprismor, 60 °C	Expansionsprovning med bruksprismor i NaCl, 50 °C
AAASHTO PP65: 2010	Inget gränsvärde anges	≤0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	≤0,04 %			>0,04 %	>0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	Inget gränsvärde anges			
CAN-CSA A23.2: 2004	Inget gränsvärde anges – endast för förekomst	≤0,150 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	≤0,040 %			>0,040 %	>0,150 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor	Petrografi ej tillräckligt för att utvärdera ballastens alkaliaktivitet			
BS 8500-2: 2002 (refererar till BRE Digest 330 Part 2.1)	Krossballast av kalksten eller magmatiska bergarter som INTE innehåller opal, mikro och/eller kryptokristallin kvarts		≤0,05 %			>0,10 %		Sand och grus innehållande flinta, kvartsit och gråvacka			
RILEM AAR-0: 2016	Enligt nationella riktlinjer	<0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor alt <0,08 % efter 14 d med 40x40x160 mm prismor	<0,05 %	≤0,03 % efter 15 v		≥0,05 %	≥0,10 % efter 14 d med 25x25x285 mm prismor alt ≥0,08 % efter 14 d med 40x40x160 mm prismor	Enligt nationella riktlinjer		>0,03 % efter 15 v	

¹⁾BRE Digest 330: 1999, Part 2 Klassificerar ballast som låg-reaktiv, normal-reaktiv, mycket reaktiv och extremt reaktiv. Här sammanfattas de tre sistnämnda som alkallireaktiv ballast.

1.3.1.5 Jämförelse mellan riktlinjer - alkalihalt och betongsammansättning

Ett sätt att förhindra skadlig ASR är att begränsa alkaliinnehållet i betongen ner till en nivå där ASR över huvud taget inte uppstår (se avsnitt 1.2.2), inte ens med högreaktiv ballast.

Detta har man baserat sig på i ett flertal av de riktlinjer som anges i **Tabell 1.14**.

Begränsningen av alkalihalten uttrycks som:

- a) Krav på maximal alkalihalt ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) i betongen eller
- b) Krav på maximal alkalihalt ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) i cementet eller bindemedlen

Den alkalihalt som används vid beräkning av dessa värden är normalt total alkalihalt i samtliga delmaterial (fall a) och total alkalihalt i cementet (fall b).

Det faktum att skadlig ASR kan undvikas om tillräckligt med slagg, flygaska eller silikastoft tillsätts finns också behandlat i en del av riktlinjerna i **Tabell 1.14**.

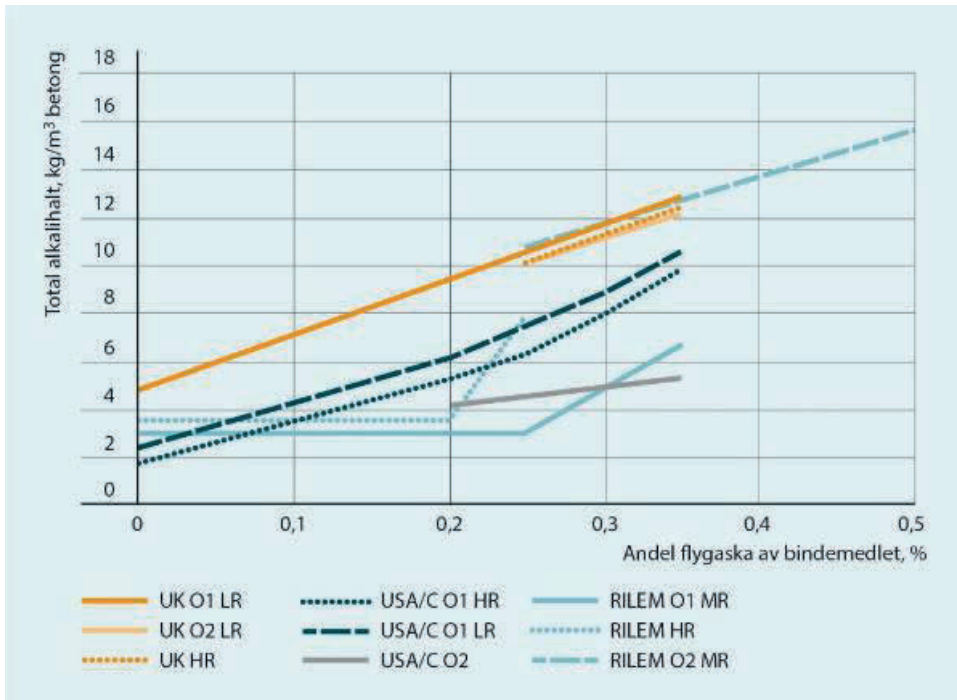
Krav på max alkalihalt i Portlandcementbetong

I betong med enbart rent Portlandcement (CEM I) som bindemedel ligger den kritiska alkalihalten i betongen i området runt 3 kg/m^3 betong. Gränsvärdet $3,0 \text{ kg/m}^3$ används i SS 137003:2015 för omgivningskategori E2 och i Norge ligger gränsvärdet på $2,5 \text{ kg/m}^3$ men $3,0 \text{ kg/m}^3$ i de fall expansionen i RILEM AAR-2 inte överstiger 0,20 %. I Frankrike gäller värdet $3,0 \text{ kg/m}^3$ för samtliga fall utom för exceptionella byggnadsverk där inga sprickor av ASR tolereras. I Storbritannien motsvarar riktlinjerna en alkalihalt på $3,7 \text{ kg/m}^3$ vid användning av lågreaktiv ballast och $3,2 \text{ kg/m}^3$ för normalreaktiv ballast. RILEM rekommenderar $3,0\text{--}3,5 \text{ kg/m}^3$ för medelreaktiv ballast och $2,5\text{--}3,0 \text{ kg/m}^3$ för högreaktiv ballast.

I USA och Kanada är värdet kopplat till en riskanalys. Enbart portlandcementets bidrag räknas med och det anges gränsvärden för bidrag från andra komponenter. Omräknat till total alkalihalt från samtliga delmaterial motsvarar värdet som gäller för normala bärande konstruktioner med en avsedd livslängd på 50 år cirka $2,9 \text{ kg/m}^3$. För avsedda livslängder över 75 år eller mer känsliga eller prestigefyllda byggnadsverk motsvarar det angivna värdet cirka $2,3 \text{ kg/m}^3$.

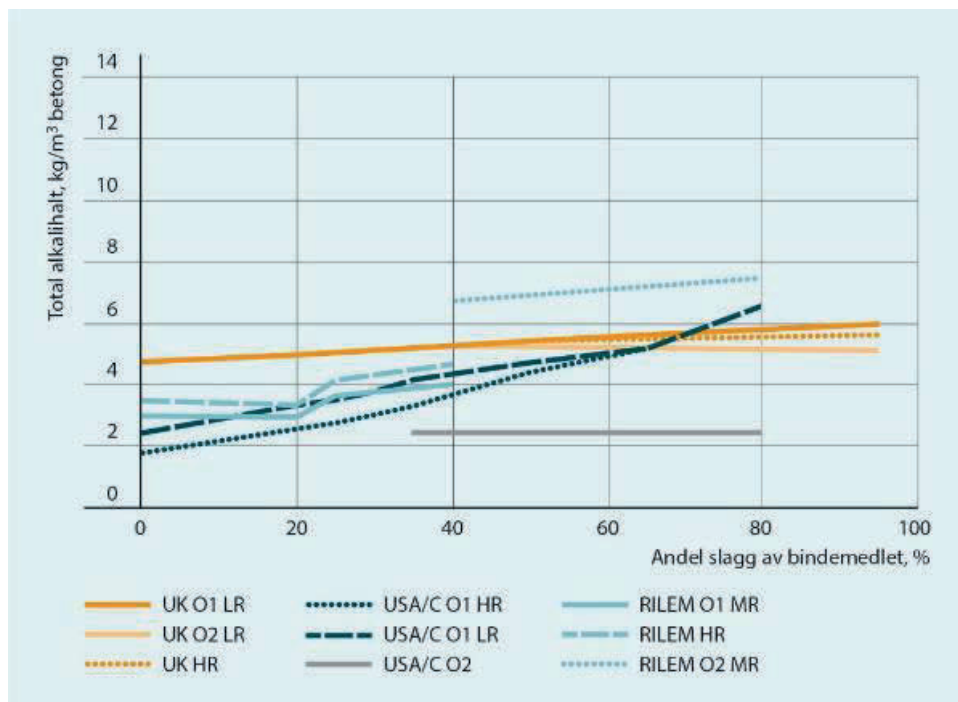
Krav på max alkalihalt i betong med alternativa bindemedel

I de vanligaste alternativa bindemedlen är en betydligt större del av den totala alkalihalten bunden i materialet och endast en mindre del löser sig i porvattnet och bidrar till den alkalinitet som påverkar den reaktiva ballasten. Den totala alkalihalten kan därför vara något högre när alternativa bindemedel ingår i bindemedlet än om det är fråga om rent portlandcement. Specifika värden för detta anges oftast inte i de riktlinjer som finns. Dock kan man utgående från givna förutsättningar och kraven i vissa riktlinjer (gränser för halt alternativa bindemedel, halt portlandcementklinker, gränser för alkalihalt i delmaterial och tillsatsmedel), räkna ut vilka alkalihalter som accepteras när främst slagg eller flygaska används. Hur den högsta totala accepterade alkalihalten varierar med halten flygaska i de nordamerikanska och de brittiska riktlinjerna samt RILEM visas i **Figur 1.22** och med slagghalten i **Figur 1.23**.



Figur 1.22 Accepterad högsta total alkalihalt i betong med flygaska, baserat på sammansättningskrav och högsta tillåtna alkalihalt i respektive delmateria (se text). (Data från BS 8500-2:2002, ASHTO PP 65-10:2010 and RILEM AAR:7.1:2016.

(LR= lågreaktiv ballast, MR = medelreaktiv ballast, HR=högreaktiv ballast. Ox, anger olika valbara förfaranden, optioner).



Figur 1.23 Accepterad högsta totala alkalihalt i betong med slagg, baserat på sammansättningskrav och högsta tillåtna alkalihalt i respektive delmaterial (se text). Data från BS 8500-2:2002, ASHTO PP 65-10:2010 and RILEM AAR:7.1:2016.

(LR= lågreaktiv ballast, MR = medelreaktiv ballast, HR=högreaktiv ballast. Ox, anger olika valbara förfaranden, optioner).

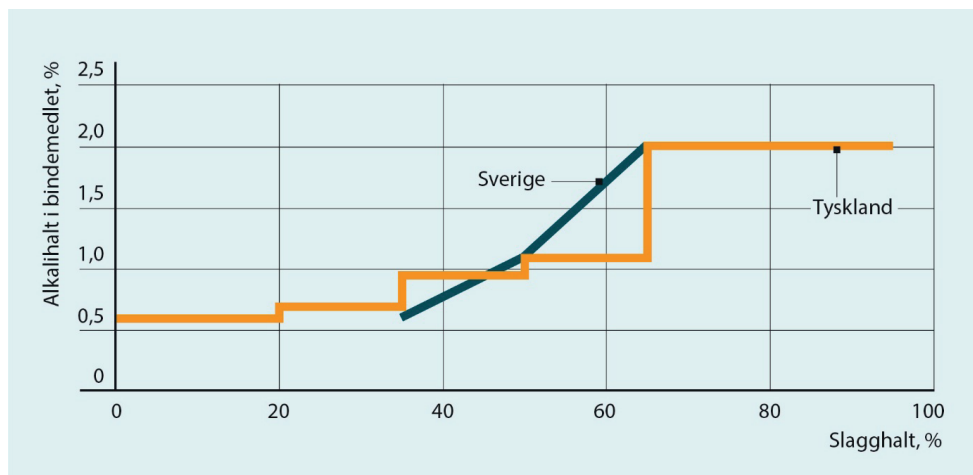
I många länder, t.ex. Sverige tillämpas samma värde vid användning av alternativa bindemedel som för ren portlandcementbetong, då kravet uttrycks som högsta alkalihalt i betongen. I de norska reglerna ger man möjlighet att fastställa alternativ max alkalihalt genom provning för specifika cement eller bindemedelskombinationer.

Krav på max alkalihalt i cementet

Denna begränsning bygger på att cementhalten i betongen normalt inte överstiger 500-550 kg/m³ och att man genom att använda ett cement med låg alkalihalt begränsar den totala alkalihalten i betongen. Specifikationer för lågalkaliska cement finns i ett flertal länder. För rena portlandcement gäller bl.a. följande gränser för att betraktas som lågalkaliska:

- Sverige (SS 134203:2014) och Tyskland (DIN 1164-10:2010): 0,6 %
- Danmark: 0,75 % (DS/INF 135:2007)

För svenska och tyska slaggcement gäller andra gränser för att de ska betraktas som lågalkaliska, se **Figur 1.24**.



Figur 1.24 Tillåten alkalihalt i lågalkaliska slaggcement beroende på slagghalt. För Data från SS 134203:2014 och DIN 1164-10:2010. Vid slagghalt mellan 20 och 35 % begränsas alkalihalten till 0,6 % i portlandcementklinkern.

I Sverige (SS137003:2015) godtas användning av lågalkaliska CEM II eller CEM III (slaggcement) som uppfyller kraven i SS134203:2014 som enda krav för omgivningskategori E2. I lågalkaliska CEM II begränsas alkalihalten till 0,6 % i klinkern. Användning av det danska lågalkaliska cementet accepteras i Danmark som enda krav i kombination med lågreaktiv ballast.

Krav på minsta mängd alternativa bindemedel

Eftersom det är känt att alternativa bindemedel, främst slagg, silikastoft och flygaska, är positivt för att förhindra ASR anges i vissa riktlinjer minimimängder av dessa material, över vilka ASR inte antas uppkomma. Vid denna typ av krav maximeras ofta alkalihalten i de olika alternativa bindemedlen. I Kanada och USA anges följande värden för alternativa bindemedel:

- 15–30 % flygaska
- 25–65 % slagg
- Silikastoft

Mängderna varierar inom dessa gränser beroende på ballastens reaktivitet, alkalier i delmaterialen, omgivningskategori och konstruktionens livslängd.

RILEM ger också vissa rekommendationer:

- Flygaska: ≥ 25 % vid medelreaktiv ballast och ≥ 40 % vid högreaktiv ballast
- Slagg: ≥ 40 % vid medelreaktiv ballast och ≥ 50 % vid högreaktiv ballast
- Silikastoft: ≥ 8 % vid medelreaktiv ballast
- Metakaolin: ≥ 15 % vid medelreaktiv ballast

1.3.2 Befintliga konstruktioner

1.3.2.1 Regler och praxis i Sverige

Några formella regler angående ASR i befintliga konstruktioner existerar inte. Här beskrivs hur undersökning och tillståndsbedömning vid skadefall traditionellt har genomförts.

Vanligtvis tas borrkärnor ut från en misstänkt påverkad konstruktion för att säkerställa att sprickbildningen har orsakats av ASR. Samtidigt utförs en okulär besiktning av konstruktionen för att skapa en uppfattning om utbredningen och konsekvenserna av fortsatt sprickbildning. Borrkärnorna har ofta varit mellan 75 och 100 mm i diameter. Efter kartering och dokumentering av sprickor på borrkärnornas mantelytor har planslip och/eller tunnslip tagits ut på lämpliga ställen på borrkärnan. Efter mikroskopstudier kan ett utlåtande ges avseende reaktionens omfattning i cementpastan samt mängden och typen av reaktiv ballast. Tillsammans med cementanalyser (alkalihalter) från svepelektronmikroskop (SEM-EDS) och/eller jonkromatografi har detta sedan legat till grund för en bedömning av hur stor risken är för fortsatt skadlig utveckling.

En alternativ metod som CBI har använt sig av är att bedöma kvarvarande expansion med hjälp av borrkärnor från konstruktionen som sedan provas enligt CBI-metod nr 1 (bilaga F), som bygger på NT Build 295. CBI-metoden ger i bästa fall ett mått på den slutliga totala expansionspotentialen.

Spricksummering i fält kan användas för att ge ett ungefärligt mått på expansionshastigheten (avsnitt 3.1.2.2). En uppskattning av pågående, historisk och möjlig expansion ger en uppfattning om förväntad livslängd.

In-situ övervakning har framförallt gjorts inom examensarbeten eller forskningsprojekt och är inte praxis i Sverige.

1.3.2.2 Internationella riktlinjer

För närvarande finns ingen internationell konsensus beträffande beräkning och metodik för livslängdsbedömning avseende ASR-påverkade konstruktioner. Det finns olika nationella metoder, vilka listas i **Tabell 1.14**. De mest pålitliga metoderna använder in-situ övervakning av expansionen i fält för att fastställa pågående expansionshastighet i konstruktionen.

Tabell 1.14 Sammanställning av manualer/riktlinjer avseende åtgärder mot ASR i befintliga konstruktioner

Institut/ Publikation	År	Titel	Land/område
CUR Recommendation 102	2008	Inspection and assessment of concrete structures in which the presence of ASR is suspected or has been established	Nederländerna
RILEM AAR-6.1, Part 1: Diagnosis	2013	Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete Structures	EU
RILEM AAR-6.2, Part 2: Appraisal and management	Utges snart	Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete Structures	EU
A World Review (CRC press)	2017	Alkali-aggregate reactions in concrete	
EC Innovation programme IN309021	2001	CONTECVET: A validates users manual for assessing the residual service life of concrete structures. Manual for assessing concrete structures affected by ASR	EU
CSA A864-00	2000 (ny 2005)	Guide to the evaluation and management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate reaction	Kanada
U.S Department of Transportation	2013	Methods for Evaluating and Treating ASR-Affected Structures: Results of Field Application and Demonstration Projects Volume I: Summary of Findings and Recommendations Volume II: Details of Field Applications and Analysis	USA
U.S Department of Transportation No: FHWA-HIF- 09-004	2010	Report on the diagnosis, Prognosis, and Mitigation of Alkali-silica reaction in Transportation Structures	USA
BRE Digest 330, Part 1-4	2004	Alkali-silica reaction in concrete. Part1 Background to guidance notes, Part 2 Detailed guidance for new construction, Part 3 Case studies and Part 4 Guidance for new construction using aggregates of normal reactivity	Storbritannien
Institution of Structural Engineers	1992	Structural effects of Alkali-silica reaction: technical guidance on the appraisal of existing structures	Storbritannien
Brittish Cement Association, (BCA)	1992	The diagnosis of Alkali-silica reaction	Storbritannien
Committee Report: JCI-TC115FS	2014	Technical Committee on Diagnosis of ASR-Affected Structures	Japan
Bulletin 79 prepared by Committee on Materials for Concrete Dams	1991	Alkali-aggregate reaction in concrete dams: Review and recommendations	

2. NYA KONSTRUKTIONER

Detta avsnitt ger bakgrundsinformation till de rekommendationer för undvikande av ASR i ny betong som samlats i bilaga A.

Som beskrivs mer utförligt i kapitel 1 minskar risken för alkalisilikareaktioner i betong om minst en av följande faktorer minimeras: (1) Mängden potentiellt alkalireaktiv ballast, (2) alkalihalten i betongen eller (3) tillgången på extern fukt.

Tillgången på extern fukt beror främst på omgivningens relativa luftfuktighet. Detta kategoriseras genom omgivningskategorier anpassade för ASR som behandlas i avsnitt 2.1.

Ballastens alkalireaktivitet innebär en stor riskfaktor för betongens beständighet och alkalireaktiviteten är specifik för varje ballasttyp. Med alkalireaktivitet avses här ballastens inverkan på expansionsförloppet gällande både hur snabbt och hur mycket betongen kommer expandera. De ballasttyper som är vanligt förekommande i Sverige beskrivs i avsnitt 1 och 2.2 samt bilaga C.

Ballasttyp och alkalihalten i betongen bestäms utifrån betongsammansättningen och vald bindemedelstyp, varför det finns två olika typer av provningar inom ASR-området:

- Ballastprovning, avhandlas i avsnitt 2.3. Avser provning av ballast med hänsyn till dess alkalireaktivitet.
- Funktionsprovning (*performance test*), avhandlas i avsnitt 2.5. Avser provning av risken för skadlig ASR hos olika betongsammansättningar.

I **Tabell 1.12** listas motsvarande ballastprovningmetoder som används internationellt och i **Tabell 1.13** listas internationella gränsvärden för motsvarande provningar. **Tabell 2.1** listar motsvarande funktionsprovningar som används inom RILEM, Nordamerika, Norden, Frankrike och Schweiz.

Är alkalihalten tillräckligt låg i en betong sker ingen skadlig reaktion, även med reaktiv ballast. Nivån på denna alkalihalt varierar beroende på vilka bindemedel som används i betongen. Inverkan av bindemedel på risken för ASR avhandlas i avsnitt 2.4.

2.1 Omgivningskategorier

2.1.1 Omgivningskategorier enligt SS 137003:2015

För att underlätta kravställandet när det gäller ASR introducerades omgivningskategorier i SS 137003:2015. De vanliga exponeringsklasserna för betong XO, XC1-XC4, XD1-XD3, XS1-XS3, XF1-XF4 samt XA1-XA3 som beskrivs i betongstandarden SS-EN 206:2013+A1:2016 går inte att använda, eftersom de relateras till andra skademekanismer än ASR och inte konsekvent skiljer på torra och fuktiga miljöer, vilket är den avgörande faktorn för ASR, och där tas heller inte hänsyn till andra förvärrande faktorer som t.ex. lastväxlingar, uttorkningssvårigheter och höga temperaturer som kan ha betydelse för risken för ASR.

Omgivningskategorierna E1, E2 och E3 som anges i SS 137003:2015, bilaga Q baseras på en teknisk rapport framtagen av CEN, SIS-CEN/TR 16349:2012 och sammanfattas nedan:

- **E1:** Betongen är i huvudsak skyddad från utvändigt fukt. (Betong inomhus i torra miljöer, med RF lägre än 75–80 % och som inte utsätts för utvändiga fuktkällor.)
- **E2:** Betongen utsätts för utvändigt fukt. (Betong inomhus i fuktiga miljöer, t.ex. tvätterier, tankar, bassänger; betong utomhus utsatt för atmosfärisk fukt eller från icke-aggressiv mark; betong i sötvatten; samt betong ständigt i havsvatten.)
- **E3:** Betongen utsätts för utvändigt fukt och ytterligare förvärrande faktorer, som tösaltning, frysning och upptining i vått tillstånd, omväxlande uppfuktning och torkning i marin miljö eller fluktuerande laster.

Tanken är att omgivningskategori ska anges för den aktuella betongkonstruktionen på samma sätt som exponeringsklasserna anges, och ingå i specifikationen som ges till betongtillverkaren så att denne kan avgöra vilken ballast som kan användas i den aktuella betongen.

2.1.2 Omgivningskategorier använda i andra länder

Denna principiella indelning i omgivningskategorier används i flera länder, men med olika beteckningar (Frankrike, USA/Canada, RILEM-rekommendationen, Schweiz).

De belgiska, italienska, nederländska, portugisiska och norska riktlinjerna skiljer enbart på miljöer där inga åtgärder krävs (motsvarande E1) och miljöer där åtgärder krävs (innefattande både E2+E3).

I de tyska riktlinjerna används 4 kategorier. De två lägsta motsvarar kategori E1 och E2 medan E3 uppdelas i två separata kategorier. En lägre som omfattar betong som utsätts för utvändigt fukt och utvändiga klorider, t.ex. från tösaltning och marin miljö men som inte utsätts för dynamiska laster. I den något strängare kategorin ingår utvändigt fukt, externa klorider och dynamiska laster.

De engelska, irländska och spanska riktlinjerna gör ingen skillnad på omgivningskategorier utan ställer samma krav på all ballast till betong. Massiva konstruktioner som befinner sig i en torr omgivning hänförs ofta till kategori E2 (Tyskland, Frankrike, Norge) eller ges en egen kategori (USA/Kanada).

I ett flertal länder utgör inte bara omgivningskategorier underlag för val av åtgärder, utan man delar även in betongkonstruktionerna i olika klasser baserade på i vilken mån ASR-skador kan accepteras. Parametrar är bland andra vilka konsekvenser skador leder till, bärande – icke-bärande konstruktioner, kort eller lång avsedd livslängd, reparerbarhet, graden av prestige hos byggnadsverket.

2.1.3 Kommentarer angående omgivningskategorier

Den kategorisering som används i SS 137003:2015 fungerar bra som grund. Det finns dock vissa fall där kategoriseringen inte är helt tillräcklig eller tillräckligt tydlig.

Ett exempel är betong utsatt för förhöjda temperaturer i vått tillstånd och under längre tid (t.ex. simhallar och vissa industrier), vilken skiljer sig från ”vanlig” E2 och E3. I bilaga A, avsnitt A3 ges därför rekommendationer för särskilda fall när strängare krav på ballasten bör ställas än vad som krävs enligt de grundläggande kraven.

Ett annat exempel är tolkningen av "frysning och upptining i vått tillstånd" som hänförs till E3. Generellt klassas alla utomhuskonstruktioner som antingen E2 eller E3 (utsatt för utvändig fukt) och i Sverige är alla utomhuskonstruktioner utsatta för frysning och upptining. Med vått tillstånd avses dock inte detsamma som utsatt för utvändig fukt, utan det avser tillstånd där konstruktionen är fuktmättad eller har en mycket hög relativ fuktighet, d.v.s. hänförs till exponeringsklass XF3 eller XF4 står för hög vattenmättnad utan respektive med avisningsmedel eller havsvatten.

2.2 Svenska ballasttyper

2.2.1 Generellt

Indelningen av ballast avseende alkalireaktivitet görs olika internationellt. Kanada använder sig av klasserna bra (good), okej (fair), dålig (poor) och skadlig (deleterious), medan Norge använder kategorierna alkalireaktiv, potentiellt alkalireaktiv (tvistefeller) och icke alkalireaktiv. RILEM använder grupperingen klass I: liten sannolikhet att vara alkalireaktiv, klass II: potentiellt alkalireaktiv eller oklar alkalireaktivitet och klass III: stor sannolikhet att vara alkalireaktiv. Den svenska standarden SS 137003:2015 rekommenderar vidare utvärdering om ballasten innehåller a) ”komponenter som flinta, opal, chert eller amorf kvarts”; eller b) ”mer än 15 % långsamt reaktiva eller potentiellt reaktiva partiklar”. Den första kategorin (a) beskrivs vidare i SS 137003:2015, avsnitt 5.2.3.5 som *högreaktiv* och i andra sammanhang som *snabbreaktiv ballast* (Lagerblad & Trägårdh 1992). Ballast som inte antas orsaka skador går i SS 137003:2015, under benämningen *lågreaktiv ballast*.

Termerna är något missvisande och eftersom de flesta kvartshaltiga bergarter kan orsaka en viss expansion relaterad till ASR – åtminstone under ASR-gynnsamma förhållanden – används här istället termen *oskadlig ballast* för de bergartstyper som endast orsakar en mindre expansion, men där man inte ser någon egentlig sprickbildning relaterad till detta fenomen. Den långsamreaktiva eller potentiellt alkalireaktiva ballasten delas vidare in i kategorierna *medelreaktiv* och *långsamreaktiv ballast*. Alkalireaktiviteten varierar mellan olika ballasttyper och olika gränsvärden anges för betongens alkalihalt beroende på ballasttyp (bilaga A). Nomenklatur och klassificering av bergarter beskrivs mer ingående i bilaga C och exempel på potentiellt alkalireaktiva bergarter ges i tabell C.1. Utbredningen av var alkalireaktiva bergarter är särskilt vanliga visas i **Figur 1.11**.

2.2.2 Snabbreaktiv ballast

Snabbreaktiv ballast innehåller t.ex. porös flinta, opal, chert eller andra amorfa kiselarter. Denna typ av ballast återfinns framförallt i Skåne, område A i **Figur 1.11**. **Fel! Hittar inte referenskälla..** Sprickbildning i betongen uppträder vanligen redan inom 1–5 år. Fraktionen under 4 mm är vanligen mer reaktiv än andra fraktioner.

2.2.3 Medelreaktiv ballast

Medelreaktiv ballast återfinns främst längs fjällkedjan, inom område B i **Figur 1.11**, och innehåller vanligen sparagmit och odeformerad eller lågmetamorf gråvacka. Sprickbildning i betongen uppträder vanligen efter 5–15 år. Fraktionen under 4 mm är vanligen mer reaktiv än andra fraktioner.

2.2.4 Långsamreaktiv ballast

Långsamreaktiv ballast utgörs av kvartsrika, finkorniga bergarter, vilka kan vara vulkaniska och sedimentära bergarter såsom porfyr, ryolit eller hälleflinta; eller bergarter som uppkommit i kross- eller skjuvzoner såsom mylonit och kataklasit. och är vanligast i områdena C och

D i **Figur 1.11**. Sprickbildning i betongen uppträder vanligen efter 15–20 år. Grövre fraktioner (>8 mm) orsakar vanligen värre skador än andra fraktioner. Gränsvärden för referensballast anges i avsnitt A1.8.

2.2.5 Referensballast

Referensballast avser sådan ballast som ska användas som ingående referensmaterial vid standard- eller funktionsprovning av annan ballast eller av bindemedel.

- *Oskadlig referensballast* definieras som ballast med en expansion <0,04 % efter 14 dagar vid provning med RILEM AAR-2:2016 med 40x40x160 mm pridsmor.
- *Reaktiv referensballast* definieras som ballast med en expansion >0,18 % efter 52 veckor vid provning med RILEM AAR-3:2016

2.2.6 Återvunnen ballast

Enligt SS-EN 12620+A1:2008 (Ballaststandard) och SS-EN 206+A1:2016 (Betongstandard) ska återvunnen krossad betong som används som ny ballast i betong betraktas som alkalireaktiv och provas som potentiellt reaktiv ballast. Eftersom det är svårt att förutse den urlakade mängden alkali från ballast av krossad betong rekommenderas att inte använda potentiellt alkalireaktiv ballast tillsammans med ballast av krossad betong.

Krossad återvunnet glas från konsumtionsledet ska hanteras på samma sätt som ballast av krossad betong. Kornstorlekar mellan 0,125–1,0 mm kan vara alkalisilikareaktiva. Dessutom kan alkalier urlakas och ge ett bidrag till betongens porlösning på samma sätt som ballast av krossad betong.

2.3 Provning av ballast avseende ASR

2.3.1 Provtagning, krossning och neddelning

Laboratorieanalyser kan endast anses tillförlitliga för ett parti om de utförs på ett representativt prov. För att ett samlingsprov ska anses representativt ska provtagningen följa principerna avseende provtagning, upprättande av provtagningsplan och provtagningsmetoder som beskrivs i SS-EN 932-1:1997. Tas prov från fast berg bör dess plats märkas ut på täktkartan. Även dess geologiska bergartsled bör markeras i kartan.

Vidare bör provmängden följa angivelser i SS-EN 932-1:1997 och samlingsprovet neddelas enligt SS-EN 932-2:1999 eller likvärdig metod. Ett laboratorieprov är ett neddelat prov, härörande från ett samlingsprov och avsett för laboratorieprovning. Olika provningsmetoder kräver olika mängd laboratorieprov.

2.3.2 Metoder för ballastutvärdering

Ballastprovningar används för kvalitetskontroll av ballast för betong. I Sverige används metoder från RILEM för ballastprovning. Hur dessa tagits fram och validerats beskrivs i bilaga D, tillsammans med validering av gränsvärden. RILEM:s provningsmetodik (beskrivs i RILEM AAR-0:2016) baseras på ett hierarkiskt system som utgår från en petrografisk analys, vilken vid behov kompletteras med accelererade expansionsprovningar på bruk- och betong. För de accelererade bruks- och betongprovningarna är ballastens storleksfördelning och sammansättning förutbestämd, liksom användningen av Portlandcement och ett bestämt alkaliinnehåll i betongen.

En ballastprodukt som består av ballast från två olika källor, där den ena sorteringen betraktas som reaktiv, behandlas som en egen produkt, där den specifika ballastkombinationen provas

med verkliga proportioner i enlighet med provningsschemat i RILEM AAR-0:2016 och enligt metoder beskrivna nedan.

2.3.2.1 Petrografisk analys (RILEM AAR-1)

En petrografisk analys enligt RILEM AAR-1.1:2016 är en kvantitativ bedömning av hur stor andel av ballasten som utgörs av alkalireaktiva eller potentiellt alkalireaktiva komponenter. Materialet undersöks visuellt avseende ballastens textur och mineralogi. Metoden kan utföras som en *makroskopisk petrografi* eller en *tunnslipspetrografi*. Oavsett vilken av de två metoderna man väljer ska den petrografiska analysen utföras av en kompetent petrograf med erfarenhet av alkalireaktiva mineral och bergarter. Dokumenterad erfarenhet (Haugen 2013; Jensen 2013) visar dock att de mikrotexturer som är förenliga med ASR såsom amorf silika (benämns även silix), mikro- och kryptokristallin samt deformerad kvarts, åtminstone i Norden, kräver att analysen utförs med tunnslipspetrografi.

RILEM AAR-1.1 ger utrymme för petrografen att bestämma analysens mätosäkerhet, vilket styrs av antalet korn som räknas. Gränsvärden överläts till nationella bestämmelser, där SS 137003:2015 anger att en kvantitativ analys ska utföras på tunnslip i mikroskop (*tunnslipspetrografi*). Vidare anger standarden att 1000 punkter för fraktionen 0,063–2 mm och 1000 punkter fördelat på två tunnslip för fraktionen 2–4 mm bör räknas. Ballast som enbart innehåller grova fraktioner krossas ner och analysen genomförs med 1000 punkter på fraktionen 2–4 mm.

Även om inte krossning av grov ballast är obligatoriskt i metoden föreskrivs detta moment för att få ett tillförlitligt statistiskt underlag.

2.3.2.2 Kvalitativ petrografi

Kvalitativ petrografi är ett screeningtest som främst används för att klassificera mängd och typ av ballast avseende alkalireaktiva eller potentiellt alkalireaktiva komponenter. Framställningen av tunnslip bygger på RILEM AAR-1.1:2016, *Teknik 2, Tunnslipspetrografi*. Grov ballast krossas och neddelas enligt metoden, men istället för punkträkning uppskattas halten potentiellt alkalireaktiva komponenter. Screeningtestet utförs på tunnslip i fraktionen 2-4 mm, innehållande ca 150 korn (metodbeskrivning i bilaga B).

2.3.2.3 Bruksprismemetod, 80 °C i NaOH (RILEM AAR-2)

RILEM AAR-2:2016 är en accelererad expansionsprovning på bruksprismor, vilken tillämpas på långsamt alkalireaktiv ballast, där provkropparna exponeras i 1 M NaOH-lösning vid en temperatur av 80 °C. I Sverige använder man prismastorleken 40x40x160 mm³ med en exponeringstid av 14- 8 dygn. Kornstorleksfördelningen, typ av cement (CEM I) och en Na₂O-ekvivalent på 1,0 vikt-% för bruksblandningen definieras i provningsmetoden.

2.3.2.4 Bruksprismemetod, 50 °C i NaCl (NT BUILD 295)

NORDTEST metod NT BUILD 295:1985, är också en accelererad expansionsprovning på bruksprismor. Den tillämpas när det finns snabbreaktiva komponenter, t.ex. flinta, opal, chert eller andra amorfa kiselarter. Bruksprismor med måtten 40x40x160 mm³ placeras i en mättad saltlösning (NaCl) med temperaturen 50 °C. Exponeringstiden varierar mellan 8-20 veckor.

2.3.2.5 Betongprismemetod, 38 °C (RILEM AAR-3)

I metod RILEM AAR-3:2016 exponeras betongprismor med storleken 75x75x250 mm³ för 38 °C i en miljö med hög luftfuktighet i särskilda behållare (innehåller i praktiken >95% RF).

under 12 månader. Betongsammansättningen och kornstorleksfördelningen är bestämda enligt provningsmetoden.

Ballastprovningen kan utföras på tre sätt, enligt något av följande alternativ:

- (i) provning av fin och grov ballast
- (ii) provning av fin ballast med en icke-reaktiv grov referensballast
- (iii) provning av grov ballast med en icke-reaktiv fin referensballast

Standardproportionering av ballast görs enligt fördelningen 40 % fin ballast (0–4 mm) och 60 % grov ballast (4–22,4 mm).

Metoden genomförs utan externt alkalitillskott; de alkalier som kan utlösa ASR kommer från cementet. Därför använder man ett CEM I med en hög alkalihalt. Alkalihalten ska justeras med tillskott av NaOH-lösning motsvarande ett cement med en Na₂O-ekvivalent på 1,25 vikt-%. Betongen har även ett relativt högt cementinnehåll (440 kg/m³), vilket ger en alkalihalt i betongen på 5,5 kg/m³.

RILEM AAR-3 anges i SS 137003:2015 som referensmetod och resultaten från denna betongprismemetod övertrumpfar andra ASR-provningar i Sverige.

2.3.2.6 Betongprismemetod, 60 °C (RILEM AAR-4)

RILEM AAR-4:2016 bygger på samma princip som RILEM AAR-3:2016, med samma recept och med prismor med storleken (75x75x250 mm³), men RILEM AAR-4 utförs i en fuktig klimatkammare (RF så nära 100 % som möjligt) med temperaturen 60 °C. Exponeringstiden varierar mellan 15–20 veckor.

2.4 Olika bindemedels påverkan på ASR

Det traditionella bindemedlet i betong är portlandcement, som patenterades 1824, och har tillverkats i Sverige sedan 1872. Namnet har den fått från halvön Portland i England då cementens färg är likt portlandssten som användes som byggnadssten. Portlandcement är ett hydrauliskt bindemedel, d.v.s. det hårdnar genom reaktion med vatten (hydratisering) även under vatten. En nackdel med portlandcement är att koldioxidutsläppen vid tillverkningen av den är hög.

Redan tidigt började man undersöka om andra material kunde användas i cement och ge liknande egenskaper som rent portlandcement, företrädesvis material som var avfall eller biprodukter vid produktion av andra material.

Ett sådant material var mald granulerad masugnsslagg (fortsättningsvis används termen slagg för detta material). Slagg är latent hydrauliskt, vilket innebär att det inte själv kan reagera med vatten och bilda en portlandcementliknande reaktionsprodukt utan för att detta ska ske krävs en aktivator, vilket t.ex. kan vara kalk, alkalier eller portlandcement. Murbruk av slagg kombinerat med kalk producerades först i Tyskland på 1860-talet, och det var så uppskattat att man 1889 beslutade att använda det vid bygget av Metron i Paris. Slaggcement, d.v.s. en kombination av portlandcement och slagg dök upp i Tyskland 1892. Under 1950-talet började slagg säljas som en egen produkt som kunde blandas i betongen vid blandningen.

Flygaska, som är en restprodukt från koleldad produktion av elektricitet, visste man redan i början av 1910-talet hade potential att kunna användas som ett alternativ till cement i bindemedel till betong. Flygaska är en puzzolan, vilket innebär att den i närvaro av vatten reagerar med kalciumhydroxid, som när det kombineras med portlandcement frigörs vid cementets

hydratisering. I den puzzolana reaktionen bildas reaktionsprodukter som liknar de som bildas när portlandcement reagerar. Flygaska har använts i betong sedan 1930-talet.

Om silikastoft, som utvinns ur rökgaser vid tillverkning av kiselmetall och ferrokisel, kunde fungera som ett alternativt bindemedel i betong, provade man redan på 1950-talet med lyckat resultat. Det kom dock inte till användning förrän framåt 1970. Silikastoft är nästan ren amorf kiseloxid som även det har puzzolana egenskaper.

Ett annat naturligt puzzolant material som används främst i medelhavsländerna är vulkanisk aska.

Det finns även andra material som används för att ersätta portlandcementklinker som dock idag inte har någon större användning i Sverige för närvarande, bl.a. bränd skiffer och meta-kaolin.

De flesta av dessa latent hydrauliska eller puzzolana material kan användas genom att endera

- ersätta en del av portlandcementklinkern i ett cement, d.v.s. att materialet ingår som en huvudbeståndsdel i en av de 27 olika ordinära cementtyperna enligt cementstandarden SS-EN 197-1:2011 eller
- tillsättas som en separat produkt vid betongblandningen, då det kallas ett reaktivt tillsatsmaterial (Typ II) enligt betongstandarden SS-EN 206:2013+A1:2016.

Till att börja med var motivationen för att använda denna typ av material att man ville bli av med avfallsproblem genom att nyttiggöra dessa material i betong. Med början på 1970-talet, när miljömedvetenhet ökade, och fram till idag har dock den primära drivkraften utvecklats till att bli att man vill ersätta portlandcement med andra material för att ändra betongens tekniska egenskaper samt minska koldioxidutsläppen från tillverkning av bindemedel till betong.

Då terminologin för dessa material varierar beroende på om de är inkorporerade i cement eller om de tillsätts i betongblandaren används termen "alternativa bindemedel" för samtliga dessa material, oberoende av i vilken form de tillsätts betongblandningen.

I det följande går portlandcement och de viktigaste alternativa bindemedlen igenom mer i detalj och hur de påverkar ASR i betongen.

2.4.1 Portlandcementklinker

Portlandcementklinker, som är den traditionella huvudbeståndsdel i cement, tillverkas genom att kalksten, mägersten och eventuellt andra kisel och aluminiumhaltiga råmaterial bränns till portlandcementklinker i en roterande ugn vid cirka 1450 °C. Därefter mals klinkern tillsammans med gips och eventuellt andra cementtillsatser till ett portlandcement.

För att ett cement ska få kallas portlandcement (CEM I enligt SS-EN 197-1:2011.) ska den till 95 % bestå av portlandcementklinker (gipstillsats exkluderad).

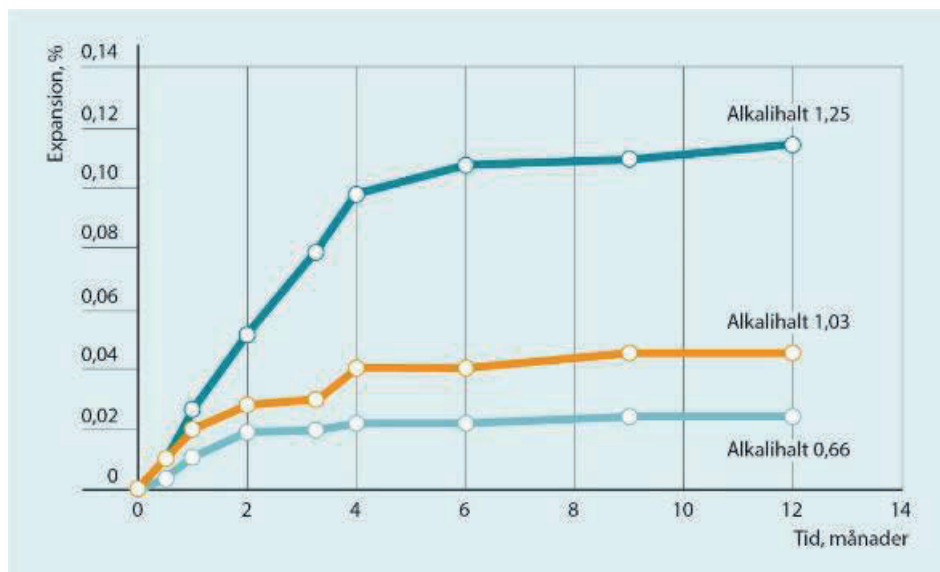
Portlandcement är normalt den huvudsakliga källan till alkalier (Na^+ , K^+) i en portlandcementbetong. Alkalier i mindre mängder kan även härröra från tillsatsmedel och ballastmaterial. Ett tillskott kan även fås från externa källor som tölsalter och havsvatten.

I portlandcementklinkern föreligger cirka 60–80 % av alkalierna som alkalisulfat och återstående alkalier är bundna i de olika klinkerfaserna. De snabblösliga alkalisulfaterna går snabbt i lösning vid kontakt med vatten och bidrar till att pH ökar i betongens porlösning. Alkalier

bundna i klinkerfaserna kan först bli tillgängliga då klinkern hydratiserar. Enligt (Touma, 2000) går alkalier i finmalda cement fortare i lösning vilket kan resultera i att alkalisilikareaktionen initieras snabbare och leder till större expansion.

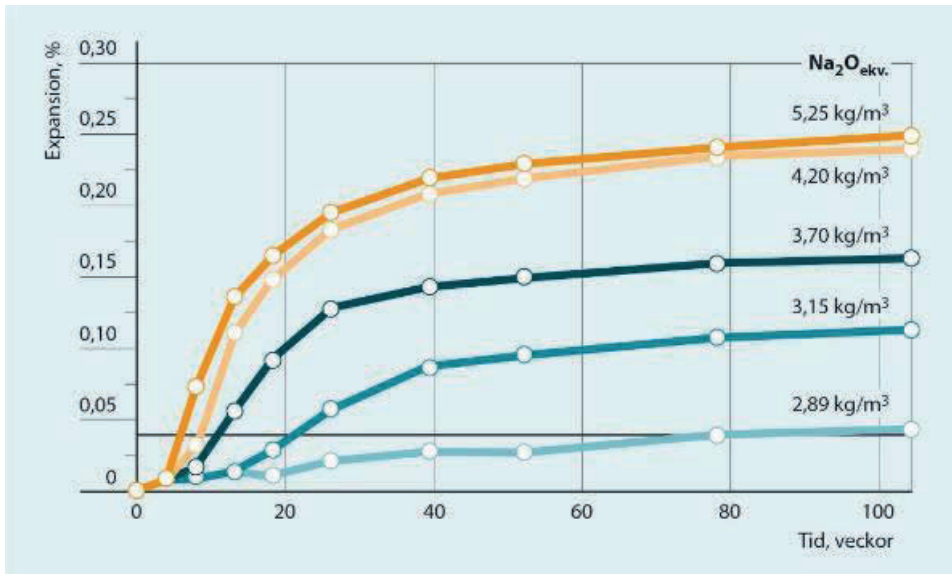
Total Na_2O -ekvivalent (se kap 1.1.2.2) hos portlandcement som används i Sverige ligger inom spannet 0,5–1,2 %.

Ökat alkaliinnehåll i portlandcementen bidrar till högre koncentration av hydroxidjoner (OH^-) och därmed högre pH i betongens porlösning. Med ökad andel alkalier i porlösningen ökar risken för alkalisilikareaktioner vid användning av alkalireaktiv ballast. Den kritiska alkalinivån som initierar reaktion beror på typ av ballast och dess reaktivitet. I **Figur 2.1** ses ett exempel på hur portlandcement med olika Na_2O -ekvivalent påverkar expansionen hos bruk med alkalireaktiv ballast.



Figur 2.1 Inverkan av portlandcements alkaliinnehåll på expansion hos cementbruk enligt ASTM C 227 (Bérubé & Fournier, 1993).

För betong är det mer relevant att redovisa den totala alkalihalten som kg/m^3 betong, vilken kan beräknas med hjälp av cementets Na_2O -ekvivalent och uppgifter om övriga delmaterials alkaliinnehåll. När koncentrationen av alkalier ökar i betongens porlösning ökar också risken för att alkalisilikareaktion ska starta. I **Figur 2.2** ses hur expansionen ökar med ökande alkalihalt i betong med reaktivt ballastmaterial. Den kritiska alkalihalten beror på faktorer som cementtyp, ballastens reaktivitet etc.



Figur 2.2 Inverkan av betongens totala alkaliinnehåll, $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv.}}$, på expansion orsakad av alkalisilikareaktion (Shehata & Thomas, 2000).

Ett sätt att motverka alkalisilikareaktioner är alltså att använda ett portlandcement med låg alkalihalt och därmed begränsa betongens alkaliinnehåll. Alkalihalten regleras inte i cementstandarden SS-EN 197-1:2011 i dagsläget, men möjlighet att deklarerar denna vid CE-märkning kommer att införas vid nästa större revidering av denna standard. För svenska förhållanden finns en standard för lågalkaliskt cement (LA-cement) framtagen; SS 134203:2014. I denna begränsas Na_2O -ekvivalent i portlandcement (CEM I) till 0,60 %. I denna standard ingår även lågalkaliska portlandflygaskacement CEM II/A-V, portlandslagggcement CEM II/A-S och slagggcement CEM III.

2.4.2 Flygaska

Flygaska är en restprodukt från koleldad produktion av elektricitet. Det är den icke brännbara mineraliska delen av kolet som kallas flygaska. Flygaskan består i huvudsak av sfäriska partiklar i samma storleksordning som cement. Mineralogiskt utgörs den huvudsakligen av amorfa men även kristallina faser. Flygaskan är sammansatt av oxider av kisel, aluminium, järn och kalcium. Sammansättningen beror på vilken typ av kol som används. Utöver detta innehåller flygaska en viss mängd oförbränt kol, s.k. restkol.

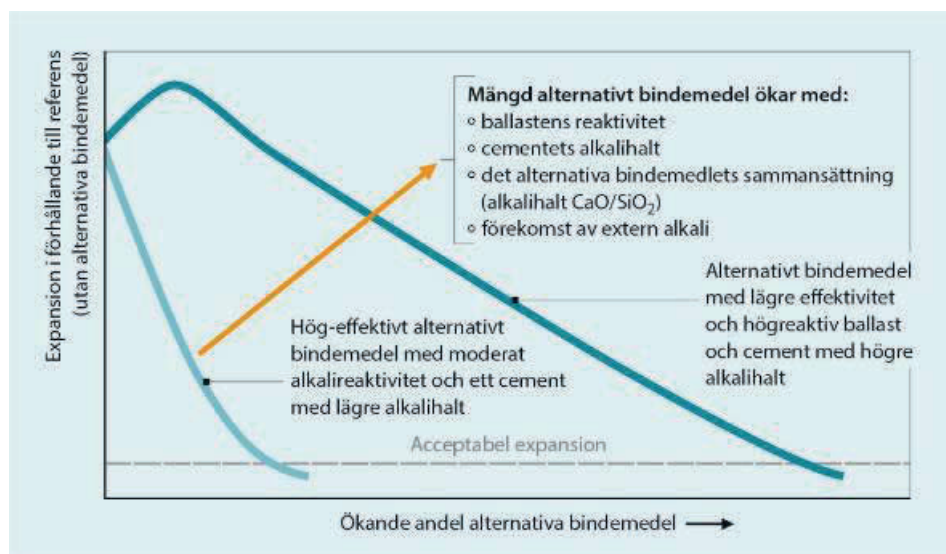
Det finns två klasser av flygaska, kiselrik och kalciumrik, för användning som huvudbeståndsdel i cement. Den kiselrika flygaskan har puzzolana egenskaper medan den kalciumrika till viss del även har hydrauliska egenskaper.

I ASTM C618-19 benämns dessa klasser Class F och Class C för kiselrik respektive kalciumrik flygaska. I cementstandarden SS-EN 197-1:2011 betecknas den kiselrika flygaskan med V och den kalciumrika med W. Dessa beteckningar anges i cementbeteckningen för att visa vilken typ av flygaska som ingår i cementen. I flygaska av typen V begränsas andelen reaktiv kalciumoxid till högst 10,0 massprocent samtidigt som andelen reaktiv kiseloxid inte

ska understiga 25,0 massprocent. I Sverige accepteras endast användning av cement innehållande den kiselrika flygaskan (V) i alla exponeringsklasser förutom i X0, där alla cement i SS-EN 197-1:2011 accepteras.

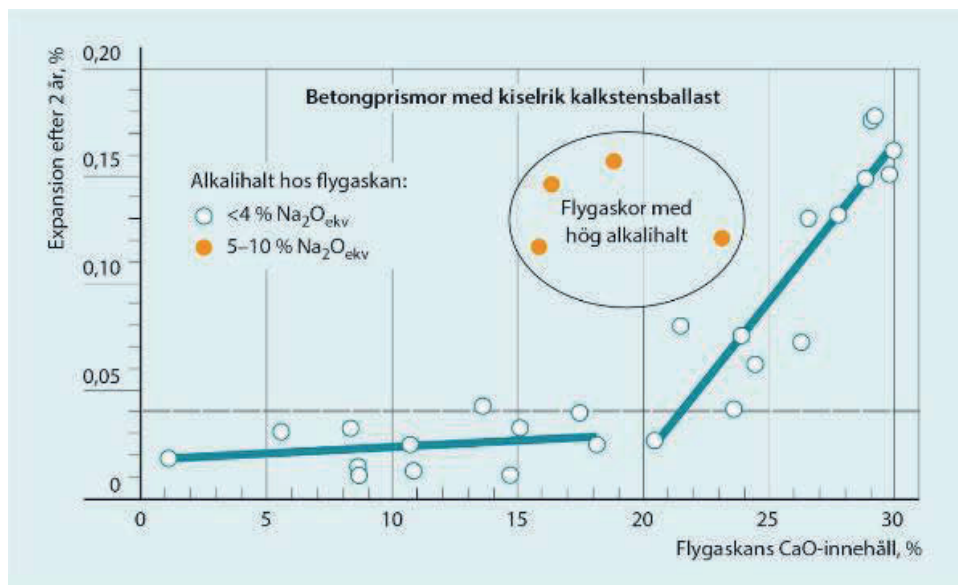
Flygaska för användning som tillsatsmaterial typ II (reaktivt tillsatsmaterial) i betong ska vara certifierad och uppfylla kraven i den harmoniserade standarden SS-EN 450-1:2012. Kraven avseende mängden reaktiv kalciumoxid och andelen reaktiv kiseldioxid är samma som för flygaska typ V i cementstandard SS-EN 197-1:2011. I flygaska certifierad enligt kraven i SS-EN 450-1:2012 accepteras alkalihalter upp till 5,0 %.

Användning av flygaska är generellt sett ett effektivt sätt att motverka alkalisilikareaktioner i betong. Erforderlig mängd beror på faktorer som typ av flygaska, ballastens reaktivitet, portlandcementklinkerns bidrag av alkalier samt eventuellt tillskott av externa alkalier, se **Figur 2.3** för en principiell beskrivning av effekten av alternativa bindemedel som flygaska.



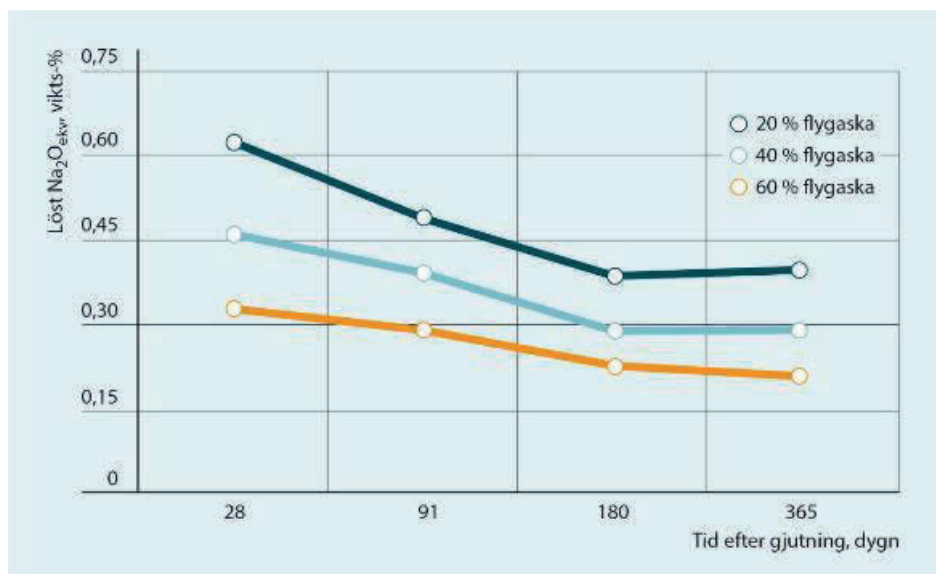
Figur 2.3 Principiellt samband mellan expansion orsakad av alkalisilikareaktion i betong och andel alternativa bindemedel (SCM) som flygaska (Thomas, 2011).

(Thomas, 2011) redovisade resultat från provning av expansionen orsakad av ASR i betong innehållande 29 olika flygaskor med varierande sammansättning, se **Figur 2.4**. Provningarna utfördes på betong innehållande 25 % flygaska. Flygaska med låg till moderat Na_2O -ekvivalent (≤ 4 %) och kalciumhalt understigande 20 % (CaO) var generellt effektiva i att motverka expansion. När kalciumhalten överskred 20 % skedde en markant ökning av expansionen. Flygaska med hög alkalihalt (>5 %) motverkade inte expansion effektivt oavsett kalciumhalt. Flygaska enligt SS-EN 450-1:2012 och typ V enligt SS-EN 197-1:2011 kan generellt betraktas som effektiva i att motverka alkalisilikareaktion.



Figur 2.4 Inverkan av alkali och kalciuminnehåll hos flygaskor på expansionen med alkalireaktiv ballast efter 2 år (Thomas, 2011).

I (Schäfer & Meng, 2004) undersöktes inverkan av olika halter flygaska på mängden lösliga alkalier över tid, se **Figur 2.5**. Mängden lösliga alkalier minskade med ökad andel flygaska och succesivt mellan 28 och 180 dygn. Minskningen tros bero på att alkalier aktivt binds in i de bildade hydrationsprodukterna.



Figur 2.5 Inverkan av mängd flygaska på lösta alkalier över tid. (Schäfer & Meng, 2004)

Den svenska standarden för lågalkaliska cement SS 134204:2014 omfattar även CEM/II/A-V, det vill säga ett portlandflygaskecement med högst 20 % kiselrik flygaska. För denna cementtyp ställs krav på högsta Na_2O -ekvivalent i den ingående portlandcementklinkern ($\leq 0,6$ %) och inte på totalalkali för cementet som en helhet.

2.4.3 Slagg

Masugnsslagg är en restprodukt vid järnframställning där syre tas bort från järnmalmen med hjälp av kol och koks. Järnmalmen består inte enbart av järnoxid utan innehåller också andra mineraler ("gråberget") som måste avskiljas genom att tillsätta slaggbildande material som kalksten och dolomit. De slaggbildande materialen reagerar med gråberget och bildar slagg som flyter ovanpå det smälta järnet. Slaggen tappas av och snabbkyls antingen med vatten eller luft. Vid snabbkylning med vatten fås ett grusliknande material som benämns granulerad masugnsslagg. Den snabba nedkylningen medför att slaggen inte hinner kristallisera utan får en glasig (amorf) struktur. Slaggen mals sedan till en finhet motsvarande cement eller något finare. Den färdiga produkten benämns mald granulerad masugnsslagg – på engelska *ground granulated blast furnace slag*, GGBS.

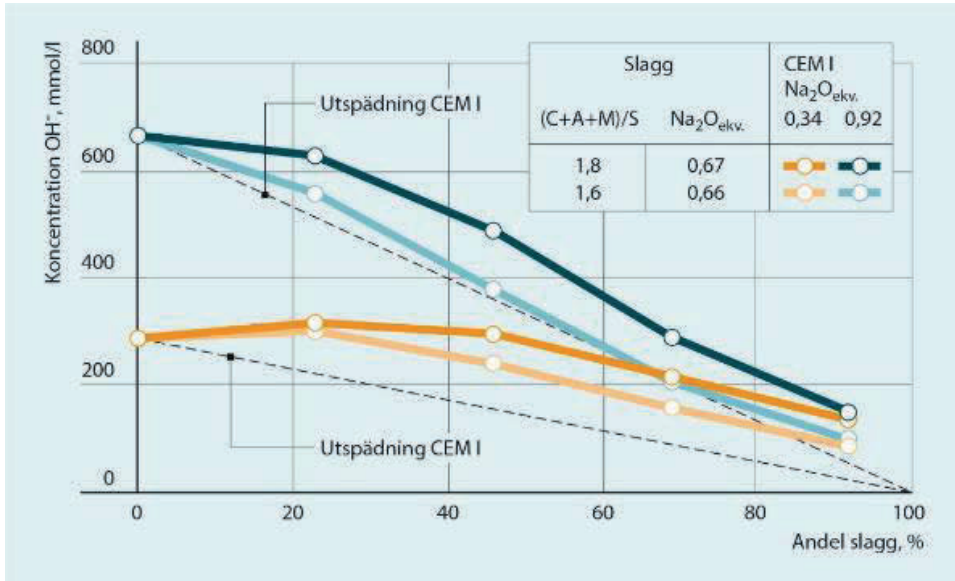
Glasig slagg är ett latent hydrauliskt material, vilket innebär att slaggen, förutom vatten, behöver en alkalisk aktivator för att reagera. Vid reaktionen bildas kalciumsilikathydrater, CSH-gel, som dock skiljer sig något från den CSH-gel som bildas vid cementhydratisering och vid högra inblandningsmängd slagg så blir förhållandet CaO/SiO_2 lägre.

Mald granulerad masugnsslagg för användning i betong har standardiserats i den harmoniserade standarden SS-EN 15167-1:2006 där bl.a. krav på reaktivitet och kemisk sammansättning specificeras. Slagg kan antingen tillsättas till betong som ett mineraliskt tillsatsmaterial typ II eller ingå som en huvudbeståndsdel i cement enligt SS-EN 197-1:2011. I cementen kan slagg ingå i: Portland-slaggcement (CEM II/A-S eller CEM II/B-S); i Portland-kompositcement (CEM II/A-M eller CEM II/B-M); i slaggcement (CEM III/A, CEM III/B, CEM III/C); eller i kompositcement (CEM V).

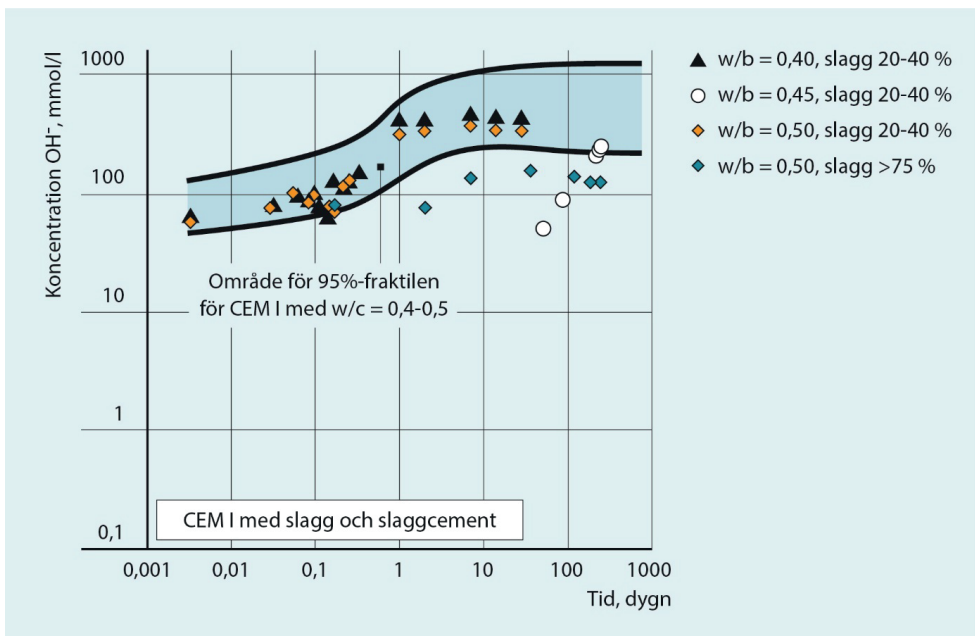
Slagg har en kemisk sammansättning som är snarlik Portlandcement men den innehåller lägre halt kalciumoxid (CaO) och högre halt aluminiumoxid (Al_2O_3) och magnesiumoxid (MgO). Den Na_2O -ekvivalent, som ska deklarerars, är ungefär i samma nivå som för Portlandcement och kan vara mellan 0,3 % till 1,2 % beroende på dess ursprung.

Koncentrationen av alkalier (Na^+ och K^+) och hydroxidjoner i porlösningen beror på den ursprungliga halten i cementklinkern och i slaggen, hur stor andel slagg som används samt hur mycket av den totala alkaliteten som finns tillgänglig i porlösningen. På grund av slaggens glasiga struktur och långsammare reaktion kommer inte alla alkalierna att lösas ut i porlösningen och bli effektiva. CSH-gel med sitt lägre förhållande av CaO/SiO_2 binder också upp en del av alkalierna.

Hur OH^- koncentrationen påverkas av slagginblandning undersöktes i (Kollek et al., 1986) där två olika slagger och cement studerades. Resultaten visas i **Figur 2.6** och som kan ses sjunker OH^- koncentrationen vid slagginblandning för ett cement med hög $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$. För cementet med låg alkalitet var inverkan på OH^- koncentrationen försumbar upp till ca 50 % slagg. (Vollpracht et al., 2016) redovisar en sammanställning av data på OH^- koncentrationen och hur denna påverkas av slagg, **Figur 2.7**.



Figur 2.6 Exempel på inverkan på OH⁻ koncentrationen jämfört med teoretisk koncentration vid ren utspädning, uppmätt vid 180 dygn för vbt = 0,50; (Kollek et al., 1986).



Figur 2.7 Exempel på inverkan på OH⁻ koncentrationen; Vollpracht m.fl. (2016).

I Tyskland har VDZ (German Cement Works Association) genomfört omfattande undersökningar av ASR och typer av cement som kan klassas som lågalkaliska, se (Schäfer et al., 2001) och (Siebel et al., 2001). Den effektiva (eller potentiella) alkaliteten kan beräknas enligt ekvation 2-1, se (Locher, 2006):

$$(Na_2O_{ekv})_{eff} = (Na_2O_{ekv})_{tot} \cdot \left(1 - 1,8 \cdot \left(\frac{s}{c+s}\right)^2\right) \quad (2-1)$$

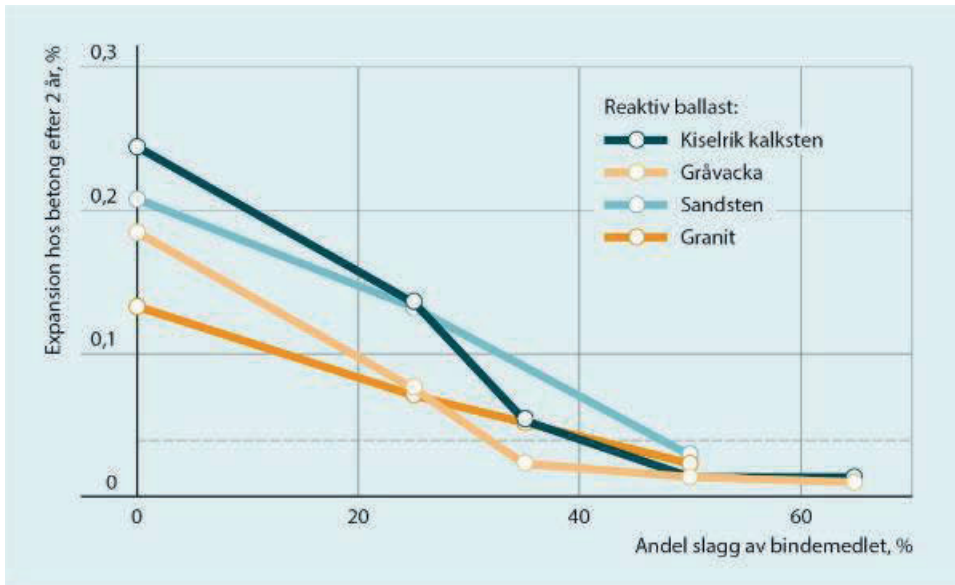
där c är andel portlandcement och s är andel slagg.

Beräknad effektiv alkalitet, enligt ekvation 2-1, visas i **Figur 2.8** för slagg med en Na_2O -ekvivalent t på 1,0 % i kombination med cement som har en Na_2O -ekvivalent på 0,6 respektive 1,0 %. Den beräknade Na_2O -ekvivalenten ger dock bara en indikation på den potentiella effekten.

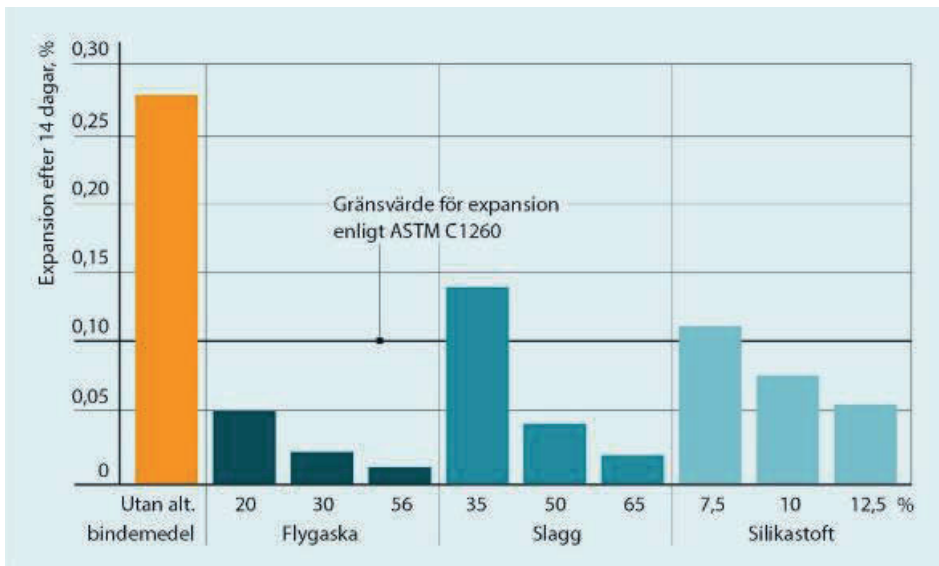


Figur 2.8 Beräknad effektiv alkalitet för slagg med Na_2O_{ekv} av 1,0 % enligt ekvation 2-1.

Exempel på hur expansion orsakad av ASR påverkas av slagg visas i **Figur 2.9** och **Figur 2.10**.



Figur 2.9 Inverkan av slagginblandning på expansion. Data från Thomas, 2013.



Figur 2.10 Inverkan av alternativa bindemedel på expansion. Data från Stark & Wicht, 2013.

2.4.4 Silikastoft

Silikastoft är en biprodukt vid framställning av kiselmetall och ferrokisel. Vid tillverkningen av dessa material avges rökgaser, som innehåller mycket små partiklar av kiseldioxid. Rökgaserna renas i filter och det återvunna filterdammet kallas silikastoft.

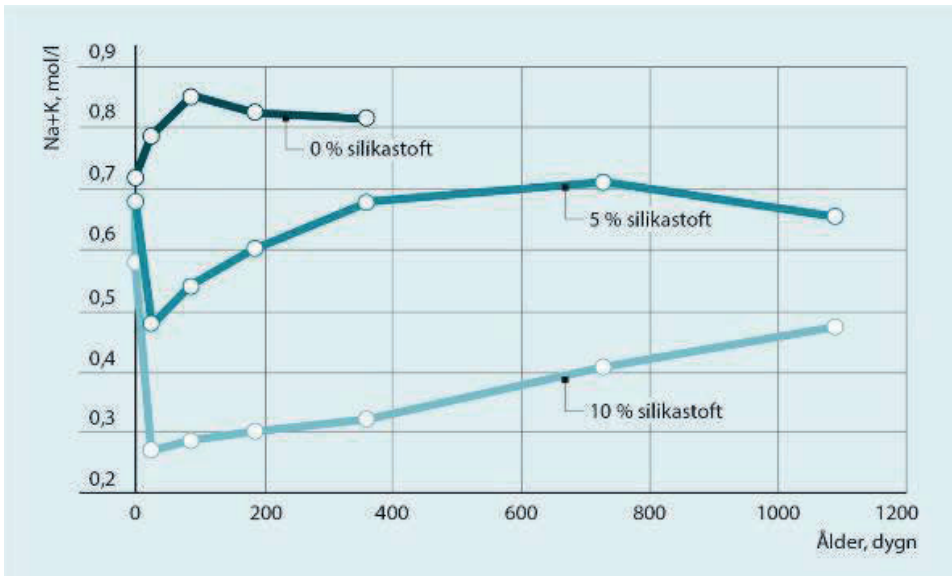
Silikastoft är ett mycket finkornigt pulver av amorf (glasig) kiseldioxid. Mindre mängder av kristallina material kan förekomma. Kornen är sfäriska med en medelkornstorlek på 0,1 µm, alltså endast ca en hundradel av cementkornens storlek. För användning i betong saluförs materialet kompakterat eller i slurryform.

Silikastoft för användning i betong har standardiserats i den harmoniserade standarden SS-EN 13263-1:2005+A1:2009 och ska alltså vara CE-märkt. Den innehåller två klasser av silikastoft, Klass 1 med minst 85 % SiO₂ och klass 2 med minst 80 % SiO₂. Det finns gränsvärden för mängden CaO, SO₃, Cl samt för glödförlust och specifik yta.

Na₂O-ekvivalenten ska deklarerars. Därutöver ska silikastoft ha ett aktivitetsindex på 100 %, vilket innebär att en bruksblandning med 90 % portlandcement och 10 % silikastoft ska ge minst samma hållfasthet efter 28 dygn som ett bruk med enbart portlandcement. Maximalt 10 % silikastoft kan också ingå som en huvudbeståndsdel i cement enligt SS-EN 197-1:2011 endera i ett Portland-silikastoftcement (CEM II/A-D) ett Portland-kompositcement (CEM/IIA-M eller CEM II/B-M) eller i ett Puzzolancement (CEM IV).

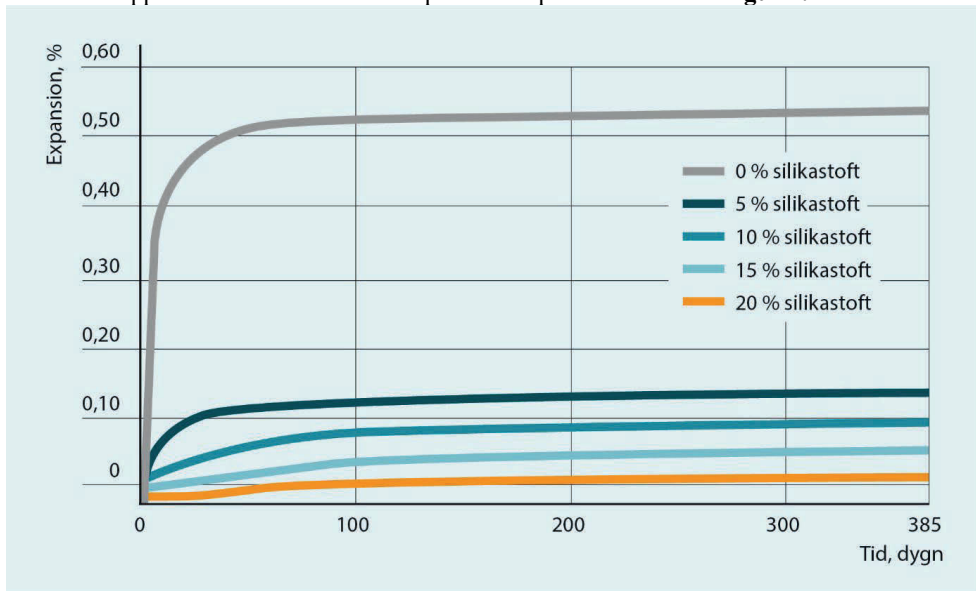
Silikastoft är ett starkt reaktivt puzzolant material. Det innebär att det reagerar med kalciumhydroxid. I betong frigörs kalciumhydroxiden när cement reagerar med vatten. Vid den puzzolana reaktionen bildas kalciumsilikathydrater, CSH-gel, som dock skiljer sig något från den CSH-gel som bildas vid cementhydratisering (förhållandet CaO/SiO₂ är lägre). Silikastoft reagerar även med alkalierna Na⁺ och K⁺ samt med OH⁻ i porvattnet (**Figur 2.11**). Eftersom silikastoftet är extremt småkornigt reagerar det snabbt när det kommer i kontakt med kalcium-, natrium- och kaliumjoner. En del reagerar redan i det färska stadiet.

Silikastoftets reaktion sänker den fria alkalihalten och pH i porvattnet i förhållande till om enbart portlandcement används (Shehata & Thomas, 2002), (Byfors, 1987) och (Larbi, et al., 1990), se figur 2:11. Detta är positivt med hänsyn till risken för skadlig ASR mellan ballastens reaktiva silika och alkalierna. Sänkningen av alkalihalten och pH ökar med ökande mängd silikastoft och är fullt märkbar vid tillsättning av 5 % silikastoft. P.g.a. silikastofts negativa påverkan på betongens frostbeständighet (Petersson, 1986), begränsar man dock oftast mängden silikastoft till 10 % av bindemedelhalten i vanlig konstruktionsbetong. I fuktiga miljöer med salt-frostpåverkan (XF4) har vi i Sverige begränsat mängden silikastoft till 5 % beroende på risken för ökad salt-frostavflagnings (SS137003:2015)



Figur 2.11 Silikastofts påverkan på alkaliteten i porvattnet hos pasta. Från (Shehata & Thomas, 2002).

Användning av silikastoft ger också en tätare porstruktur som medför lägre permeabilitet, vilket gör att vatten och alkalier utifrån har svårare att tränga in i betongen. Detta är också positivt med hänsyn till risken för skadlig ASR. Denna effekt visar sig tidigt i hydratiserings/reaktionsförloppet. Inverkan av silikastoft på ASR-expansionen visas i **Figur 2.12**.



Figur 2.12 ASR-expansion mätt med ASTM C 441 för blandningar med olika halter silikastoft (data från Hooton, 1990).

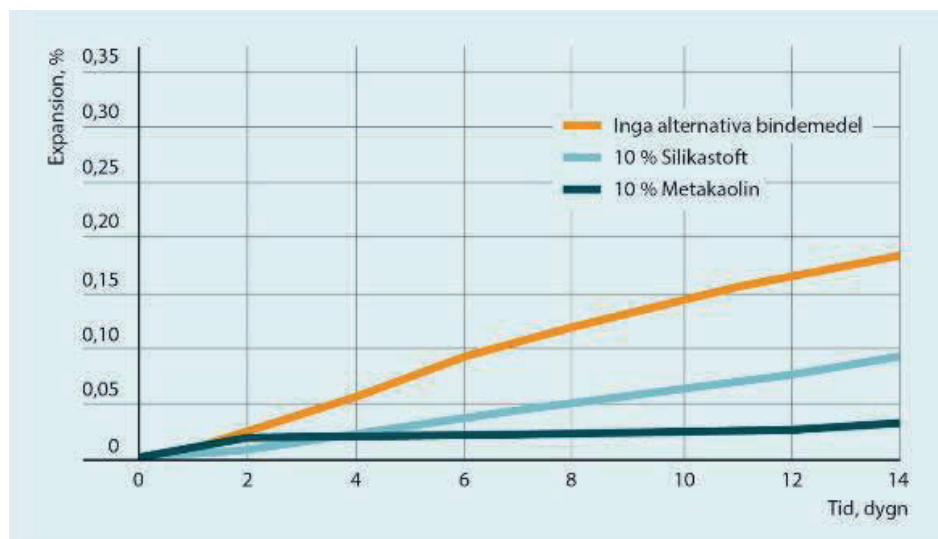
En förutsättning för att silikastoft ska fungera optimalt är dock att det är väl dispergerat i betongmassan (Pettersson, 1990), vilket kräver användning av dispergerande medel (flytmedel) i betongen.

På Island, där den inhemska ballasten generellt har hög reaktivitet använder man sedan 1970-talet minst 7,5 % silikastoft i sitt cement för att undvika ASR och man har goda erfarenheter av detta (Gudmundsson & Olafsson, 1999).

2.4.5 Metakaolin

Metakaolin är en kalcinerad (bränd till 600–850 °C) produkt av lermineralet kaolinit som är en aluminiumsilikatförening. Kornstorleken hos metakaolin är mindre än hos cement men inte så liten som hos silikastoft. Kalcineringen gör mineralet mer reaktivt. Det blir en puzzolan som kan reagera med kalciumhydroxid från cement och kalk. Upphettas metakaolin över 900 °C så förlorar det sin puzzolanitet. Den faller in under benämningen ”Naturliga kalcinerade puzzolaner” (Q) när det gäller huvudbeståndsdelar i cement enligt SS-EN 197-1:2011 om den klarar kravet i SS-EN 197-1:2011 på att andelen kiseldioxid ska vara minst 25 %. Det innebär att det kan användas för tillverkning av bl.a. de ordinära Portland-puzzolancementen CEM/IIA-Q och CEM II/B-Q, som innehåller maximum 20 respektive 35 % Q. Detta cement finns dock inte med i SS 137003:2015 som accepterat cement för andra exponeringsklasser än X0, mest på grund av att vi i Sverige saknar erfarenhet av dessa cementtyper.

Liksom för silikastoft sänker metakaolin pH-värdet och den fria alkalihalten i porvattnet. Metakaolin bidrar till högre tidig hållfasthet och en tätare struktur. Den förhindrar ASR-expansion i minst lika hög grad som silikastoft, se **Figur 2.13**. Men den påverkar frostresistensen negativt (Zeljko, 2009)

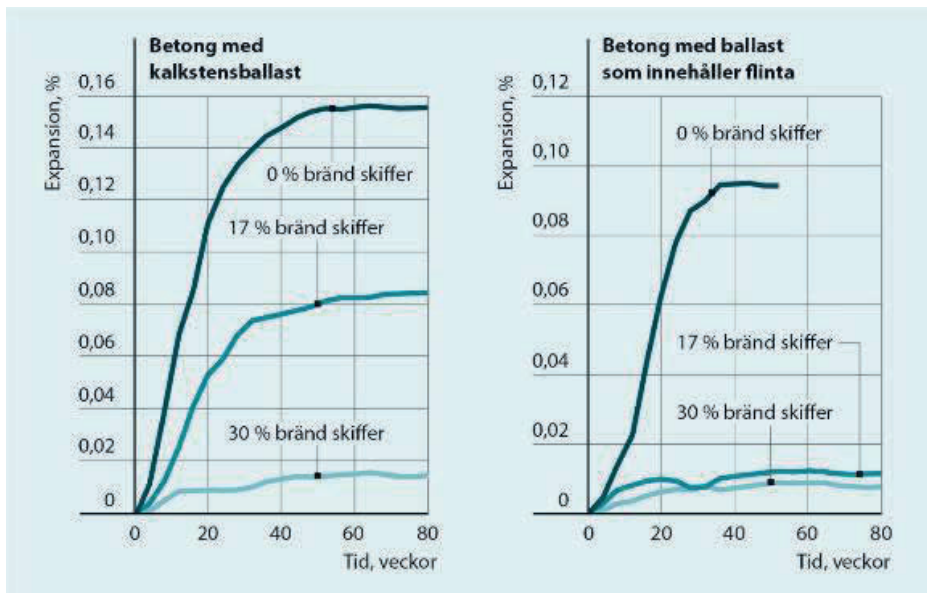


Figur 2.13 ASR-expansion för blandningar med och utan 10 % metakaolin och silikastoft mätt med ASTM C 1567 (data från Nelson & Struble, 2006).

2.4.6 Bränd skiffer

Egenskaperna hos bränd skiffer, speciellt bränd oljeskiffer, är beroende på sammansättningen av det naturliga materialet och tillverkningsprocessen. Bränd skiffer innehåller klinkerfaser, mestadels dikalciumsilikat och monokalciumaluminat, men även större andelar puzzolana reaktiva oxider, speciellt kiseldioxid. Dessutom innehåller det mindre mängder av fri kalciumhydroxid och kalciumsulfat. Följaktligen visar en finmald bränd skiffer uttalade hydrauliska egenskaper likt Portlandcement och även puzzolana egenskaper. Hur mycket som reagerar hydrauliskt och hur mycket som reagerar puzzolant påverkas också till stor del av vid vilken temperatur skiffen bränns. Bränning vid lägre temperatur (<800 °C) resulterar i mindre mängd mineral och högre andel fria oxider till skillnad från om bränningen sker vid högre temperatur (>1300 °C), då mineral som belit och kalciumaluminat bildas. Skiffer som bränts vid hög temperatur har alltså ett mer hydrauliskt reaktionssätt än skiffer bränd vid lägre temperatur, som främst fungerar som en puzzolan (Raado, et al., 2011).

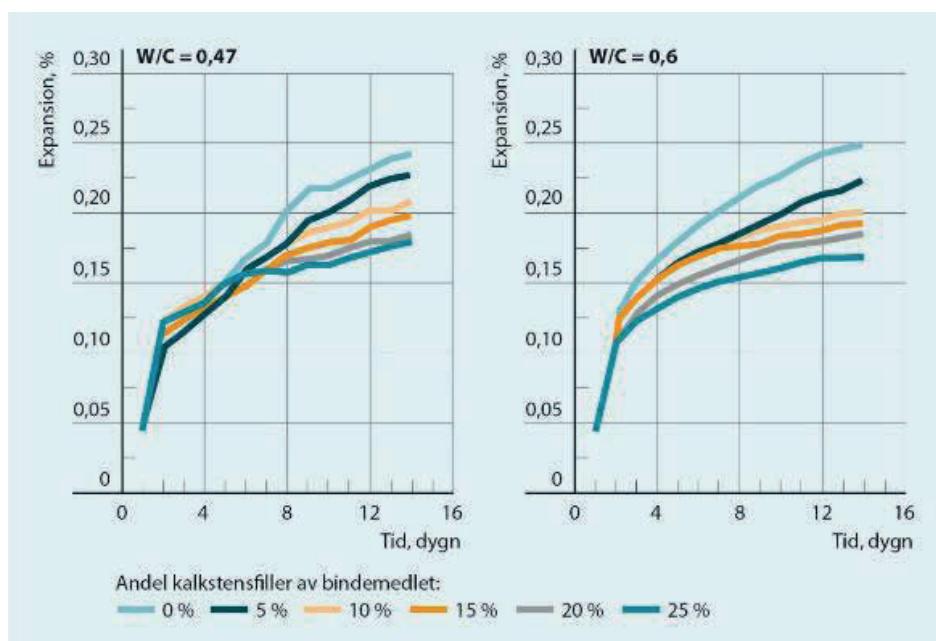
Skiffer (T) som bränts vid cirka 800 °C kan vara huvudbeståndsdelar i cement enligt SS-EN 197-1:2011, under förutsättning att skiffen uppfyller angivna krav på hållfasthet och volymbeständighet vid provning. Det kan användas för tillverkning av bl.a. de ordinära cementen CEM/IIA-T och CEM II/B-T (Portland-skiffercement) enligt SS-EN 197-1:2011 som innehåller maximum 20 respektive 35 % skiffer. Dessa cement finns inte heller med i SS 137003:2015 som accepterade cement för andra exponeringsklasser än X0, på grund av att vi i Sverige saknar erfarenhet av dessa cementtyper. De är dock vanliga i de baltiska staterna. Beteendet med avseende på ASR-expansion hos bindemedel med skiffer bränd vid lägre temperatur visas i **Figur 2.14**.



Figur 2.14 ASR-expansion hos betong med kalkstensballast (vänster) och ballast som innehåller flinta (höger), vid 38 °C med 0, 17 % och 30 % bränd skiffer. Från Bourdot et al., 2016.

2.4.7 Kalkstensfiller

Kalkstensfiller är kristallina ballastkorn av kalksten med en största kornstorlek på cirka 0,125 mm. Filler för användning i betong specificeras i SS-EN 12620+A1:2008 *Ballast för betong*. Kalkstensfiller är i princip ett inert material. Den kan dock påverka betongens hållfasthet och täthet, dels genom att mängden finmaterial ökar vilket ger bättre homogenitet på mikronivå. Dessutom anses fillerkornen stimulera den tidiga cementreaktionen genom att fungera som nukleationskärnor för hydratationsprodukterna, och därmed fungera som en accelerator. Man kan därför ersätta en viss del av cementet med filler och ändå nå samma hållfasthetsnivå i betongen. Det resulterar ju dock i att något mindre mängd cement används i betongen, en utspädnings effekt, vilket gör att mängden alkalier i betongen minskar samtidigt som det effektiva vattenbindemedelstalet ökar. Det senare kompenseras dock till viss del av den tätare strukturen och kalkstensfiller har därför påvisats minska ASR-expansionen något, se **Figur 2.15** (Chen & Yang, 2013).



Figur 2.15 ASR-expansion mätt med ASTM C1260 hos blandningar med olika halt kalkstensfiller. Från Chen & Yang, 2013.

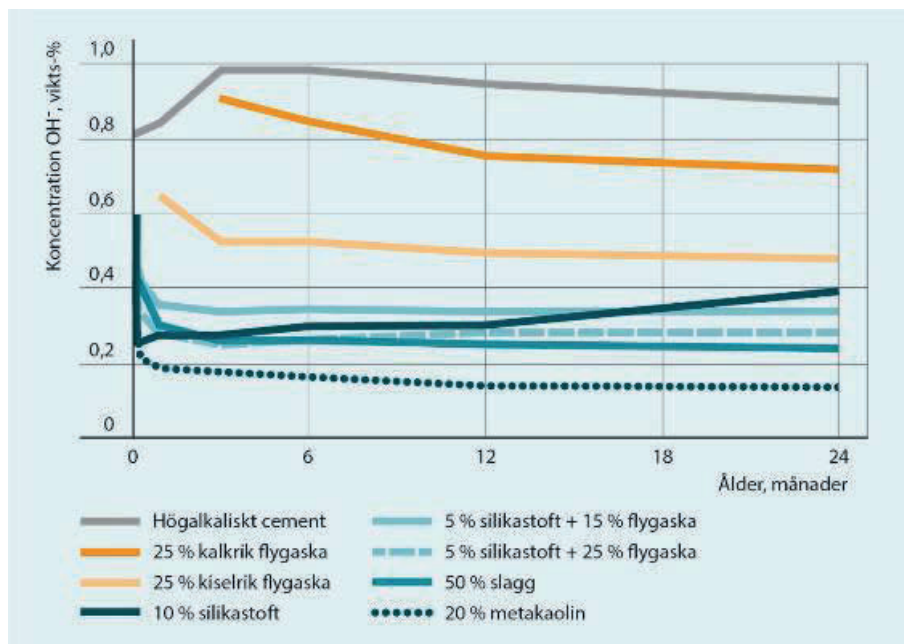
Kalkstensfiller kan också ingå i cement enligt SS-EN 197-1:2011, endera i ett Portland-kalkstencement (CEM II/A-L eller LL och CEM II/B-L eller LL) med max 20 respektive 35 % kalkstensfiller eller i ett Portland-kompositcement (CEM II/A-M eller CEM II/B-M).

Vid användning som huvudbeståndsdel i cement ska halten kalciumkarbonat vara minst 75 % och organiskt kol får inte överstiga 0,20 % (LL) eller 0,50% (L).

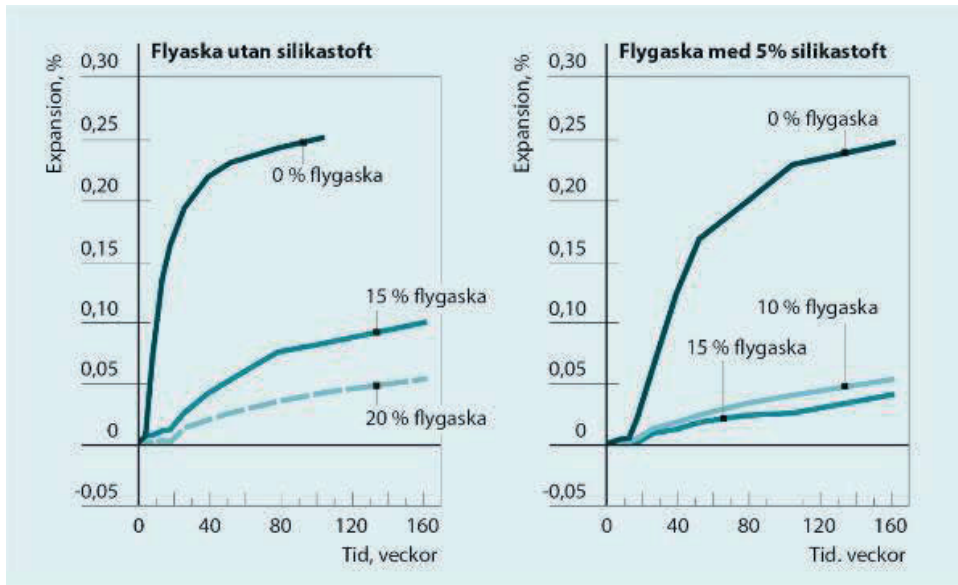
2.4.8 Kombinationer med fler än två bindemedel

Den positiva effekten av silikastoft på täthet och hållfasthet i tidig ålder gör den lämplig att kombinera med flygaska eller slagg, vilka medför en retardation av hydratiseringsförloppet. Det tycks uppstå synergieffekter vid användning av små mängder (ca 4–5 %) silikastoft

tillsammans med dessa material, d.v.s. risken för ASR minskar mer när de används tillsammans än om de används var för sig, se **Figur 2.16** och **Figur 2.17**.



Figur 2.16 OH-koncentration i porlösningen med tiden med kombinationer av alternativa bindemedel (Bleszynski, et al., 1999).



Figur 2.17 Expansion hos blandningar med silikarik flygaska och silikastoft (Shehata & Thomas, 2000).

2.4.9 Total och effektiv alkalihalt

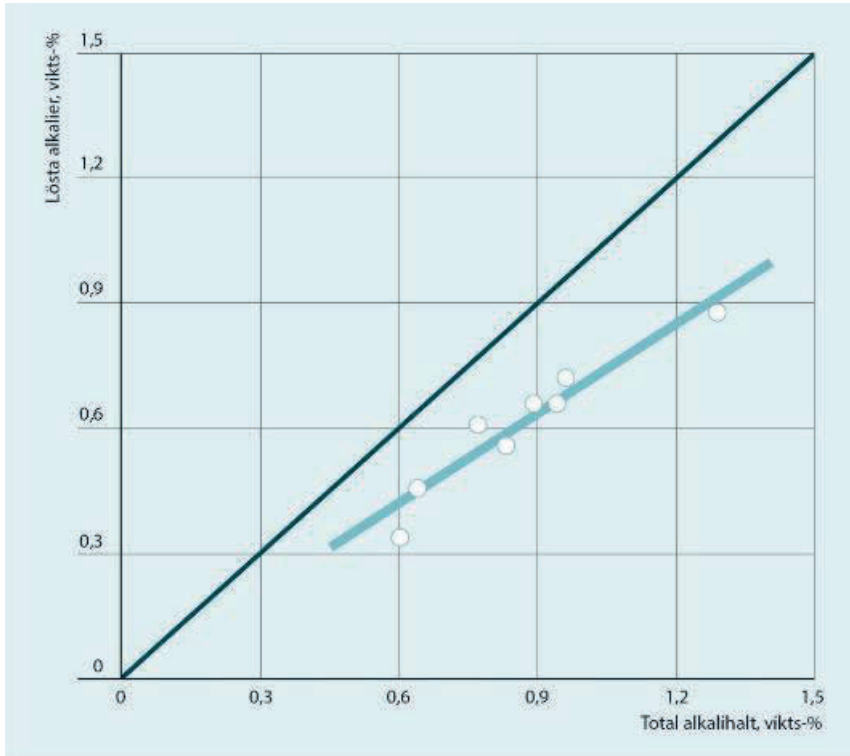
Alkalihalten i betongens delmaterial uttrycks som ekvivalent halt natriumoxid

$$\text{Na}_2\text{O-ekvivalent} = \text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}} = \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \text{K}_2\text{O}$$

Denna anges som vikt-% av materialet och bestäms som total syralöslig alkali genom kemisk analys.

Den totala alkalihalten i betongen bestäms som summan av bidragen från de olika delmaterialen. Även ballast kan innehålla alkalier. Den alkali som ger upphov till ASR-reaktioner med ballasten är dock bara den som finns löst i porvattnet i betongen (effektiv alkalihalt). Koncentrationen av alkalier som återfinns i porlösningen påverkas av bindemedlets alkaliinnehåll, vattencementtalet samt hydratiserings/reaktionsgraden (Thomas, 2011). En del av alkalierna som frigörs vid portlandcementets hydratisering anses bindas in i hydratiseringsprodukterna, t.ex. i CSH-gelen, och är därmed inte tillgängliga i porlösningen (Chen & Brouwers, 2010). För att bestämma alkalihalten i porlösningen i betong används någon form av urlakningsmetod eller genom att analysera porvattnet pressat ur en provkropp. Den olösliga eller bundna delen av alkalierna blir kvar i det fasta materialet och deltar inte i alkalisilikareaktionen.

Lösligheten hos alkalier i olika typer av delmaterial varierar. En studie av Schäfer m.fl. (2004) visade att endast 75 % av portlandcements totala alkalihalt återfinns i porlösningen efter 28 dygn, se **Figur 2.18**. Använder man som idag, den totala alkalihalten i portlandcementet för att bestämma alkalihalten i betongen, förutom alkalier i tillsatsmedel, inerta tillsatsmaterial (Typ I) och i blandningsvattnet får man ett för högt värde på den effektiva alkalihalten. Det är dock så att alla expansionsprovningar som gjorts är relaterade till den totala alkalihalten i cementet, inte den effektiva alkalihalten i porlösningen.

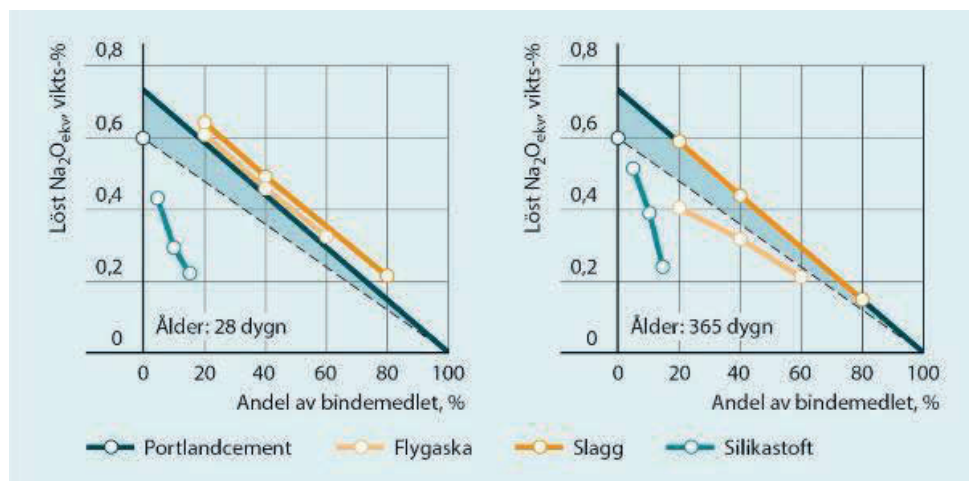


Figur 2.18 Lösta alkalier i porlösningen från portlandcement med olika total Na_2O -ekvivalent efter 28 dygn med $v_{ct} = 0,5$ (Schäfer & Meng, 2004).

För ett cement enligt SS-EN 197-1:2011 krävs idag ingen bestämning av alkalihalten och ingen deklaration av denna. Möjlighet till att deklarerat alkalihalt kommer dock att införas vid nästkommande revidering av denna standard. Det finns emellertid nationella standarder för lågalkaliska cement, där alkalihalten maximeras till mellan 0,6 % och 0,8 %, se avsnitt 1.3.1.5. Ett svenskt lågalkaliskt portlandcement (CEM I) har en alkalihalt på max 0,6 %. För övriga svenska CEM I ligger alkalihalten på mellan 1 och 1,25 %. De viktigaste parametrarna för att bestämma alkalihalten i porvattnet i en portlandcementbetong är alkalihalten i cementet och cementmängden. Mängden blandningsvatten per m^3 i en betong är relativt oberoende av v_{ct} (en sänkning av v_{ct} leder främst till en höjning av cementmängden medan vattenmängden per m^3 är relativt konstant), så leder ett sänkt v_{ct} till en höjning av alkalihalten i porvattnet.

När det gäller alkalihalt för övriga delmaterial så varierar kraven i de olika produktstandarderna. Enligt SS-EN 450-1:2012 är alkalihalten i flygaska maximerad till 5 %, för slagg anges inget gränsvärde i SS-EN 15167-1:2006 men alkalihalten ska kunna anges på begäran. Alkalihalten i slagg ligger på ungefär samma nivå som för portlandcement. Enligt SS-EN 13263-1:2005+A1:2009 och SS-EN 943-2:2009+A1:2012 ska alkalihalten deklarerat för silikastoft och tillsatsmedel.

Som beskrivits i avsnitten 2.4.2-2.4.8 reducerar de olika alternativa bindemedlen, främst flygaska, slagg och silikastoft, alkalihalten i porlösningen. Det är inte bara fråga om en utspädningsseffekt då dessa material ofta har en lägre alkalihalt än det cement det ersätter, utan mer alkali blir bundet i reaktionsprodukterna och är inte tillgängligt i porlösningen, varvid alkalihalten i porlösningen sänks utöver utspädningsseffekten. Detta beror på reaktion med hydroxidjoner i porlösningen samt bindning av alkalier till reaktionsprodukterna. CSH-gel bildad när flygaska, silikastoft och slagg förekommer har ett lägre CaO/SiO₂-förhållande och anses binda mer alkalier än CSH-gel från rent portlandcement. Med ökande reaktion av slagg och flygaska minskar alkalihalten i porvattnet eftersom mer alkali blir bundet i reaktionsprodukterna. Med silikastoft som reagerar betydligt snabbare fås en kraftig sänkning av alkalihalten i porvattnet initialt efter blandningen vilken dock ökar något varefter hydratiseringen fortskrider. Den kommer dock aldrig upp i samma nivå som utan silikastoft, se **Figur 2.11**. **Figur 2.19** visar hur alkalihalten i porvattnet varierar vid olika halter slagg, flygaska och silikastoft efter 28 respektive 365 dygns härdning. För slaggblandningarna ligger alkalihalten i porlösningen över den övre gräns som kan fås enbart från portlandcementet (grå fältet). Alltså måste även en viss del av alkalier i slaggen också vara lösliga. Skillnaden mellan 28 dygn och 365 dygn med flygaska och slagg tyder på att alkalier binds i reaktionsprodukterna.



Figur 2.19 Inverkan av slagg, flygaska och silikastoft på den lösta alkalihalten i betong efter 28 respektive 365 dygn (Schäfer & Meng., 2004).

I de flesta ASR-provningar (t.ex. RILEM AAR-metoderna) som genomförts och genomförs, relateras expansionen till den totala alkalihalten som finns i det cement som används i betongen, inte till alkalihalten i porvattnet. Den positiva effekten av de alternativa bindemedlen, som egentligen beror på att en lägre andel av alkali i materialen är lösligt i porvattnet, registreras som att en större total alkalihalt kan godtas för en viss ballast utan att expansionen på grund av ASR blir skadlig.

Frågan är då hur detta med gränsvärden för alkalihalt under vilket skadlig ASR aldrig uppstår ska anges och beräknas när alternativa bindemedel ingår? Det finns flera möjligheter, vilka listas nedan:

- I. Att som bas ha samma beräkningssätt och gränsvärde som för portlandcementbetong (total aktuell alkalihalt).
- II. Att total aktuell alkalihalt bestäms men gränsvärdet varierar med typ och mängd av alternativa bindemedel.
- III. Att alkalihalten i slagg, flygaska och silikastoft reduceras med en faktor <1 och samma gränsvärde som för portlandcementbetong används.
- IV. Att alkalihalten i slagg, flygaska och silikastoft sätts till 0 och samma gränsvärde som för portlandcementbetong används.

Alternativ I är i princip det som SS 137003:2015 anger och kan nog anses vara konservativt, i synnerhet då en större mängd av portlandcement blivit ersatt med slagg, flygaska och/eller silikastoft. Även om den totala alkalihalten i betongen kan öka vid tillsats av dessa material minskar den effektiva alkalihalten och risken för ASR:

Alternativ II kräver en stor databank med provningsresultat med många olika typer av alternativa bindemedel för att säkra gränsvärden ska kunna fastställas. Detta är inte ett realistiskt alternativ.

RILEM ger förslag på faktorer enligt Alternativ III (se avsnitt 1.3), vilka dock kan ifrågasättas.

Det enklaste alternativet anses vara alternativ IV, d.v.s. att andelen portlandcementklinker och dess alkalihalt läggs till grund för beräkning av betongens totala alkalihalt. Det baseras på att det påvisats att användning av CE-märkt slagg, flygaska eller silikastoft alltid har en positiv påverkan på ASR-motståndet. Det har också fördelen att samma gränsvärde som gäller för portlandcementbetong kan behållas. Därför rekommenderas detta alternativ i dessa riktlinjer (bilaga A).

Oberoende av vilket av alternativ I-IV som rekommenderas i dessa riktlinjer, så kommer möjligheten för omgivningskategori E2 att bestämma ett alternativt gränsvärde från fall till fall, d.v.s. för en viss ballast eller för en reaktiv referensballast med en viss bindemedelssammansättning genom expansionsprovning (se tabell A.2) att finnas. Den metodik för att bestämma alkalihalten som rekommenderas i dessa riktlinjer bör med tillräcklig säkerhet kunna undanta "säkra sammansättningar" från omfattande onödiga provningar.

En annan fråga är om det gränsvärde på $3,0 \text{ kg/m}^3$ betong som finns i SS 137003:2015 är relevant för de ballasttyper vi har i Sverige. Gäller värdet för den mest ASR-känsliga ballasten som inte innehåller snabbreaktiva komponenter som kan uppbringas i landet. (Försök pågå för att verifiera detta).

2.4.10 Begränsning av ASR enbart genom ersättning av portlandcement med alternativa bindemedel.

Enligt vissa riktlinjer ges möjlighet att använda tillsättning av alternativa bindemedel i tillräcklig stor mängd som enda åtgärd för att förhindra ASR, d.v.s. alkalihalten är då ointressant. Som anges i avsnitt 1.3.1.5 och som kan utläsas av resultat redovisade i avsnitt 2.4.2–2.4.8 måste då mängden av de alternativa bindemedlen överstiga vissa minimihalter. Enligt vissa av dessa riktlinjer bör flygaskemängden vara cirka 40 %. Då flygaskhalten i svensk betong enligt SS 137003:2015 aldrig kan överstiga 35 % är detta inte ett realistiskt alternativ för flygaska. För silikastoft anges värden på 7,5-10 % som halter som ger säkerhet mot skadlig ASR, vilket ligger inom maxvärdet 10 % enligt SS 137003:2015. För slagg verkar mer än 50 %

slagg ge en tillfredsställande säkerhet, vilket också kan vara ett realistiskt alternativ i vissa exponeringsklasser baserat på accepterade mängder alternativa bindemedel enligt SS 137003:2015. Vid kombination av flera alternativa bindemedel, t.ex. silikastoft och flygaska, kan synergieffekter utnyttjas och krav på minsta mängder minskas något.

Eftersom det dock i omgivningskategori E2 och E3 oftast är fråga om utomhuskonstruktioner som utsätts för frost, och tillåtna halter alternativa bindemedel i exponeringsklasserna för frost är betydligt lägre än i övriga exponeringsklasser blir dessa nivåer på mängden slagg, flygaska och silikastoft inte möjliga att använda i praktiken. Även om tillåtna mängder alternativa bindemedel i de olika exponeringsklasserna till viss del kommer att höjas i nästa version av SS 137003, så är de mängder av dessa som krävs för att enbart användande av alternativa bindemedel för att förhindra ASR så höga att det inte motiverat att utarbeta närmare regler för detta alternativ för svenska förhållanden.

2.5 Funktionsprovning

Funktionsprovning för betong, vilket på engelska benämns *performance test*, genomförs som en expansionsprovning av betong. Olika syften kan finnas för dessa provningar:

- Provning av en ballastkombination och/eller en specifik kornstorleksfördelning hos ballasten. En ballastkombination som består av ballast från två olika källor, där den ena sorteringen betraktas som reaktiv, ska provas med verkliga proportioner, alternativt med proportioner enligt störst risk för ASR om flera olika kornkurvor/proportioner används.
- Provning av ett specifikt cement eller specifik bindemedelskombination för den aktuella ballasten eller ballastkombinationen. Används för framtagande av minimikrav för bindemedel för den aktuella ballasten, vilket kan innebära fastställande av högsta tillåtna alkalihalt i betongen med ett specifikt cement eller specifik bindemedelskombination eller minsta andel alternativa bindemedel.
- Provning av specifikt cement eller specifik bindemedelskombination som generell ASR-hämmare. Det specifika cementet eller bindemedelskombinationen kan provas med en alkalireaktiv referensballast för att definiera dem som ”oskadliga”. Gränser för denna giltighet definieras som t.ex. högsta tillåtna alkalihalt i betongen och gränser för proportioner mellan cement och alternativa bindemedel.
- Provning av en specifik betongsammansättning. Vid provning av specifika betongsammansättningar (enligt jobmix eller betongrecept) används samma material och sammansättning som på konstruktionsplatsen. Betongens vattenbindemedeltal, vbt definieras av provningsmetoden och får endast varieras inom ett visst intervall. Dessutom får inga luftporbildare användas.

Generellt gäller följande för funktionsprovningar avseende ASR:

- Betongen har ett bestämt vattenbindemedeltal, vbt (ämnat att maximera expansionen oberoende av vbt i den verkliga betongsammansättningen), vilket anges i respektive metodbeskrivning. Att frångå upprättade vbt påverkar hur provkropparna reagerar i laboratoriemiljön och kan introducera osäkerheter gentemot etablerade gränsvärden.
- Vid tillsats av luftporbildare ändras betongens textur och den expanderande alkalisilikagelen tillåts expandera i luftporer, varför uppmätt expansion ej kan jämföras med etablerade gränsvärden.
- Metod RILEM AAR-10.1, -10.2, -11.1 och -11.2 har vissa restriktioner avseende de alternativa bindemedlens egenskaper (typ/källa), vilka anges i respektive metodbeskrivning.
- Vanligtvis kan den kritiska alkalihalten eller halten av ett specifikt alternativt bindemedel interpoleras om detta görs med ett konservativt förhållningssätt.

Gränsvärden och villkor för användning av ballast i betong, med specifika bindemedelskombinationer eller specifika betongsammansättningar anges i Bilaga A, tabell A.2.

2.5.1 RILEM AAR-3

Detta är i grunden en ballastprovningss metod (se avsnitt 2.3.2.5) som även kan användas för funktionsprovning, främst RILEM AAR-3.2. Betongprismor i storleken 75x75x250 mm används och provkropparna förvaras i $RF \geq 95\%$ i 38 °C. Exponeringstiden är 1 år, men kan vid behov förlängas till 2 år.

2.5.1.1 RILEM AAR-3.1

RILEM AAR-3.1:2016 kan användas för provning av en ballastkombination (vilken kan innehålla ballast från flera källor) eller en specifik kornstorleksfördelning.

2.5.1.2 RILEM AAR-3.2

RILEM AAR-3.2:2016 är ett koncept för att ta fram en ballast eller ballastkombinations kritiska alkalihalt. Ballasten provas med minst fyra alkalihalter mellan 2 och 5 kg/m³, för utvärdering av den alkalinivå där betong innehållande den reaktiva ballasten kan anses oskadlig.

De senaste forskningsresultaten visar att urlakning av alkalier med denna provkroppsstorlek kräver större säkerhetsfaktor än provning med exempelvis RILEM AAR-10.1.

2.5.2 RILEM AAR-10

RILEM AAR-10:2019 bygger på samma metodik som RILEM AAR-3, men för att minimera urlakningen av alkalier från betongen har metoden reviderats framförallt avseende betongprismornas storlek. Betongprismor i storleken 100x100x400–450 mm används och provkropparna förvaras i ≥ 90 % RF i 38 °C. Provningstiden är 1 år, men kan vid behov förlängas till 2 år.

2.5.2.1 RILEM AAR-10.1

RILEM AAR-10.1:2019 (möjliggör användning av en ballastprodukt (kan även vara en ballasttyp, en ballastkombination eller en specifik kornkurva) tillsammans med ett visst cement eller en viss bindemedelskombination. Metoden används för att identifiera en lämplig bindemedelskombination, med minsta halten alternativa bindemedel och/eller maximal alkalihalt (minimikrav), vilken kan användas tillsammans med den specifika alkalireaktiva ballasten eller ballastkombinationen, för att kunna tillverka en oskadlig betong.

Expansionsresultaten plottas mot mängden alternativa bindemedel, antingen som separata diagram för olika alkalihalter; eller för en bestämd mängd alternativa bindemedel som en funktion av alkalihalten. Skärningspunkten där expansionskurvan skär ett bestämt gränsvärde anger minsta mängden alternativa bindemedel och/eller den maximala alkalihalten för betongen.

2.5.2.2 RILEM AAR-10.2

RILEM AAR-10.2:2019 möjliggör användning av en generell bindemedelskombination för stävjandet av ASR, där bindemedelskombinationen provas tillsammans med en alkalireaktiv referensballast. Metoden används för att sätta upp minimikrav för bindemedelskombinationer som kan användas för att tillverka en oskadlig betong.

Expansionsresultaten plottas mot alkalihalten. Skärningspunkten där expansionskurvan skär gränsvärdet anger den maximala alkalihalten som cementet/bindemedelskombinationen kan innehålla i förhållande till kontroll-/referensballasten.

2.5.3 RILEM AAR-11

För RILEM AAR-11:2019 används betongprismor i storleken 75x75x250 mm och provkropparna förvaras i RF ~100 % i 60 °C. Exponeringstiden är 140 dagar, men kan vid behov förlängas till 1 år.

2.5.3.1 RILEM AAR-11.1

RILEM AAR-11.1:2019 möjliggör användning av en ballastprodukt (kan även vara en ballasttyp, en ballastkombination eller en specifik kornkurva) tillsammans med en kritisk bindemedelskombination. Metoden används för att identifiera en lämplig bindemedelskombination, med minsta halten alternativa bindemedel och/eller maximal alkalihalt (minimikrav), vilken kan användas tillsammans med den specifika alkalireaktiv ballasten eller ballastkombinationen, för att kunna tillverka en oskadlig betong.

Expansionsresultaten plottas mot mängden alternativa bindemedel, antingen som separata diagram för olika alkalihalter; eller för en bestämd mängd alternativa bindemedel som en funktion av alkalihalten. Skärningspunkten där expansionskurvan skär ett bestämt gränsvärde anger minsta mängden alternativa bindemedel och/eller den maximala alkalihalten för betongen.

2.5.3.2 RILEM AAR-11.2

RILEM AAR-11.2:2019 möjliggör användning av en generell bindemedelskombination för stävjandet av ASR, där bindemedelskombinationen provas tillsammans med en reaktiv referensballast. Metoden används för att sätta upp minimikrav för bindemedelskombinationer som kan användas för att tillverka en oskadlig betong.

Expansionsresultaten plottas mot alkalihalten. Skärningspunkten där expansionskurvan skär gränsvärdet anger den maximala alkalihalten som cementet/bindemedelskombinationen kan innehålla i förhållande till referensballasten.

2.5.3.3 RILEM AAR-11.3

I metod RILEM AAR-11:2019 ska ballasten proportioneras och användas som tänkt i den verkliga betongsammansättningen. Betongsammansättningen testas för att verifiera dess motstånd mot ASR. Resultatet begränsas till den specifika ballastkombinationen, det specifika cementet och/eller alternativa bindemedlets typ och alkalihalt samt övriga delmaterial (dock ej luftporbildare) i den specifika betongsammansättningen.

2.5.4 RILEM AAR-12

Eventuellt kommer en ny metod (RILEM AAR-12:2019), vilken motsvarar RILEM AAR-11:2019 men med provning med externt alkalitillskott. Metoden är omständlig och har ännu ej provats med ballast från Sverige/Norden.

2.5.5 CBI metod nr 1

För CBI-metod nr 1 (bilaga F) används betongprismor i storleken 75x75x300 mm. Provkropparna lagras inledningsvis i en fukt-kammare med 100 % RF i +20 °C (i 28 dygn), för att därefter förvaras i 50 °C mättad saltlösning (NaCl). Provningstiden är 140 dygn och metoden anger gränsvärdet 0,7 mm/m efter 140 dygn. Denna förlängs till 200 dygn om kurvan har en stigande trend vid 140 dygn och sista mätpunkten ligger i intervallet 0,5–0,7 mm/m.

Denna metod innebär en tuffare miljö i jämförelse med metod RILEM AAR-3, AAR-10 och AAR-11. Metoden lämpar sig för betong som innehåller snabbreaktiv ballast och betong som ska användas i omgivningskategori E3.

Metoden bygger på en tidigare NORDTEST-metod *NT BUILD 295:1985*, vilket är en bruksprismemetod. Vissa ändringar har emellertid gjorts för att även kunna mäta reaktiviteten hos betong med ballastsortering 0–16 mm. De avsteg som gjorts från NT BUILD 295 gäller därför främst provkropparnas storlek och ballastmaterialets kornstorlek. För provning av en

specifik betongblandning kan sorteringar upp till max 32 mm användas. Metoden beskrivs utförligt i bilaga F.

2.5.6 Fältprovning

NB 21:2017 anger att betongsammansättningar i existerande konstruktioner som är äldre än 25 år kan användas som referens för en betongsammansättning och dess alkalireaktivitet. Förutsättningen är att referensbetongen varit utsatt för en hög och kontinuerlig fuktbelastning och att den nya betongen (1) inte har ett högre alkaliinnehåll, (2) att ballasten inte innehåller en högre andel potentiellt alkalireaktiva bergarter eller (3) att betongsammansättningen inte används i en miljö med högre fukt- eller temperaturbelastning än referensobjektet. Metod NB 32:2005 Appendix G – Field performance testing anger vidare att det krävs en utförlig undersökning av minst 3 konstruktioner med kända delmaterial och dokumenterade exponeringsdata. Utöver en visuell bedömning krävs laborietester på borrkärnor från konstruktionerna. Ett problem är dock att betongsammansättningarna sällan är identiska efter 25 år.

Thomas et al. (2008) beskriver en liknande procedur, men anger en ålder på minst 10 år och helst 15 år gamla konstruktioner utan skador. Här anges att ett representativt antal borrkärnor ska tas och att undersökningen ska innefatta en petrografisk analys enligt ASTM C 856 för att avgöra (1) ingående ballasttyper; (2) att inga skador uppkommit på grund av ASR; samt (3) huruvida slagg eller flygaska använts, samt i sådant fall i vilken mängd.

Tabell 2.1 Sammanställning av funktionsprovningar som används internationellt.

	RILEM	ASTM	Kanada	Sverige	Norge	Frankrike/ Schweiz
Ultra-accelererad bruksprovning i NaOH, 80 °C		ASTM C1567: 2013 ²⁾				
Accelererad bruksprovning i NaCl, 50 °C						
Accelererad bruksprovning, 38 °C		ASTM C227: 2010 (indragen)				
Accelererad betongprovning, 38 °C	RILEM AAR-3 2016 ¹⁾	ASTM C1293: 2018	CSA 2009, A23.2-28A ³⁾		NB 32, App F: 2005	
Accelererad betongprovning, 60 °C	RILEM AAR-4: 2016 ¹⁾					AFNOR P18-454: 2004
Accelererad betongprovning, 50 °C i saltlösning				CBI metod nr 1, bilaga F		
Fältprovning					NB 32, App G: 2005	

¹⁾ RILEM AAR-0: 2016 rekommenderar i dagsläget, i brist på erfarenhet, inte metoderna som performance test för specifika betongblandningar, men skriver att man förhoppningsvis i framtiden kan använda RILEM AAR-3, eller en variant av metoden som performance test. RILEM AAR-10, AAR-11 och AAR-12 är sådana varianter, vilket för närvarande utvecklas inom RILEM TC AAA.

²⁾ Metoden används i Nordamerika för utvärdering av puzzolaners, och slagg inverkan på ASR, men motsvarande metod har inte erkänts inom RILEM.

³⁾ 2 års-provning enligt CSA A23-14A, för att visa effektiviteten av tillsatsmaterial eller tillsatsmedel.

3. BEFINTLIGA KONSTRUKTIONER

3.1 Tillståndskontroll

3.1.1 Processbeskrivning

En tillståndskontroll utförs normalt efter det att en skada upptäckts vid en rutininspektion. Huvudsyftet med tillståndskontrollen är att förstå omfattning, orsak och den konstruktiva konsekvensen av den iakttagna skadan samt att få fram underlag för att vidta en åtgärd (t.ex. reparation eller förstärkning) om så är behövligt. Undersökningen bör genomföras progressivt (CONTECVET, 2001) och ska inte föras längre än att ett beslut om framtida handling kan fattas utifrån en acceptabel/tillräcklig förståelse om nedbrytningen och dess påverkan på funktionen. I CONTECVET (2001) delas tillståndskontrollen upp i två nivåer:

1. Preliminär, inledande tillståndskontroll
2. Detaljerad tillståndskontroll

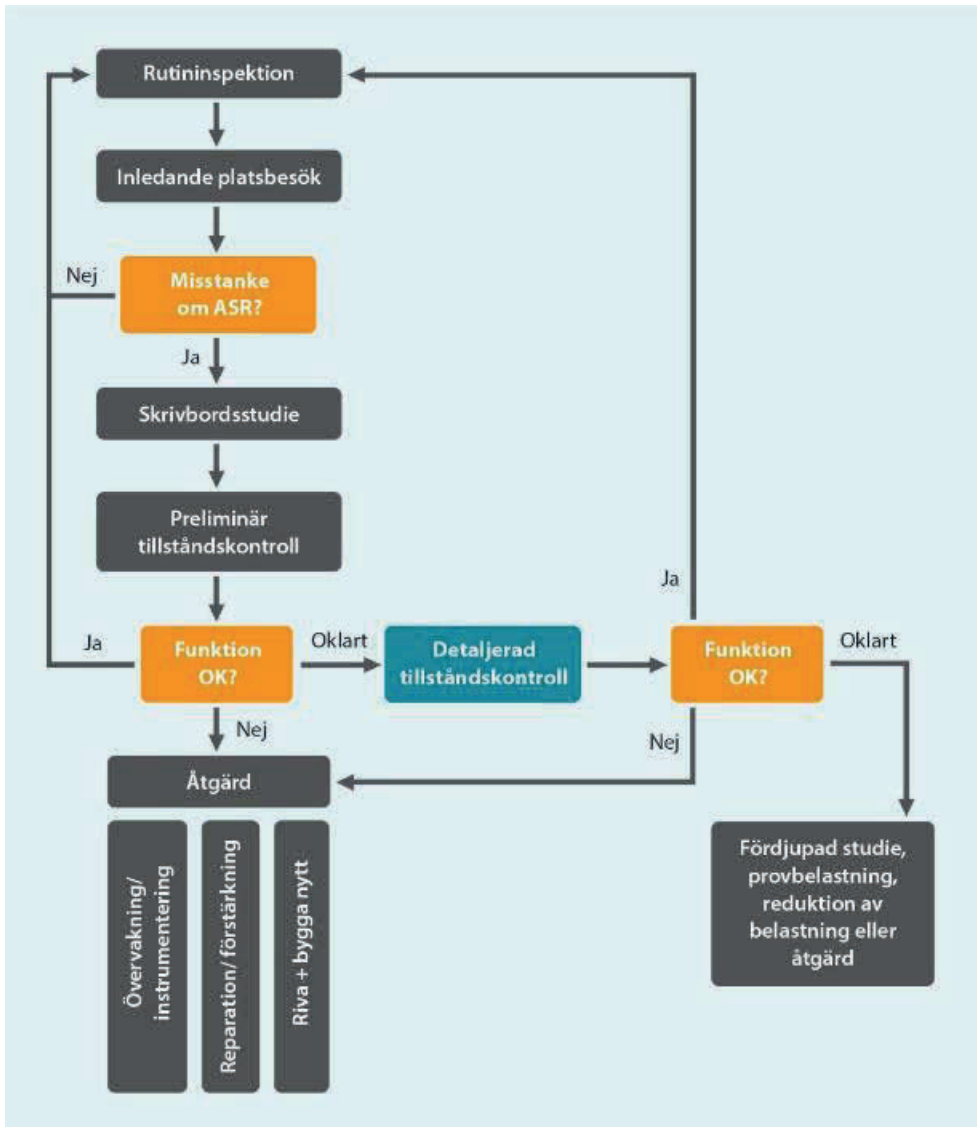
Den preliminära tillståndskontrollen är i huvudsak kvalitativ. Resultatet från den preliminära undersökningen avgör om en detaljerad undersökning är nödvändig. Den preliminära undersökningen kan i vissa fall kompletteras med enkla analyser.

En tillståndskontroll bör belysa följande aspekter:

- Typ av skada (t.ex. sprickor, pop-outs, klämda fogar eller luckor)
- Skadeorsak (här ASR, ofta i kombination med frost)
- Skadans placering på konstruktionen
- Skadans omfattning
- Skadans effekt på funktionen
- Bedömning av framtida nedbrytning
- Bedömning av den framtida nedbrytningens effekt på funktionen

Beroende på hur omfattande tillståndskontroll som genomförs så blir precisionen olika. Tillståndskontrollen avslutas när precisionen är tillräcklig för att ge svar på de frågeställningar som ställdes upp inför projektstart. Bedömningen av t.ex. framtida nedbrytning och dess påverkan på framtida funktion kan bli grov om tillståndskontrollen avslutas i ett tidigt skede. Detta bör även påpekas vid rapportering.

Omfattningen av preliminär respektive detaljerad tillståndskontroll är inte bestämd utan måste avgöras från fall till fall. Även den detaljerade tillståndskontrollen kan behöva genomföras stegvis för att inte överarbeta tillståndskontrollen. I den process som visas i **Figur 3.1** framgår ett *exempel* på vad som kan ingå i de olika nivåerna av en tillståndskontroll avseende ASR. De olika delmomenten i processen som figuren visar beskrivs och förklaras mer utförligt i avsnitt 3.1.1 till 3.1.7 samt **Tabell 3.1**. Processen beskriver moment och analyser som ofta ingår, men verklig omfattning i varje steg måste beslutas från fall till fall. Av praktiska skäl kan det ibland vara lämpligt att slå ihop moment. Huvudregeln är dock att tillståndskontrollen ska genomföras progressivt och avslutas när tillräcklig information finns för att fatta ett välgrundat beslut. Om beslutet är att reparera ska tillräcklig information finnas för att designa en reparationsåtgärd i enlighet med SS-EN 1504-9:2008.



Figur 3.1 Flödesschema tillståndskontroll ASR-skadade konstruktioner.

Tabell 3.1 Indata, arbetsmoment och resultat vid olika tillståndskontrollhändelser.

Händelse	Indata	Arbetsmoment	Resultat	Avsnitt
Inledande platsbesök	- Anmärkning från rutininspektion	- Platsbesök av sakkunnig - Ev. del av inspektion (om den görs av sakkunnig)	- Identifiering möjliga skadeorsaker, misstanke ASR som 1:a hypotes	3.1.1.1
Skrivbordsstudie	- Anläggningsdata (ritningar, handlingar) - Information om önskad livslängd	- Genomgång av material - Dialog med ägare	- Funktionsförståelse - Problembild - Mål + syfte med undersökningen - Besiktningsprogram - Provtagningsprogram	3.1.1.2
Preliminär tillståndskontroll	- Resultat skrivbordsstudie - Anläggningsdata	- Okulär undersökning - Enklare fältmätning t ex sprickkartering - Viss provtagning - Inledande laboratorieanalyser ¹⁾ - Fördjupad analys av anläggningsdata - Analys av bärförmåga	- Fördjupad funktionsförståelse - Verifiering ASR eller inte, andra skademekanismer - Typ och halt av alkalireaktiv ballast, cementpastans/ betongens alkalihalt - Bedömning av risk för ASR och dess påverkan på funktionen - Hållfasthet och bärförmåga - Skadeomfattning - Ev. program för tillståndskontroll.	3.1.1.3
Detaljerad tillståndskontroll	- Resultat prel. tillståndskontroll	- Instrumentering (global påverkan) - Fördjupad provtagning och laboratorieanalyser ²⁾ - Beräkningar, t ex storleken på expansion + effekt på bärförmåga	- Fördjupad funktionsförståelse - Ballastens kvarvarande reaktivitet - Framtida skadeutveckling - Förfinad bedömning av skadeomfattning - Ev. program för fortsatt, utökad tillståndskontroll	3.1.1.4
Åtgärd	- Resultat från tillståndskontroll	- Design av åtgärd om tillräcklig information finns för design, annars fördjupad studie	- Åtgärdsförslag	

¹⁾ I normalfallet motsvarande omfattning A eller B enligt avsnitt 3.1.3

²⁾ I normalfallet motsvarande omfattning C enligt avsnitt 3.1.3

3.1.1.1 Inledande platsbesök

Syftet med det inledande platsbesöket är att skapa en första hypotes om skadeorsak(er) och få en uppfattning om anläggningen, både gällande dess konstruktiva funktion och praktiska aspekter såsom t.ex. tillgänglighet. Som underlag ligger anmärkningar från rutininspektionen. Platsbesöket ligger till grund för det fortsatta arbetet.

I vissa mycket enkla fall kan det räcka med ett första besök av en erfaren besiktningsman för att fastslå skadeorsak och skadans effekt på funktionen och tillståndskontrollen kan stoppas redan vid det inledande platsbesöket. Men detta gäller inte ASR-skador som kräver en laboratorieundersökning, t.ex. för att fastslå att det är ASR och inte frost eller en kombination av de båda nedbrytningsmekanismerna.

Vanliga tecken som kan tyda på ASR är ett krackelerat sprickmönster (se exempel i **Figur 3.2**) och så kallade pop-outs som uppstår när ytnära reaktiva korn sväller och spjälkar loss en begränsad mängd betong så att en liten krater bildas (se exempel i **Figur 3.3** och **Figur 3.4**). Andra tecken på ASR är global expansion (förskjutningar, hoptryckta rörelsefogar, klämda luckor etc.).



Figur 3.2 Av ASR kraftigt uppsprucken pelare med krackelerat sprickmönster. Pelaren har mycket liten armeringsmängd vilket medför att grova sprickor kan slå upp.



Figur 3.3 Betongfasad med små utspjälkningar, "pop-outs".



Figur 3.4 Utspjälkningar ("pop-outs") orsakade av ASR i golv.

En hårt belastad, spännarmerad, eller i en riktning hårt armerad konstruktion kan få ett sprickmönster med parallella sprickor där sprickorna uppkommer vinkelrätt mot den riktning som konstruktionen är "fri" att röra sig. Det kan i vissa fall även förekomma utfällningar i sprickorna. I realiteten är det svårt att skilja på sprickor förorsakade av frost och ASR. Frost och ASR förekommer dessutom ofta samtidigt varför en ställd hypotes bör inbegripa båda möjligheterna om konstruktionen utsätts för frysgader.

Har den ansvariga för tillståndskontrollen deltagit vid rutininspektionen kan detta steg ibland uteslutas.

Platsbesöket bör dokumenteras med besiktningsprotokoll med tillhörande fotografier. Det bör tydligt framgå var fotografierna är tagna och det bör finnas med något objekt i fotografierna som ger en storleksreferens. Om det inte finns någon naturlig referens i bilden kan det vara

bra att lägga dit t.ex. en måttstock. I besiktningsprotokollet bör även väder och ljusförhållanden framgå då sprickor kan framträda olika beroende på t.ex. betongens fuktighet.

3.1.1.2 Skrivbordsstudie

Nästa steg är att definiera mål och syfte med undersökningen och att ta fram ett besiktnings- och provtagningsprogram som syftar till att testa uppställd skadehypotes.

Tillgängliga relevanta anläggningsdata, såsom ritningar och tidigare rapporter studeras. Det är även viktigt att tillsammans med anläggningsägaren definiera vilken kvarvarande teknisk livslängd som anläggningen är tänkt att ha, denna information har stor betydelse vid bedömningen av de iakttagna skadorna.

Skrivbordsstudien ska resultera i en djupare förståelse av materialval, byggteknik, historik, laster och anläggningens konstruktiva funktion. Utifrån skrivbordsstudien och det inledande platsbesöket erhålls en klarare problembild och konstruktionsdelar som är mer känsliga för skador identifieras. För ASR-relaterade skador kan kritiska skador t.ex. finnas på konstruktioner där geometrin är viktig (klämda luckor i utskov, klämda fogar etc.) eller delar som är hårt belastade.

Delresultat från skrivbordsstudien och det inledande platsbesöket är besiktnings- och provtagningsprogram. Besiktningsprogrammet ska ge en bra förberedelse inför den inledande tillståndskontrollen och ska t.ex. definiera:

- Behov av utrustning såsom spricklupp, kikare, personlig säkerhetsutrustning etc.
- Behov av hjälpmedel för att få access till anläggningen såsom lift, ställningar, drönare etc.
- Behov av att begränsa den normala driften såsom avstängning av trafik, produktion, vattenvägar etc.
- Tidplan
- Riskanalys

Besiktningsprogram ska ses som ett hjälpmedel inför det fortsatta arbetet men ska hanteras flexibelt och kan behöva revideras efter verkliga förutsättningar vid platsbesöket.

Provtagningsprogrammet ska ange mål och syfte med provtagningen och kan t.ex. omfatta:

- Typ av provtagning
- Dimension på uttagna prov
- Provplatser, gärna visade på bild och/eller ritning
- Antal prov
- Namngivning av prov och provplatser. Kommer utborrninng av kärnor ske av entreprenör vid annan tidpunkt än besiktningen och utan besiktningsmannens närvaro så är det speciellt viktigt med klara instruktionen om hur prov ska märkas.
- Hur prov ska paketeras och fraktas till laboratoriet.

Vid framtagandet av provningsprogrammet bör det laboratorium som ska utföra laboratorieanalyserna involveras för att gemensamt fastslå vilka analyser som är relevanta och vilka krav som då ställs på provtagningen.

Är det på grund av tillgängligheten svårt och eller dyrt att ta ut prov kan det vara klokt att planera för ett eventuellt kommande steg och ta ut prov i överflöd för eventuella kompletterande analyser. Man får då ha i åtanke att det senare i processen ändå kan bli aktuellt att ta prov från positioner som ännu inte identifierats som kritiska.

3.1.1.3 Preliminär tillståndskontroll

Den preliminära tillståndskontrollen innefattar ett platsbesök med en mer omfattande okulär undersökning baserad på det framtagna besiktningensprogrammet där skadebild och miljöbelastning bör dokumenteras mer noggrant. När det finns misstanke om ASR så genomförs alltid provtagning för laboratorieanalyser för att verifiera om det är ASR eller inte i enlighet med framtaget provtagningsprogram. Eventuellt genomförs enklare fältmätning såsom sprickkartering och spricksummering.

Laboratorieanalyser som t.ex. kan ingå är:

- Okulär syn av kärnor av erfaren person och/eller strukturanalys för att verifiera eller förkasta ASR och skador förorsakade av ASR. Strukturanalysen kan t.ex. bestå av planslip och/eller tunnslip (se avsnitt 1-3, bilaga E).
- Petrografisk analys för att bestämma om alkalireaktiv ballast finns och eventuellt halt av alkalireaktiv ballast (se avsnitt 4, bilaga E).
- Bestämning av betongens alkalihalt (se avsnitt 5, bilaga E).
- Hållfasthetsparametrar såsom t.ex. spräckhållfasthet (se avsnitt 8, bilaga E).

Omfattningen av laboratorieundersökningen motsvarar omfattning A eller B enligt avsnitt 3.1.3. Exakt omfattning av laboratorieanalyserna måste bestämmas från fall till fall, ovanstående ska bara ses som exempel på vad som kan ingå. I vissa fall kan det vara klokt att utföra provtagningen och laboratorieanalysen i steg för att hålla nere kostnaderna för att t.ex. i steg 1 bara avgöra skadeorsak (kvalitativ strukturanalys och petrografisk analys) och hänskjuta vilken effekt skadorna har på bärförmågan (hållfasthetsprovning) till ett kommande steg.

Utifrån resultatet från den okulära undersökningen och laboratorieanalyserna genomförs analyser i syfte t.ex. kvantifiera skadeomfattning och bärförmåga. Allt resultat sammanställs i rapport där genomförd provning och analyser redovisas och slutsatser från dessa beskrivs. Ofta kan man efter den inledande tillståndskontrollen fastslå om funktionen är tillräcklig eller inte och därmed kan tillståndskontrollen avslutas. Om funktionen inte är tillräcklig bör ett generellt åtgärdsförslag ges. Kvarstår oklarheter för hela eller delar av anläggningen bör rapporten även omfatta förslag på fortsättning. I vissa fall kan det vara ekonomiskt fördelaktigt att direkt genomföra en åtgärd istället för att öka förståelsen genom en detaljerad tillståndskontroll. Underlaget från den preliminära tillståndskontrollen måste då vara så pass tillförlitligt att det går att designa en reparation på ett säkert sätt. Rekommenderas det en detaljerad tillståndskontroll bör en rekommendation om omfattning och innehåll ges.

3.1.1.4 Detaljerad tillståndskontroll

En detaljerad tillståndskontroll syftar till att ge en fördjupad funktionsförståelse, t.ex. med avseende på kvarvarande alkalireaktivitet, framtida skadeutveckling och dess påverkan på framtida funktion. Den kan t.ex. omfatta instrumentering, utökad provtagning och laboratorieanalys samt mer omfattande beräkningar.

Erhålls inte tillräcklig information så kan tillståndskontrollen utökas med ytterligare steg där t.ex. provbelastning genomförs. Innan beslut om att förfina förståelsen bör kostnaden för att förbättra funktionsförståelsen ställas mot att åtgärda skadan.

3.1.2 Fältmätning

3.1.2.1 Sprickkartering

Vid sprickkartering ritas sprickmönster och utbredning in på ritning. Man bör sträva efter att komma så nära konstruktionen som möjligt och där det inte är möjligt kan kikare eller drönare användas. I (Westberg et al., 2016) ges en beskrivning av hur sprickkartering kan genomföras (referensen gäller för en vattenkraftsanläggning men kan överföras på andra konstruktionstyper):

”Sprickornas utbredning ritas in på ritning (helst armeringsritning) över konstruktionsdelen.

Notera

- *Avstånd från observationsplats till sprickan*
- *Sprickvidd och hur den skattats. Där så är möjligt bör sprickbredden skattas med en sprickmätare (vanligen ett plastkort med olika sprickbredder inritade)*
- *Längd på sprickan och hur detta har skattats (om det är möjligt mäts den, annars ritas på ett ungefär). Strecksprickning kan användas om spricktendens syns men inte kan säkerställas.*
- *Notera eventuella tecken på rörelser i sprickans längdled eller tvärlädd som kan indikera att konstruktionen inte fungerar som avsett.*
- *Notera tecken på läckage, fuktgenomslag, kalkutfällningar och rostfärgning (som kan tyda på armeringskorrosion).*
- *Fotografera sprickan, gärna närbild och avståndsbild.*

Extra fokus bör läggas på sprickor som bedöms ha potential att vara allvarliga, men på dammen bör inspektören vara konservativ i sin bedömning och inte direkt avfärda sprickor som ointressanta (om det inte är uppenbart).

Sprickor som förefaller vara genomgående noteras särskilt. Det måste dock understrykas att det ibland inte är möjligt att upptäcka potentiellt genomgående sprickor förrän vid efteranalyserna och det är ofta mycket svårt att göra en säker bedömning av huruvida en spricka är genomgående eller ej”.

3.1.2.2 Spricksummering

Vid spricksummering så bestäms den totala återhållna expansionen i en riktning på en konstruktion. Till skillnad från fri expansion som erhålls på en provkropp utan mothållande krafter så finns det på en verklig konstruktion alltid ett mothåll från t.ex. armering, belastning etc. Detta gör att resultatet av en spricksummering är riktning beroende. För att visa skillnaden kan mätningen utföras i två vinkelräta riktningar (**Figur 3.5**). En riktning läggs längs huvudarmeringen eller i den riktning som är tryckt på grund av t.ex. gravitation. I (CONTECVET, 2001) beskrivs en metodik för spricksummering:

Sprickvidden mäts längst minst fem referenslinjer med ett inbördes avstånd på minst 250 mm. Varje linje ska vara minst 1 m. Medelexpansionen ε_{med} erhålls av:

$$\varepsilon_{med} = \frac{\sum \varepsilon_i}{n}$$

$$\varepsilon_i = \frac{\alpha \sum w \sin \theta}{L} + \beta \cdot 10^{-6}$$

där

- n är antal observationer
- w är uppmätt sprickvidd längs referenslinjen
- θ är vinkel mellan referenslinje och spricka
- L är mätlängden
- α är en konstant mellan 1 och 1,5
- β är en konstant mellan 500 och 1500



Figur 3.5 Fem parallella referenslinjer i två riktningar med korsande sprickor markerade

I Tabell 1.1 ges samband mellan fri expansion och hållfasthet medan **Tabell 3.2** ger ett grovt samband mellan den mothållna expansionen och tryckhållfasthet:

Tabell 3.2 Kvarvarande tryckhållfasthet som funktion av återhållen expansion (CONTECVET, 2001).

Mothållen expansionen, mm/m	Procent kvarvarande tryckhållfasthet, %
0,5	95
1,0	80
2,5	60
5,0	60
10,0	-

3.1.3 Laboratorieundersökningar

3.1.3.1 Undersökningens omfattning

Baserat på omfattningen hos undersökningarna av ASR i en befintlig konstruktion delas de in i tre kategorier (**Figur 3.6**):

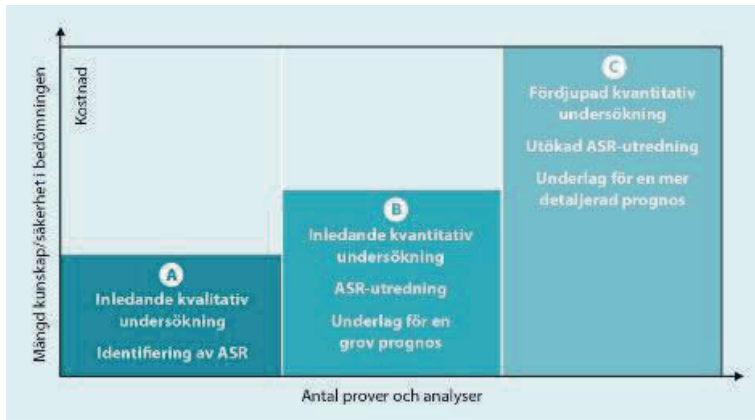
- A. Inledande kvalitativ undersökning – för att se om ASR finns i betongen.
- B. Inledande kvantitativ undersökning – av hur ASR har påverkat betongen hittills.
- C. Fördjupad kvantitativ undersökning – utökad med prognos för utveckling av ASR med tiden.

Styrkan hos alkalisilikareaktionen och följaktligen risken för skador på betongen beror på ballastens alkalireaktivitet, halten av alkalireaktiva komponenter i ballast, cementhalten i betongen och dess alkalihalt. Beskrivning av analysmetoder som är lämpliga för att ta reda på dessa parametrar finns i *Bilaga E*. En samlad bild av parametrarna kan användas för en prognos av alkalisilikareaktionens utveckling i den undersökta konstruktionen på sikt. En bedömning av risken för nedbrytning av betongen, volyminstabilitet, funktionspåverkande sprickbildning mm bör utgå från betongens befintliga tillstånd och göras med hänsyn tagen till kombinationseffekter från andra potentiellt skadliga mekanismer som samverkar med ASR, till exempel frostangrepp. Korrekt utförd undersökning är också en förutsättning för val av rätt reparationsmetod.

De tre typerna av undersökningar (A, B och C) beskrivs nedan tillsammans med vilka metoder som ingår och vilken mängd prover som behövs för undersökningen. Beskrivningarna anger rekommenderat eller nödvändigt minsta antal och storlek hos borrkärnor som erfordras från varje betong eller konstruktionsdel som ska undersökas. En sammanfattning av uppgifter om provmängder finns i **Tabell 3.3**. Dessa uppgifter och tips inför provtagning finns också i *Bilaga E*.

Det är viktigt att hämta information eller kontrollera på plats om konstruktionen består av olika betongkvaliteter och ålder eftersom alkalisilikareaktionen kan ha haft då olika förlopp i olika konstruktionsdelar. Om man kontrollerar olika betongkvaliteter från en och samma konstruktion ska de betraktas som separata undersökningsobjekt med avseende på

provtagningsställen och minsta nödvändiga provmängd. Laboratorieundersökningar bör kombineras med undersökningar i fält, beskrivningar av skador på konstruktionen, sprickmätningar mm.



Figur 3.6 Undersökningar av ASR med olika stor omfattning.

3.1.3.1.1 Inledande kvalitativ laboratorieundersökning (A)

1. Okulär granskning av borrkärnor (*avsnitt 1, Bilaga E*): kontroll om ballasten uppvisar sprickor typiska för ASR. Rekommenderat minsta antal betongprover: två borrkärnor med diameter 50-100 mm och längd minst 150 mm.
2. Strukturanalys av betong i tunnslip (*avsnitt 2.1, Bilaga E*): identifiering av ASR genom observation av sprucken/reagerad ballast och alkalisilikagel. Strukturanalysen ska utföras av en person med erfarenhet av betongpetrografi och utredning av ASR. Rekommenderat minimalt antal betongprover: två borrkärnor, samma som för (1).
3. Strukturanalys av betong i planslip (*avsnitt 2.2, Bilaga E*): kontroll om betongen är skadad av en kombination av ASR och frost. Rekommenderat minimalt antal betongprover: två borrkärnor, samma som för (1).
4. Kvalitativ petrografisk analys av betongens ballast (*avsnitt 4, Bilaga E*): identifiering av alkalireaktiva bergarter som finns i betongen. Kan göras i samma tunnslip som används för strukturanalysen. Rekommenderat minimalt antal betongprover: två borrkärnor, samma som för (1).

Undersökningens begränsning är att den endast visar om ASR har inträffat i betongen men ger ingen information om hur ASR har påverkat betongens egenskaper som beständighet eller skadornas omfattning. Den ger inte heller något mått på expansionen hos betongen eller utvärderar risken med fortsatt ASR i konstruktionen. En alternativ och snabb metod för att påvisa förekomst av ASR är mikrostrukturanalys av betongen i SEM (*avsnitt 5, Bilaga E*).

3.1.3.1.2 Inledande kvantitativ laboratorieundersökning (B)

1. Okulär granskning av borrkärnor (*avsnitt 1, Bilaga E*): undersökning om ballasten uppvisar sprickor typiska för ASR. Minimalt antal betongprover: tre borrkärnor med diameter 50-100 mm och längd minst 150 mm.

2. Strukturanalys av betong i tunnslip (*avsnitt 2.1, Bilaga E*): identifiering av ASR genom observation av sprucken/reagerad ballast och alkalisilikagel. I analysen ingår en bedömning av styrkan hos sprickbildningen som har skett hittills, uttryckt som sprickfrekvens och sprickbredder och en bedömning om ASR har påverkat betongens beständighet. Strukturanalysen och utvärderingen av ASR ska utföras av en person med erfarenhet av betongpetrografi och utredning av ASR. Minimalt antal betongprover: tre borrkärnor, samma som för (1).
3. Strukturanalys av betong i planslip (*avsnitt 2.2, Bilaga E*): kontroll om betongen är skadad av en kombination av ASR och frost. Rekommenderat minimalt antal betongprover: tre borrkärnor, samma som för (1).
4. Kvantitativ petrografisk analys av betongens ballast i tunnslip (*avsnitt 4, Bilaga E*), eventuellt kombinerat med analys av ballastens grovfraktion i planslip. Bestämning av vilka alkalireaktiva bergarter som finns i betongens ballast och mängden alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva ballastkomponenter, vilket ger information om potentiell risk med ASR. Observera dock att analysen inte säger något om alkalisilikareaktionens utveckling med tiden i aktuell konstruktion. Ett minimalt antal betongprover: tre borrkärnor, samma som för (1).
5. Provning av betongens tryck- och spräckhållfasthet (*avsnitt 9, Bilaga E*): Utvärderar om ASR har försämrat betongens hållfasthet. Minsta antal och storlek hos betongprover: se aktuell standard.

Undersökningens begränsning är att den inte tar hänsyn till cementpastans eller betongens alkalihalt för bedömning av utvecklingen av ASR med tiden. Den ger inte heller någon uppskattning av mått på framtida expansion hos betongen.

3.1.3.1.3 *Fördjupad kvantitativ laboratorieundersökning (C)*

1-5. Som för typ B. Undersökningen utökas med följande analyser och provningar:

6. Analys av kemisk sammansättning hos betongens cementpasta och beräkning av bindemedlets Na₂O-ekvivalent (*avsnitt 6, Bilaga E*). I de fallen där resultat från analysen indikerar att ett lågalkaliskt Portlandcement har använts bedöms risken för skador på betong orsakade av ASR vara låg om betongen innehåller medelreaktiv eller långsamt alkalireaktiv ballast. Minimalt antal betongprover: minst ett prov per betong/konstruktionsdel. Det räcker ofta med rester av betongprover som användes till andra analyser eller provningar. Det är viktigt att tänka på att cementpasta i prover tagna från kraftigt sprucken och hårt fuktbelastad betong kan vara urlakad på alkalier. Urlakningen innebär att den uppmätta alkalihalten kanske inte är representativ för betongens hela volym. Prov för analys av kemisk sammansättning hos cementpasta ska därför tas från betong som inte är kraftigt sprucken och från så stort djup i betongen som det är praktiskt möjligt.
7. Analys av betongens cementhalt (*avsnitt 7, Bilaga E*). Analysen görs för att kunna beräkna totala alkalihalten i betongen. Vid en total alkalihalt $\leq 3,0 \text{ kg/m}^3$ anses risken för utveckling av skadligt ASR vara låg (SS 137003:2015). Minimal mängd betong: 5 kg. Betongen ska inte vara urlakad. Prover ska därför inte bestå av kraftigt sprucken betong eller vara tagna på ställen där man misstänker kraftigt fuktbelastning på konstruktionen.
8. Sprickmätning (*avsnitt 3.1.2*): ger möjlighet att bedöma betongens expansion hittills. Kan användas till en extrapolering av expansionen framgent. Observera att en sådan extrapolering för gamla konstruktioner (äldre än 30 år) kan vara relevant endast för

långsamt reaktiv ballast. Sprickmätning kan göras på konstruktionens ytor på plats eller i planslip i laboratorium. Mätning av sprickor i planslip kan göras enligt en semikvantitativ metod som heter *Damage Rating Index* (RDI). Metoden har visat sig ge tillförlitliga resultat i Kanada och finns beskriven kortfattat i *avsnitt 3, Bilaga E*. Metoden har ännu inte använts i Sverige och kräver därför en utvärdering av tillämpning på svenska material. Innan detta är gjort rekommenderas att sprickmätningar görs i fält.

9. Provning av ballastens kvarvarande alkalireaktivitet (*avsnitt 8, Bilaga E*). Syfte med provningen är att se om ballasten fortfarande har expansionspotential. I vissa fall kan man få ett mått på maximal restexpansion på grund av ASR och en grov uppskattning av expansionens hastighet. Minimalt antal betongprover: för modifierad CBI-metod nr1:1992 behövs tre borrkärnor med diameter 75-100 mm och längd 300 mm (endast konstruktionsbetong, utan pågjutningar) vid maximal stenstorlek på 16 mm och diameter 150 mm och längd 300 mm vid maximal stenstorlek på 32 mm. Betongborrkärnor ska inte innehålla delar av armering eller genomgående sprickor.
10. Provningar av betongens andra mekaniska egenskaper, till exempel E-modul (*avsnitt 9, Bilaga E*). Minimalt antal och storlek hos betongprover: se aktuell standard.
11. Prognos av alkalisilikareaktionens utveckling med tiden baserad på alla kända faktorer.

3.1.3.2 Provtagning

Lämpliga prover för undersökning av ASR i befintlig konstruktion är borrkärnor med diameter 50-100 mm. Antal och storlek på borrkärnor beror på vilka analyser som ska utföras. Efter att frågeställningen är klar bör ett provningsschema tas fram så att antal, diameter och längd på borrkärnor anpassas efter utredningens behov. En borrkärna räcker ofta till flera analyser, men för att få ett bra underlag för bedömningar kan flera borrkärnor från olika delar av konstruktionen komma att behövas. Eftersom betongens yttre delar kan vara kraftigt påverkade av frostangrepp, urlakning m.m. så bör generellt borrkärnornas längd inte vara mindre än 150 mm och gärna 200-300 mm.

Provtagningsställen väljs utifrån den skadebild man har fått under den preliminära tillståndskontrollen och utifrån skrivbordsstudien, där provtagning premieras i särskilt känsliga konstruktionsdelar. Provtagning bör ej ske i den till synes mest spruckna betongen eftersom det sannolikt ger kraftigt fragmenterade borrkärnor som är svåra att hantera och inte möjliga att använda till vissa provningar, som till exempel provning av betongens tryck- och spräckhållfasthet. Provtagningen bör därför utföras nära men utanför områden med kraftig krackelering på betongens yta. Det kan vara av intresse att se om det finns sprickor i anslutning till armering och om delaminering av täcksiktet har inträffat. I så fall är borring in till yttre armering nödvändig. Det är viktigt att registrera borrkärneförluster. Varje borrkärna ska försees med en tydlig provmärkning som ska göras med vattenfast tuschpenna som inte riskerar att suddas ut/tvättas bort vid senare hantering av borrkärnorna. Provtagningsplats ska märkas ut på en konstruktionsritning och/eller dokumenteras med fotografier. Även dokumentation av provtagningsplatsens avstånd till marknivå/betongens övre yta eller skadade områden bör göras.

Betongborrkärnor som ska användas för strukturanalys och petrografisk analys av ballast behöver inte förpackas så att betongens naturliga fuktighet bevaras. Det enda man ska tänka på är att betongen inte utsätts för kraftiga stötar under transporten som kan resultera i bildande av nya sprickor. Ofta gör man flera olika provningar och analyser på samma betongborrkärna. Till exempel, vid önskemål att göra både strukturanalys och provning av hållfasthet hos

betong med sin naturliga fukt kommer den senare att bestämma det lämpliga hanterandet av proverna. I samband med leverans av proverna ska beställaren informera laboratoriet om provning ska utföras på konditionerad betong (utförande enligt standard) eller med betongens naturliga fukt.

Nödvändig mängd prover för laboratorieundersökning bestäms av vilka provningar och analyser som behöver göras för önskad utvärdering av betongkonstruktionen. Ett sammanlagt antal borrkärnor, deras diameter och minimala längd för olika analyser och provningar framgår ur **Tabell 3.3** och från beskrivningar av metoder som finns i Bilaga E.

Tabell 3.3 Minsta antal/storlek hos betongprover för provningar och analyser. Observera att flera analyser kan göras på en och samma borrkärna.

Analys/provning	Antal borrkärnor	Storlek (mm)
Kvalitativ petrografisk analys av ballast	1–2	D: 50–100; L: 150
Kvantitativ petrografisk analys av ballast	3	D: 50–100; L: 150
Identifiering av ASR via strukturanalys av betongen i planslip och tunnslip	1–2	D: 50–100; L: 150
Identifiering av ASR via okulär granskning av borrkärnor (vid kraftig ASR)	1	D: 50–100; L: 150
Analys av cementpastans alkalihalt	1	D: 50–100; L: 150 gärna längre så att urlakad betong inte analyseras
Analys av betongens cementhalt	1–2 (5 kg betong)	D: 50–100; L: 150 gärna längre så att urlakad betong inte analyseras
Provning av ballastens restexpansion	3	D: 75, 100 eller 150 beroende på metod; L: 300 mm. Obs! borrkärnor skall inte vara spruckna och inte innehålla armeringsstål
Provning av betongens mekaniska egenskaper	se gällande standard	se gällande standard

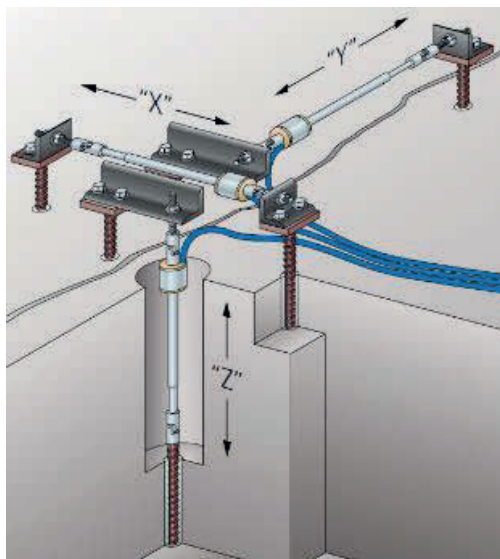
3.1.4 Instrumentering och övervakning

Syftet med att instrumentera och övervaka en konstruktion kan vara att erhålla en större förståelse för ASR-förloppet och dess påverkan på konstruktionen eller att kontrollera effekten av en genomförd åtgärd.

I första hand är det intressant att mäta och följa de effekter som ASR ger upphov till, vilket ofta är lokal eller global rörelse. Men det kan även vara av intresse att mäta och följa betongens fuktinnehåll och temperatur för att kunna bedöma risken för ASR eller följa och utvärdera funktionen av en genomförd åtgärd som syftar till att dämpa ASR-reaktionerna genom att t.ex. minska fuktinnehållet i betongen. Vid mätning av rörelser så är det viktigt att ha i beaktande andra fenomen som kan ge rörelser som beror på yttre last eller temperatur. Uppmätta rörelser är vanligen en kombination av flera fysikaliska fenomen varav ASR kan vara ett fenomen.

Mätintervall och vilka parametrar som ska mätas måste väljas så att det med rimlig säkerhet går att särskilja rörelser orsakade av ASR mot övriga rörelser. Ofta krävs det t.ex. att temperaturen måste mätas samtidigt med rörelsemätningen (Nordström et al., 2019).

Rörelsemätningarna kan delas in i mätning av lokala rörelser och mätning av globala rörelser. Lokala rörelser avser normalt sprickrörelser som kan mätas i x-, y- och z-led. **Figur 3.5** visar ett exempel på hur detta kan genomföras. Mätningen kan ske över en distinkt spricka (mm) eller över en mätsträcka med flera små mikrosprickor (töjning, mm/m). Det finns flera tekniska lösningar att mäta sprickrörelser med, både för manuell mätning och automatiserad mätning, och det sker en ständig teknikutveckling. För automatiserad mätning av distinkta sprickor används vanligen LVDT-givare som mäter rörelsen mellan två punkter (se **Figur 3.7**). För att mäta rörelsen över en viss mätlängd med mikrosprickor kan t.ex. töjningsgivare användas. I (Malm et al., 2019) finns en sammanfattande genomgång av olika mätsystem.



Figur 3.7 Exempel på sprickgivare (här Geokon 4400). I detta fall mäts deformationer i samtliga X, Y och Z-led. Från Westberg Wilde et al., 2016.

Globala rörelser förorsakade av ASR avser normalt volymökningar och förskjutningar. Detta kan t.ex. övervakas med en totalstation som mäter in utvalda punkter med givet mätintervall, men även andra instrument såsom tiltgivare, pendel, extensometer etc. kan vara aktuellt beroende på hur rörelsen sker. Mätningar med totalstation sker ofta manuellt men kan även automatiseras med fast monterad totalstation som mäter mot fast monterade prismor. Den globala rörelsen kan ibland även detekteras lokalt, t.ex. som en rörelse över en rörelsefog, och kan då detekteras på samma sätt som distinkta sprickor. Även mätsystem för globala rörelser är sammanställt i (Malm et al., 2019).

För att övervaka fukttinnehållet över tid kan RF-givare monteras i borrhål på olika djup i konstruktionen. Mätningarna kan utföras enligt (RBK, 2017) eller (Oxfall, 2016). Givarna placeras på det önskade djupet och mätområdet inne i borrhålet isoleras så att endast fukttinnehållet på det aktuella djupet mäts. En av mätmetodens svårigheter är att borra ett relativt djupt men

samtidigt smalt hål samt att placera givaren inne i hålet och täta mätområdet. Detta är speciellt svårt i grova konstruktioner där ett stort mätdjup önskas.

Det är viktigt att kalibrerade givare används och att de är anpassade för den aktuella miljön. Att mäta fukt i betong är relativt komplicerat och generellt rekommenderas att experter/fukt-konsulter engageras för detta.

Temperaturen kan på samma sätt som fukt mätas på olika djup i konstruktionen men även på ytan, i luften och i omgivande vatten om det är en konstruktion som står i vatten. I betongen så används givare som kan placeras i t.ex. borrhål eller sprickor, spalter och dylikt (Nordström et al., 2019). Om hålrummets volym är liten i förhållande till betongen som omger givaren samt att omsättning av det ämne som fyller hålrummet är litet (luft, vatten etc.), kan ämnets temperatur antas vara lika med betongens temperatur. Därför kan instick av temperaturgivare vara ett sätt att bestämma betongens temperatur. Att mäta temperatur är enklare och billigare än att mäta fukt. Vid fuktmätningar med RF-givare mäts även alltid temperaturen parallellt och man erhåller då temperaturen i samma punkt som fuktmätningen sker.

3.1.5 Prognostisering av ASR

På basis av betongens egenskaper som typ och halt av alkalireaktiv ballast, cementpastas alkalihalt och cementhalt i betongen, kombinerat med utvärdering av alkalisilikareaktionens förlopp hittills, till exempel genom att mätning av sprickor på konstruktionen, kan man göra en uppskattning av alkalisilikareaktionens styrka och dess framtida effekter på konstruktionen. Dessa egenskaper kan tas fram med analyser som beskrivs i Bilaga E.

Utveckling av sprickbildning och eventuella deformationer kommer också att vara olika beroende på armeringens mängd och utformning eftersom armeringen kan motverka fri expansion av betongen. Armeringens egenskaper bör därför också tas med i utvärderingen. Försämring av bärförmåga kommer också variera med olika typ av armering (avsnitt 3.1.6).

En bedömning av risker för nedbrytning av betongen, volyminstabilitet och sprickbildning som påverkar konstruktionens funktionalitet bör göras med hänsyn tagen till kombinationseffekter av andra potentiellt skadliga mekanismer som samverkar med ASR, som till exempel frostangrepp.

Uppskattning av storleken hos fri expansion av betongen orsakad av ASR kan göras med hjälp av tidigare erfarenheter av liknande ballast kombinerat med betongens egenskaper som nämns ovan. Uppskattning av fri expansion hos betongen görs med antaganden att RF i betongen är konstant över tid och minst 80 %. Uppskattningen kan kombineras med en provning av kvarvarande expansionspotential i borrhärnor tagna från konstruktionen (modifierad CBI-metod nr 1, se avsnitt 7, Bilaga E). Data från denna metod för flera svenska bergarter har tagits fram av Cement och Betong Institutet (CBI) och förvaltas för närvarande av Research Institutes of Sweden (RISE). I fall med medelreaktiv ballast innehållande bergarten mylonit/mylonitiserad gnejs har dessa data korrelerats med sprickbildning i verklig betongkonstruktion. Provning av kvarvarande expansionspotential i borrhärnor kombinerad med petrografisk analys av betongens ballast och betongens totala alkalihalt ger då underlag för prognos om risken för framtida sprickbildning och volyminstabilitet hos konstruktionen.

Graden av nedbrytning av betongen på grund av ASR kan också uppskattas med en semi-kvantitativ metod *Damage Rating Index*, DRI (avsnitt 3, Bilaga E och Sanchez, 2015).

Metoden går ut på att mäta frekvensen hos sprickor som orsakades av ASR i planslip tillverkade av borrhärd tagna från en konstruktion. Metoden är i skrivande stund under utveckling och inte standardiserad. Dess tillämpning på svenska förhållanden är ännu inte tillräckligt utvärderat.

3.1.6 Analyser och beräkningar

3.1.6.1 Allmänt

Analysens syfte bestämmer val av analysmetod för bedömning av en ASR-skadad konstruktions bärförmåga. Analysens syfte styrs i sin tur av tillståndskontrollens nivå och omfattning. I avsnitt 3.1.1 indelas tillståndskontrollen i två nivåer, nämligen preliminär (inledande) tillståndskontroll och detaljerad tillståndskontroll.

Huvudfokus i den preliminära tillståndskontrollen är att fastställa skadeorsaken (t.ex. huruvida ASR är skadeorsaken), bedöma inverkan av skadan på konstruktionens bärförmåga och beständighet samt utveckling av skadeprocessen och dess framtida inverkan på konstruktionens bärförmåga och beständighet. Rekommendationen för utförandet är att bedömningen genomförs med minsta möjliga insatser. Den detaljerade tillståndskontrollen genomförs när resultatet av den preliminära tillståndskontrollen inte är tillräcklig för fastställande av skadeorsak, val av åtgärd, mm.

När tillståndskontrollen genomförs med avseende på konstruktionens bärförmåga kan även analysmetoderna indelas i metoder för den preliminära respektive den detaljerade analys av konstruktionens bärförmåga. Den preliminära tillståndskontrollen utgår i stora drag från konstruktionens/konstruktionselementets ursprungliga dimensionering och uppskattar skadans genomsnittliga inverkan (svårighetsgrad) på konstruktionens/konstruktionselementets bärförmåga. Den detaljerade analysen kan, däremot, kräva en regelrätt dimensionering med beaktandet av förändrade material- och konstruktionsförutsättningar. Nedan beskrivs båda tillståndskontrollernas uppbyggnad. Beskrivningen är dock översiktlig och är baserad på CONTECVETs manual för tillståndsbedömning av ASR-skadade betongkonstruktioner (CONTECVET, 2001), vilken läsaren hänvisas till för djupare studier och tillämpning av analysmetoderna.

3.1.6.2 Preliminär analys av bärförmåga

I den preliminära bedömningen av en ASR-skadad konstruktion/konstruktionselement utgår man från den ursprungliga dimensioneringen. Någon förnyad dimensionering krävs inte. Om den ursprungliga dimensioneringen saknas genomförs en överslagsmässig konventionell dimensionering. De dimensionerande momenten och krafterna jämförs med den resistans (moment- och kraftresistans) som beräknas med hjälp av ASR-påverkade materialegenskaperna. **Tabell 1.1** visar betongens tryck- och draghållfasthet samt elasticitetsmodul vid olika nivåer av fri expansion. Konstruktionens resistans mot olika dimensionerande belastningsfall kan beräknas med hjälp av de med hänsyn till ASR reducerade materialegenskaperna. Säkerhetsfaktorer och övriga förutsättningar som anges normer och standards förblir oförändrade och opåverkade av ASR.

Man bör dock notera att **Tabell 1.1** gäller för betongens egenskaper vid 28 dygn. Betongens hållfasthet och elasticitetsmodul ökar med tiden. I en ASR-skadad konstruktion är i normala fall betongen mellan sprickorna opåverkade av angreppet, och dess hållfasthet och elasticitetsmodul är större än desamma den hade vid 28 dygn. Genom provtagning kan man bestämma

den aktuella hållfastheten och elasticitetsmodulen och använda dem för beräkning av konstruktionens resistans. Den hållfasthetsökning som erhålls p.g.a. ökad mognad kan kompensera en del av den hållfasthetsreduktion som uppstår p.g.a. ASR. Om provningsresultat saknas kan betongens hållfasthet vid aktuell ålder uppskattas med hjälp av samband som anges i olika normer och standards, se bl.a. avsnitt 3.1.2 i SS-EN 1992-1-1:2005.

Bedömningen enligt ovan anger en grov uppskattning av konstruktionens bärförmåga och kan vara otillräcklig när det gäller att avgöra konstruktionens tillstånd och valet av de optioner som finns till förfogande. För att systematisera processen och underlätta beslutsfattandet tillhandahåller CONTECVET manualen utvärderingsmetoden ”Severity Index of Structural Damage – SISD”. SISD är ett index för bedömning av svårighetsgraden hos ASR-skadan som inkluderar effekterna av olika faktorer. Metoden har tillämpats för det fall som presenteras i avsnitt 3.3.3.1. Metoden är ett ingenjörsmässigt tillvägagångssätt för att komma fram till ett sammanställande bedömningsresultat med avseende på konstruktionens bärförmåga. SISD inkluderar inverkan av fem olika faktorer (index):

- 1) Exponeringsmiljö (environmental factor), bedöms utifrån tillgången till fukt (vattenånga eller vatten). Konstruktioner som inte utsätts för direkt kontakt med vatten och befinner sig i miljöer med RF som är lägre än 90 % utvärderas inte med denna metod, eftersom man anser att risken för ASR som påverkar konstruktionens bärförmåga är liten. Konstruktioner i miljöer med RF lägre än 90 % erhåller skadeindexet n (negligible = försumbar), se nedan i detta avsnitt.
- 2) Expansionsgrad (expansion level), bestäms antingen som fri expansion (free expansion) eller återhållen expansion (restrained expansion), se avsnitt 1.1.3. Den fria expansionen bestäms med provkroppar av samma betong som konstruktionen som fått expandera fritt. Den återhållna expansionen bestäms genom mätning av den totala sprickvidden per längdenhet (m/m), se avsnitt 3.1.2.2. Man kan uppskatta den fria expansion som motsvarar en bestämd återhållen expansion, eller vice versa, med hjälp av **Figur 1.9**.
- 3) Armeringsutformning (reinforcement detailing) påverkar expansionen och sprickbildningen. Tre klasser av armeringsutformning anges:
 1. hög (3D armeringskorg med mycket god förankring),
 2. medel (3D armeringskorg med god förankring) samt
 3. låg (2D armering på en sida/två sidor, utan slutna byglar, spiralarmering eller tunt täckande betongskikt).

Armeringsutformning beaktas enbart när SISD bestäms med hänsyn till fri expansion. Vid återhållen expansion, däremot, beaktas utformningsklasserna inte eftersom effekten är inbäddad i sambandet mellan fri och återhållen expansion, se nedan i detta avsnitt.

- 4) Konsekvens av brott (consequence of failure), kategoriseras antingen som
 - signifikant (significant) eller
 - lindrig (slight).

Signifikant som konsekvens anges om det bedöms att det kan finnas risk för större skador på människor och/eller egendom. En lindrig konsekvens anges om betongens skador inte bedöms leda till allvarliga person- och/eller egendomsskador.

- 5) *Spänningsnivå* (stress level), avser den spänningsnivå som konstruktionen eller konstruktionselementet är utsatt för. Det är ett sätt att ange konstruktionens utnyttjandegrad. Spänningsnivån uttrycks som kvoten mellan belastning och bärförmågan. Tre nivåer anges:

1. Nivå 1 = 0,0–0,6,
2. Nivå 2 = 0,6–1,0 samt
3. Nivå 3 > 1,0.

Nivå 1 sänker SISD indexet med en nivå (t.ex. B ändras till C), Nivå 3 höjer indexet med en nivå (t.ex. C ändras till B) medan Nivå 2 inte påverkar indexet, se nedan i detta avsnitt.

Tabell 3.4 och **Tabell 3.5** tillämpas för SISD utvärdering av konstruktionselement som skadats av ASR. **Tabell 3.4** tillämpas när utvärderingen baseras på fri expansion. I tabellens första rad anges fem expansionsintervall. Klassen för armeringsutformning väljs i den vänstra kolumnen. Konsekvens av brott anges i andra raden.

Med de ovannämnda tre parametrarna (input) avläses en SISD index från **Tabell 3.4**. Följande index ingår i tabellen:

- N: negligible (försumbar)
- D: mild (mild)
- C: moderate (moderat)
- B: severe (allvarlig)
- A: very severe (mycket allvarlig)

Tabell 3.4 SISD utvärdering av konstruktionselement vid fri expansion, (CONTECVET, 2001).

Klasser för armeringsutformning	Fri expansion (mm/m)									
	<1		1–2		2–3		3–4		>4	
	Konsekvens av brott (lin = lindrig sig = signifikant)									
	lin	sig	lin	sig	lin	sig	lin	sig	lin	sig
1	N	N	N	N	N	N	N	N	D	D
2	N	N	N	D	D	C	C	B	C	B
3	N	N	D	C	C	B	B	A	B	A

Utvärderingen kan även utföras med återhållen expansion som input, **Tabell 3.5**. Som framgår av tabellen tas ingen hänsyn till klassen för armeringsutformningen. Vidare, innehåller tabellen 4 expansionsintervaller.

Tabell 3.5 SISD utvärdering av konstruktionselement vid återhållen expansion, (CONTECVET, 2001).

Klasser för armeringsutformning	Fri expansion (mm/m)									
	<1		1-2		2-3		>3			
	Konsekvens av brott					(lin = lindrig sig = signifikant)				
	lin	sig	lin	sig	lin	sig	lin	sig	lin	sig
Alla	N	N	D	C	C	B	B	B	A	A

När SISD indexet har bestämts modifieras det med hänsyn till spänningsnivån, se punkt 5 ovan. Spänningsnivån eller utnyttjande graden beräknas utan hänsyn till ASR:s inverkan.

SISD resultatet och **Tabell 3.6** används för att fatta beslut om efterföljande stegen inom den preliminära tillståndskontrollen. Som framgår av tabellen underlättas beslutfattandet när SISD resultatet är något av följande indexen: n, D eller A. När SISD resultatet är index A behövs en detaljerad tillståndskontroll. När det gäller indexen C och B finns olika valmöjligheter och det varierar från fall till fall. För att systematisera och underlätta beslutsprocessen bör man åtminstone beakta de kriterier som anges i **Tabell 3.7**.

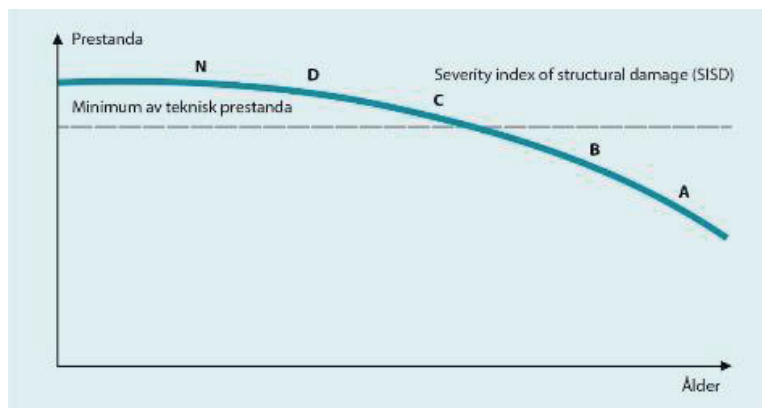
Tabell 3.6 Beslut om nästa steg, (CONTECVET, 2001).

SISD	Tillstånd med hänsyn till ASR-skada	Åtgärd	Kommentar
N D	Tillfredställande	Rutin inspektion	Enkelt beslut
C B	Gränsfall	Konservativt val av följande alternativ: <ul style="list-style-type: none"> • Detaljerad tillståndsbedömning • Begränsande åtgärder • Övervakning • Belastningsprovning 	Det kan vara svårt att fatta beslut för åtgärder, det kan krävas ytterligare utredning
A	Eventuellt otillräcklig	Avhjälpan åtgärder och belastningsprovning kan krävas, beroende på tillståndsbedömningens utfall	Relativt enkelt beslut

Tabell 3.7 Kriterier som bör minst beaktas, (CONTECVET, 2001).

Kriterium	Minimum teknisk prestanda
Säkerhet mot brott	Bärförmågan är lägre än den som beräknas enligt gällande normer och standard
Funktionsduglighet	Konstruktionen eller konstruktionselementet uppfyller inte funktionskraven
Estetik	Den här typen av krav bör avgöras av ägaren

Tillståndskotroll genom bestämning av SISD index ger ingen information om resterande livslängd. **Figur 3.8** är dock indikativ av vad de olika SISD indexen innebär när det gäller prestanda som funktion av ålder.



Figur 3.8 Indikativ resterande livslängd för olika utslag av tillståndskotroll genom bestämning av SISD index, (CONTECVET, 2001).

Det är svårt att förutse förändringar hos materialets egenskaper samt konstruktionens eller konstruktionselementets prestanda som funktion av tiden. Expansionstesterna i laboratoriet är indikativ av den potentiella expansionen, men säger inget om

- hur snabbt den utvecklas,
- vad är dess slutvärde samt
- värdet är på säkra eller inte.

Om man antar att resultatet av en expansionstest är slutexpansionen kan analys enligt den metod som presenteras i detta avsnitt visa vad som kan förväntas om man inte vidtar några åtgärder. Analysen kan dock inte relateras till någon tidsskala.

För att kunna tillämpa analysmetoden och ändå få information om utvecklingen (förändringar som funktion av tiden) bör analysen kompletteras med någon eller några av följande metoder:

- Övervakning av expansionen hos en borrkärna från konstruktionen i samma miljö som konstruktionen befinner sig i.
- Övervakning av konstruktionens deformationer.
- Existerande data om expansionen hos en betong med samma egenskaper som betong i den avsedda konstruktionen.

3.1.6.3 Detaljerad analys av bärförmåga

Vid den detaljerade bedömningen av en ASR-skadad konstruktion/konstruktionselement genomförs i princip en ny dimensionering eller analys av konstruktionens/konstruktionselementets bärförmåga där man tar hänsyn till förändrade materialegenskaper, samverkan mellan material, spänningar, geometri samt sprickbildning. Analysen inkluderar också säkerhetsfaktorer, partialkoefficienter och samtliga parametrar som föreskrivs i normer och standards. Den detaljerade analysen kan bli omfattande och komplex samt kan beröra olika brottmod. Det är

utanför denna rapports ramar att beskriva procedureerna i en detaljerad analys av bärförmåga. Läsaren hänvisas dock till (CONTECVET, 2001) för en introduktion i ämnet samt olika skrifter inom ämnet. Nedan beskrivs kortfattat de brottmoder som bör beaktas, samt ASR:s eventuella inverkan på brottmoden. Det bör dock noteras att den detaljerade analysen avser brottgränstillståndet, d.v.s. ULS (ultimate limit state).

1. Böjning av balkar

ASR har inte någon större inverkan på en balks bärförmåga vid böjning förutsatt att den fria expansionen inte överstiger 6 mm/m. Vid dimensionering av ASR-skadade konstruktioner bör de dragspänningar som betongens expansion orsakar i slak-, spänn-, och bygelamering beaktas. Vidare bör man ta även hänsyn till de tryckspänningar som armeringen utövar på betongen. Spjälkning och delaminering av det täckande betongskiktet bör också beaktas.

2. Pelare (tryckhållfasthet och knäckning)

ASR har inte någon större inverkan på en pelares bärförmåga förutsatt att den fria expansionen inte överstiger 4 mm/m. De axiella tryckspänningarna kan medföra att expansion i pelarens axelriktning minskar, men ökar i tvärriktningen. Expansionen kan medföra spjälkning och delaminering av det täckande betongskiktet som minskar tvärsnittsarean och pelarens styvhet.

3. Skjuvning

ASR har inte någon större inverkan på armerade betongbalkars skjuvkapacitet om de innehåller byglar som är dimensionerade för skjuvbrott. Sprickor kan uppkomma men balkens skjuvkapacitet inte påverkas. Skjuvkapacitet hos balkar utan byglar minskar med 20–30 % för balkar armerade med kamstänger respektive 15–25 % för balkar med släta stänger.

4. Genomstansning

ASR inverkar i allmänhet inte på plattors motstånd mot genomstansning. Man bör dock notera att fri expansion som överstiger 6 mm/m kan försvaga plattan och minska dess motstånd mot genomstansning.

5. Vridning

Saknas experimentella resultat för bedömning av ASR:s inverkan på vridbrott.

6. Utmattning

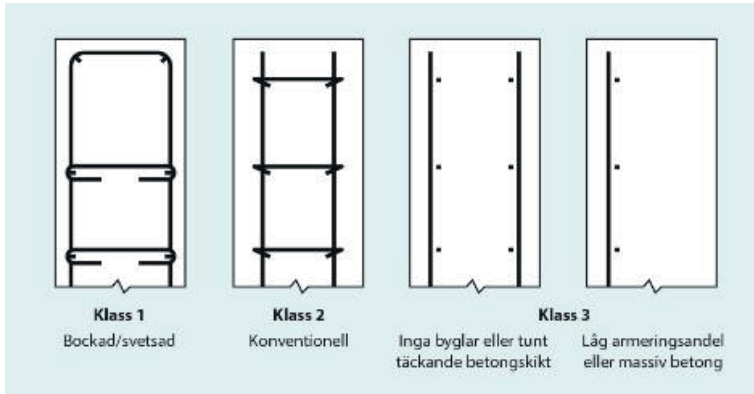
I de tester som har genomförts har viss ökning av de armerade betongelementens utmattningshållfasthet noterats.

7. Vidhäftning mellan armering och betong

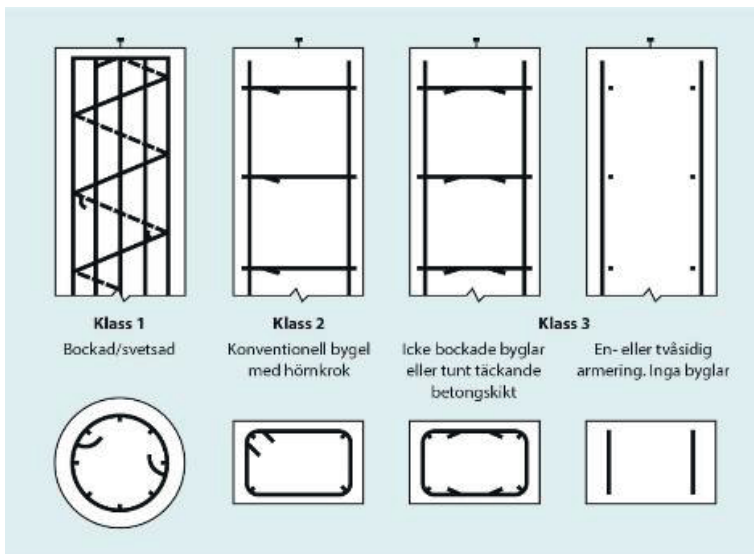
Vidhäftningshållfastheten beror på det täckande betongskiktets tjocklek och om den långsgående armeringen omges av byglar. När bygelarmering saknas eller om det täckande betongskiktets tjocklek är 1-3 gånger armeringsdiametern reduceras vidhäftningshållfastheten med ca 50 %. Ingen inverkan på vidhäftningen mellan betong och armering förväntas i närvaro av bygelarmering.

8. Armeringsutformning

Som framgick i avsnitt 3.1.6.2 inverkar armeringsutformning på betongens expansion och sprickbildning och följaktligen på konstruktionens bärförmåga. Tre klasser av armeringsutformning presenterades i avsnitt 3.1.6.2. **Figur 3.9** och **Figur 3.10** visar olika utformningsklasser av armering för väggar, plattor, och pelare.



Figur 3.9 Utformningsklasser för armering i väggar och plattor, (CONTECVET, 2001).



Figur 3.10 Utformningsklasser för armering i pelare, (CONTECVET, 2001).

3.1.6.4 Analysmetoder baserade på numeriska metoder

De analysmetoder som presenterades i föregående avsnitten tillhör gruppen så kallade konventionella metoder och som sådan är de baserade på analytiska metoder kompletterade/kalibrerade med empiriska koefficienter/parametrar erhållna från olika experiment. Trots att beräkningarna numera utförs med datorer klassas dem som konventionella metoder. I de numeriska metoderna indelas konstruktionen/konstruktionselementet i mindre enheter. Enheterna kan vara punkter, som i finita differensmetoden, eller geometriska objekt i 1 till 3 dimensioner, så kallade element. Metoden kallas för finita elementmetoden och är den mest använda numeriska metoden inom strukturanalys. Begreppen ”finita elementmetod – FEM” och numeriska metoder är ”synonyma” inom strukturanalysen.

FEM kan vara ett värdefullt verktyg för analys av ASR-skadade konstruktioner. Utöver spänningstillståndet påverkas expansion och sprickbildning av betong som orsakas av ASR av fukt- och temperaturnivåerna. Med hjälp av FEM kan spännings-, temperatur- och fuktfördelningarna inom konstruktionen bestämmas. Metoden utmärker de ansatta områdena och följaktligen underlättar analyserna, beslutsfattandet och val av åtgärder. Nedan ges en kortfattad beskrivning av de områden där FEM är tillämpbar för analys av ASR-skadade konstruktioner. Läsaren hänvisas till (Saouma, 2014) och (Hassanzadeh och Åhs, 2016) för detaljerad beskrivning av analys av ASR-skadade betongkonstruktioner med FEM.

FEM kan användas för linjära och icke linjära analyser av betongkonstruktioner utsatta för ASR. Analyserna kan vara kopplade, d.v.s. att fysikaliska och kemiska fenomen påverkar och påverkas av mekanisk belastning, eller icke kopplade där de olika fenomen verkar oberoende av varandra. Nedan visas en grovindelning och kortfattad beskrivning av tillämpningsområdena.

I. Linjär analys

Vid en linjär analys är materialets konstitutiva samband linjärt, d.v.s. att det råder proportionalitet mellan funktionens värde och variabeln. I en linjär analys av spänningar är töjningar (funktion) proportionella mot spänningar (variabel), eller vice versa. Vidare är proportionalitetskoefficienten (elasticitets- och skjuvmodul samt tvärkontraktionstal) oberoende av nivån hos spänningen eller töjningen. Detsamma gäller vid analyser av fysikaliska respektive kemiska processer som värme- och fukttransport samt urlakning. Som exempel kan värmetransporten genom ett material nämnas. Vid linjära förhållanden är värmetransporten genom ett material är en linjär funktion av temperaturdifferensen genom materialet. Proportionalitetskoefficienten är värmeledningstalet som vid linjära förhållanden antas vara oberoende av temperaturnivån i materialet.

Linjär analys lämpar sig för okopplade fenomen, d.v.s. att mekaniska, fysikaliska och kemiska analyserna utförs var för sig. Till exempel inverkan av temperatur beaktas genom att temperaturfördelningen beräknas först. Därefter beräknas de spänningar/töjningar som kan uppstå till följd av den beräknade temperaturfördelningen. Därefter adderas resultatet till resultatet av andra beräkningar till exempel de spänningar/töjningar som uppstår på grund av yttre belastning.

Följande tillämpningsmöjligheter föreligger:

- Bestämning av spänningsnivå (utnyttjandegrad)

FEM beräkningar kan ge detaljerade information om utnyttjandegraden hos en konstruktion med komplex geometri.

- Bestämning av de spänningar och töjningar som uppstår på grund av ASR

Vid känd expansion (eller uppskattat, t.ex. genom sprickmätningar) kan man beräkna resulterande spänningar och töjningar i en konstruktion. Effekten kan adderas till effekterna av temperatur, fukt och yttre belastningar, vilket kan ge bättre information om hur ansträng konstruktionen är.

- Bestämning av temperatur- och fuktfördelning i en konstruktion

Informationen är viktig för bedömning av ASR:s utveckling i konstruktionen.

- Framtida effekter

Med ett antaget värde för den framtida expansionen (t.ex. expansionstest) kan konstruktionens framtida expansion och formändring bestämmas. Resultaten kan användas för bedömning av konstruktionens funktionsduglighet, inverkan på angränsande konstruktioner och inverkan på reparationsåtgärder.

II. Icke linjär analys

Vid icke linjär analys är materialets konstitutiva samband icke linjärt. Till exempel är derivatan av spänning respektive värmetransport med avseende på töjning respektive temperatur inte är konstanta utan varierar med töjning respektive temperatur.

Icke linjär analys lämpar sig för kopplade fenomen, t.ex. mekaniska analyser kan genomföras med beaktandet av inverkan av de fysikaliska och kemiska processers inverkan på de mekaniska materialegenskaperna. Beräkningarna måste dock göras stegvis, och materialegenskaperna ändras vid varje steg med avseende på de rådande mekaniska, fysikaliska och kemiska tillstånden. Analyserna kan göras med varierande grad av komplexitet, och därför kan vara olika resurskrävande. Ofta styr mjukvarans kapacitet, den ekonomiska resursen samt tillgång till materialdata valet av analysmetoden.

Följande tillämpningsmöjligheter föreligger:

- Bestämning av spänningar, töjningar och sprickbildning som uppstår på grund av ASR
Vid känd expansion (eller uppskattat, t.ex. genom sprickmätningar) kan de resulterande spänningarna och töjningarna i konstruktionen beräknas. Genom stegvis beräkning kan spricktillväxt som funktion av ASR expansionen simuleras. Beräkningarna kan även inkludera inverkan av ASR på materialegenskaperna. Vidare kan den sammanlagd inverkan av temperatur, fukt och yttre belastningar på spänningstillståndet bestämmas. Spänningstillståndet i varje element styr bl.a. expansions- och spricktillväxtriktningen.

- Bestämning av temperatur- och fuktfördelning i konstruktionen
Informationen är viktig för bedömning av ASR:s utveckling i konstruktionen. Resultatet kan användas för att bestämma spricktillväxten i olika delar av konstruktionen och utföra en detaljerad analys av de lokala skadorna.

- Framtida effekter
Med ett antaget värde för den framtida expansionen (t.ex. expansionstest) kan konstruktionens framtida expansion och formändring bestämmas. Resultaten kan användas för bedömning av konstruktionens funktionsduglighet, inverkan på angränsande konstruktioner och inverkan på reparationsåtgärderna.

3.2 Reparationsmetoder

Vanligtvis är konstruktioner konservativt dimensionerade med hög reservkapacitet. Enligt Blight et al (2011) finns flera exempel där kraftigt ASR-skadade konstruktioner provbelastats och visat en betydande kvarvarande marginal till brott. Beslut kan ändå fattas om att genomföra en åtgärd p.g.a. t.ex. ej acceptabel säkerhetsmarginal för bärförmåga, bristande funktion eller osäker kvarvarande livslängd ur någon av dessa aspekter. Åtgärden kan vara en hel eller delvis ombyggnad eller reparation av den ASR-skadade konstruktionen. Ombyggnad eller utrivning behandlas inte i det följande avsnittet, utan istället ett antal exempel på olika reparationsåtgärder.

Vid design av åtgärder måste man ha i åtanke att det idag inte finns några praktiskt tillämpbara metoder för att stoppa expansionen av ASR så länge konstruktionen har en fuktillförsel. Expansionen kommer därför att fortgå fram tills det inte längre finns någon reaktiv silika kvar i ballastmaterialet eller att alkaliinnehållet sjunkit under tröskelvärdet för expansion.

Avgörande för en framgångsrik reparation av en ASR-skadad konstruktion är att tillräcklig kunskap om aktuell status och prognos kring ev. framtida expansion finns framtagen. Valet av reparationsmetod måste baseras på detta för att inte förvärra skadan eller att inte uppnå önskade prestanda med reparationen.

Viktiga randvillkor som bör definieras inför design av en reparation är vilka prestanda man vill uppnå med åtgärden. Det är också essentiellt att anläggningsägaren själv, eller tillsammans med den rådgivande konsulten, definierar vilken förväntad livslängd som önskas efter genomförd reparationsåtgärd.

Det finns ett antal olika åtgärder som kan vidtas för reparation av en ASR-skadad konstruktion och generellt kan de indelas efter vilken effekt som man vill uppnå med åtgärden. T.ex. kan de indelas efter syftet att:

- Lindra konsekvenser av expansionen
- Bromsa reaktionen
- Återskapa bärförmåga eller stabilitet
- Kombinera åtgärder

3.2.1 Lindra konsekvenser

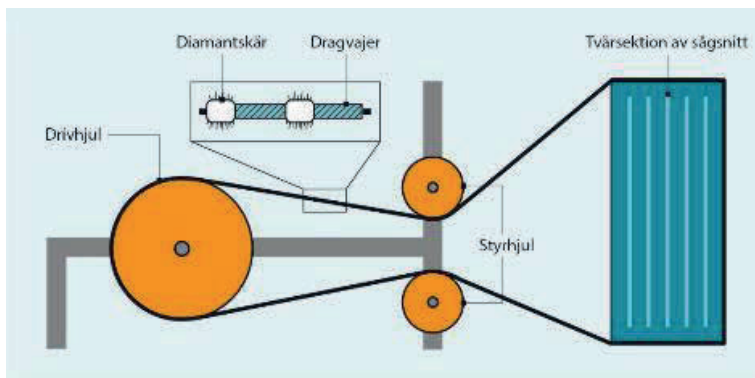
Effekten av en pågående ASR i en konstruktion kan, beroende på vilken typ av konstruktion det är, ge olika typer av konsekvenser. Sprickor ger en väg in för ytterligare fuktbelastning och läckage vilket kan "sprida" ASR-expansionen till större delar av konstruktioner. Sprickbildningen som ASR orsakar kan även öppna upp för sekundär nedbrytning genom t.ex. frostpåverkan och urlakning vilken fortgår även om själva expansionen skulle minska. Sprickbildningen sänker också materialets prestanda främst avseende draghållfasthet vilket kan ge bärförmågeproblem eller förlust av vidhäftning till armeringsjärn. I t.ex. dammkonstruktioner kan sprickbildningen riskera att ge icke-monolitiskt beteende vilket kan vara ett problem med avseende på totalstabilitet mot stjälpning och glidning för de laster som konstruktionen utsätts för. Det är inte ovanligt att konstruktionen öppnar sig/spricker i t.ex. horisontella gutfogar (gräns mellan två gjutetapper vid byggnation), vilket kan äventyra den strukturella integriteten enl. Charlwood & al. (2019).

Vidare kan expansionen ge problem med användning av själva konstruktionen. T.ex. kan expansionen i en utskovsdamm ge problem med öppning och stängning av dammluckor eller störningar i driften av turbin och generator i själva vattenkraftverket. Båda kan få stora konsekvenser i form av dammsäkerhetsproblem eller produktionsförluster. För broar kan expansionen göra att rörelsefogar som är tänkta att hantera temperaturrörelser sluts och risken för sprickbildning av termiska rörelser istället ökar.

I föreliggande avsnitt redovisas därför åtgärder för att lindra konsekvenserna av sprickbildning och expansion.

3.2.1.1 Slitssågning

I mycket grova konstruktioner är vajersågning ett sätt att skapa en spalt för att kontrollerat ge utrymme för betongens expansion och/eller att avlasta spänningarna i konstruktioner. Vanliga dimensioner på slitsar skapade genom vajersågning är 10-15 mm. I **Figur 3.11** visas en principskiss på hur en uppställning för vajersågning kan se ut.



Figur 3.11 Schematisk uppställning för vajersågning av betong.

Planeringen av var vajersågningen ska göras måste ske i samråd med en konstruktör som kan bedöma den strukturella påverkan av slitsarna och effekten av omfördelningen av spänningar i konstruktionen. Slitssågningen kan vara lokal för att avlasta ett enskilt angränsande område, men också vara flera parallella slitsar med visst avstånd för att ge en generell avlastning av konstruktionen. Slitsarna kan dock ge lokalt ökad expansion med efterföljande mikro-uppsprickning i angränsande betong p.g.a. det minskade mothållet. Därför är det vanligaste är att slitssågningen behöver upprepas för att få erforderligt expansionsutrymme och den avlastning som önskas enl. Charlwood et al. (2019).

3.2.1.2 Anpassning av angränsande konstruktioner

För att reducera konsekvenserna av den expanderande betongens tryck på angränsande konstruktioner och efterföljande problem med att t.ex. öppna och stänga utskovsluckor, eller deformation av stålkonstruktioner kan även de påverkade konstruktionerna anpassas. För t.ex. utskovsluckor kan luckans kanter slipas eller kapas till en mindre dimension för att återställa full manöverförmåga eller att anpassa infästningar i den expanderande betongen så att de inte

är fast inspända utan har en rörelsemån. På samma sätt kan andra angränsande konstruktioner byggas om för att tillåta betongexpansionen utan följdproblem.

3.2.2 Bromsa reaktionen

Med bromsande åtgärder avses olika typer av metoder som ger en fördröjning eller minskning av sprickpropageringen och/eller en reduktion av sprickbildningens konsekvenser om den orsakar beständighetsproblem. Det primära syftet med bromsande åtgärder är vanligen något av alternativen:

- Ytskydd – minska inträngningen av de ämnen som driver en nedbrytningsprocess (H₂O, CO₂, Cl⁻)
- Klimatskydd – minska inverkan av omgivningens klimat genom inbyggnad (nederbörd, temperaturvariationer)
- Kemiskt – applicering av litiumsalter som bromsar reaktionen

Utöver ovanstående kan även bortledning eller dränage av inläckande vatten vara ett sätt att minska tillgången på fukt och därigenom bromsa reaktionen.

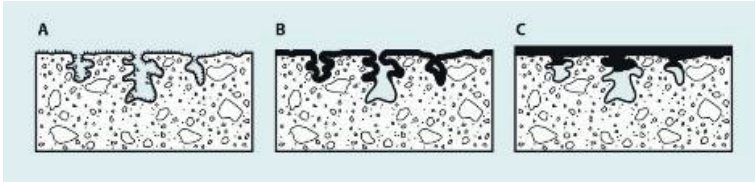
3.2.2.1 Ytskydd mot fukt-/vatteninträngning

För att minska inträngningen av fukt eller klorider som är drivande för flera typer av nedbrytningsprocesser kan impregnering vara ett sätt att bromsa t.ex. sprickbildning p.g.a. armeringskorrosion och ASR. Enl. SS-EN 1504-9:2008 så indelas ytskyddsmetoder vanligen i vattenavvisande impregnering, impregnering och ytbeläggning (**Figur 3.12**). De två förstnämnda metoderna baseras på att impregneringen penetrerar betongytan/sprickområdet och skapar ett skydd mot inträngning av t.ex. fukt. I Blight & al (2011) redovisas en sammanställning av olika tester på ytskyddsåtgärder för att bromsa ASR i laboratorium och i fält. Bäst effekt gavs av penetrerande ytskyddsmedel som gav ett motstånd mot vatteninträngning men samtidigt var diffusionsöppna för att tillåta uttorkning (t.ex. silaner) (se även praktikfall i avsnitt 3.3.3.14). Metoden fungerar dock inte för konstruktioner med permanent vattentryck mot ytan (t.ex. dammkonstruktioner). Beständigheten hos flera av de testade ytskyddsmedlen var också bristfällig. Vidare anger Blight & al (2011) att den relativa fuktigheten i betongen självt måste vara lägre än 97 % för att inte ASR ska fortsätta inne i konstruktionen efter ytbehandlingen.

En svårighet med impregnering är att det befintliga fuktillståndet i en gammal konstruktion kan göra det mycket svårt att nå ett inträngningsdjup som är stort nog för att uppnå önskad effekt. Appliceringstiden för de verksamma ämnena (typ 1 ofta silaner) blir också en viktig faktor för att nå inträngning i befintliga konstruktioner. Ofta beläggs ytan med en gel innehållandes impregneringsmedlen så att det verksamma ämnet får tid att tränga in i porerna. Ytbeläggningar kan vara både av polymertyp eller av cementbaserade produkter som i första hand skapar ett mekaniskt ytskydd mot inträngning av ämnen.

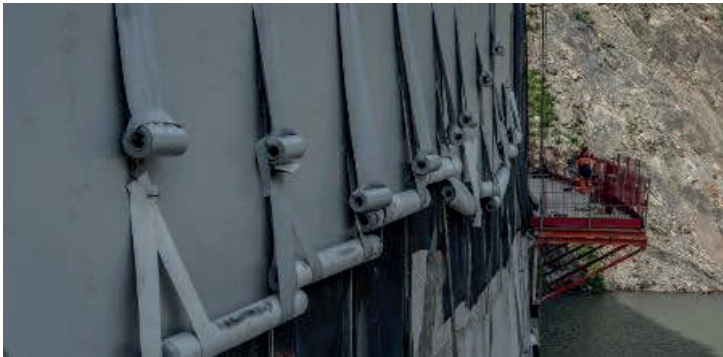
För grova konstruktioner som har omfattande sprickbildning kan man förvänta sig att betongen har ett RH inne i betongen som överstiger det rekommenderade 97 %. När det gäller ASR kan den fukthalten i sig räcka till fortsatt expansion även efter att ytbeläggnings har applicerats. Ytbeläggningar kan dock reducera inläckage/genomsläckning vilket i sig är en förbättring vid ensidigt vattentryck. Ibland kombineras ytbeläggningar med ett dränerande lager bakom själva skyddet. Vid hel omslutning av konstruktioner med ytbeläggningar måste man

göra ett materialval som ger möjlighet till diffusion av fukt ut ur konstruktionen. I det fallet passar t.ex. epoxiliknande material sämre då de vanligen är helt täta.



Figur 3.12 (a) Hydrofoberande impregnering. (b) Impregnering. (c) Ytbeläggning

Om det konstaterats att sprickbildningen inte har någon omedelbar eller allvarlig inverkan på konstruktionens bärförmåga, men att det föreligger genomläckning och potentiell eller pågående urlakning av konstruktionen, kan en försegling genom sprickmyningarna vara ett alternativ. Förseglingen kan göras genom t.ex. applicering av duk som limmas fast i remsor för diskreta eller enstaka sprickor eller som hela skikt för omfattande sprickbildning. Se **Figur 3.13** för helt tätskikt på uppströmssidan vilken monterades vid låg reservoaryta och **Figur 3.14** för ett exempel där applicering av remsor över enskilda sprickor genomförts. Avgörande för bra funktion vid applicering av tätskikt med remsor är att anslutningen till frisk betong görs omsorgsfullt så att tätfunktionen uppnås till fullo. Duk i heltäckande skikt kan även fästas mekaniskt och skarvar mellan sjok av duk svetsas för kontinuerlig tätning. Att skapa täta anslutningar av duk mot anfang och botten på dammkonstruktioner kan vara problematiskt och leda till stora kostnader.



Figur 3.13 Försegling av uppströmssidan av damm med ytbeläggning.



Figur 3.14 Försegling av grova sprickor med remsor av tätande material på betongdamm av massiv typ.

3.2.2.2 Litiumsalter

Den tilltänkta effekten av litiumsalter, vanligen LiNO_3 , är att förändra ASR-gelens beteende så att den inte expanderar under upptagande av vatten. Effekten har påvisats i laboratorieförsök och på betongbeläggningar, men inte i grövre konstruktioner. Metoden betraktas därför som tveksam för grövre konstruktioner enligt Charlwood (2019). Enligt Thomas & al (2007) så verkar litium också olika effektivt på olika typer av reaktiv ballast. Bäst effekt fås då den reaktiva ballasten är av snabbreagerande typ (t.ex. opal, chert, vulkaniskt glas) och sämre på medel- och långsamreaktiv ballast av t.ex. mikrokristallin kvarts.

3.2.2.3 Klimatskydd

Att göra en inklädnad av en damm är ett effektivt sätt att få ett jämnare, och torrare klimat på dammen både med avseende på fuktighet och temperatur. Särskilt för betongdamm av lamelltyp med relativt slanka dimensioner har det visat sig effektivt då de säsongsvisa temperaturvariationerna annars kan ge upphov till stora rörelser vilket kan förstärka sprickutvecklingen av ASR. Sprickrörelser och sprickpropagering kan kraftfullt minskas i stödsivor och frontplatta efter uppförandet av en klimatvägg. Ur ASR-synpunkt ger klimatskyddet ett direkt skydd mot nederbörd vilket kan ge lindring av reaktionen. I **Figur 3.15** nedan visas uppförandet av en isolerande klimatvägg på en lamelldamm (utan ASR-problem).

Även om en dammkonstruktion vanligtvis alltid har tillgång till vatten från uppströmssidan så kan en inklädnad av nedströmssidan och krön vara effektivt för att bromsa nedbrytning utöver minskade temperaturrörelser.

En aspekt som bör beaktas är fukttillståndet i utrymmet bakom klimatväggen och eventuell risk för kondens- eller isproblem mot kalla ytor. Ofta är det svårt att undvika kondensation mot brobanans undersida eller frontplattan ovanför dämmningsgräns. Fläktar som håller varmluften jämt fördelat i inspektionsutrymmet eller andra arrangemang som förhindrar dropp eller is att falla ner mot t.ex. inspektionsgångar nedanför kan dock avhjälpa detta. Kondensen ger i sig ett fuktpåslag som motverkar regnskyddet när det gäller effekten på ASR.

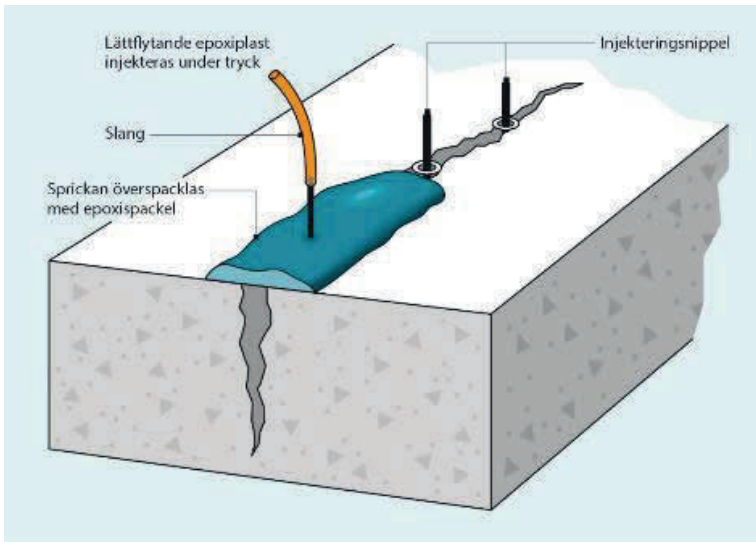


Figur 3.15 Montage av isoleringsvägg för att minska temperaturrörelser på lamelldamm.

3.2.2.4 Injektering och spricktätning

I de fall det bedöms svårt att applicera tätskikt över den spruckna betongen, eller om man av något annat skäl behöver utfyllnad i sprickorna kan en injektering vara en lämplig åtgärd (**Figur 3.16**). I fall med fortsatt expansion kan upprepad återinjektering behövas för att tätta nya sprickor. Vid relativt konstanta (statiska) sprickvidder är cementbaserade injekteringsmedel rent mekaniskt det bästa alternativet p.g.a. god kompatibilitet med ursprungsbetongen m.a.p. t.ex. temperaturutvidgningskoefficienten. Elastomer-, epoxi- eller polyuretaninjektering där man kan välja elasticitet lämpar sig bättre där variationer eller ökande sprickbredd kan förväntas (dynamiska rörelser). Många s.k. kemiska injekteringsmedel har dock betydligt större temperaturrörelser (upp till 5 ggr högre) vilket kan ge upphov till utträngning vid uppvärmning eller förlust av vidhäftning vid nedkylning. Inträngningen i tunna sprickor för injekteringsmedel andra än cement är vanligtvis bättre även om det enl. fälterfarenheter av t.ex. Blight (2011) fortfarande är mycket svårt att få fullgod spridning inne i sprickan.

För ASR-skadade konstruktioner bör en prognos på om expansionen verkar vara i avstannande eller propagerande fas utgöra en parameter i valet av injekteringsmedel. Om injektering med cement väljs, så måste även en bedömning göras avseende vad tillskottet av alkalier i injekteringscementet kan ha för betydelse. Omfattande injektering med ett cement som inte är lågalkaliskt riskerar ge en ökad ASR-reaktion p.g.a. tillskottet med alkalier. Finns osäkerheter bör inte cementbaserade injekteringsmedel användas. Mer vägledning kring själva injekteringsarbetet kan hittas i Rosenqvist (2011).



Figur 3.16 Förberedelser för injektering av spricka med epoxi.

3.2.3 Strukturell förstärkning

I de lägen där sprickbildningen av ASR orsakat en, inte acceptabel nedsättning av, den konstruktiva bärförmågan eller hela konstruktionens integritet i form av t.ex. stabilitet, behöver konstruktionen förstärkas. Orsaken kan vara såväl en enstaka spricka eller en gjutfog som öppnar sig p.g.a. expansion vilket riskerar ge icke-monolitiskt beteende i t.ex. en dammpelare eller en omfattande krackelering som ger upphov till tveksamheter kring t.ex. samverkan mellan betong och kraftarmering (vidhäftningsproblem eller hårt utnyttjad armering).

3.2.3.1 Spännförankringar

Förankringar av konstruktioner med efterspända förankringsstag eller spännkablar är ett sätt att säkerställa t.ex. monolitisk verkan. Genom att installera stag eller kablar tvärs ett sprickplan påförs därigenom en kraft som håller ihop konstruktionen. Åtgärden minskar risken för att en konstruktion ska gå till partiellt brott av de laster den utsätts för. Om ASR-expansionen fortgår måste spänningsupbyggnaden beaktas och vilka risker det kan ge för att stagets kapacitet överskrids. Den ökade tryckspänningen i konstruktionen kan å andra sidan göra att expansionen minskar p.g.a. begränsningarna i den svällkraft som kan utvecklas.

Saker som bör beaktas vid design och genomförande av efterspända förankringar är:

- Finns förutsättningar för god infästning av förankringar i underlaget eller krävs åtgärder som t.ex. injektering för att nå det?
- Klarar den befintliga betongkonstruktionen de laster som appliceras lokalt vid uppspanning eller krävs förstärkningar?
- Hur ska stagen placeras för att ge bästa önskade förstärkning, och finns det något i konstruktionen som inte får borrar av (kraftarmering, ingjutningsgods etc.)?
- Behöver spännkraften kunna kontrolleras under dess livslängd?
- Hur skapas bästa korrosionsskydd? (fett, plastinklädda stag/vajer).

3.2.3.2 Pågjutningar

Armerade pågjutningar är den vanligaste metoden för att reparera skadad betong. Det görs genom att bila bort den spruckna, skadade, betongen och ersätta den med ny betong. När det konstaterats vara en pågående expansion av ASR, så måste man i designen av pågjutningen ta hänsyn till att en ev. fortsatt expansion kan uppstå i underlaget för den nya pågjutningen.

Generellt gäller som vid all betongreparation att skadad och lös betong måste avlägsnas i sådan omfattning att man säkerställer god vidhäftning för den nya betongen. För alla konstruktioner måste en bedömning göras av hur själva utförandeskedet påverkar konstruktionens bärformåga. För slanka, hårt utnyttjade konstruktioner, är det inte självklart att man kan ta bort mycket betong runt kraftarmeringen utan deformationer och problem när man tar konstruktionen i drift igen med en ny pågjutning. Temporär stöttning eller sekventiell reparation av delar av konstruktionen kan vara en lösning. Bra genomgång av design och genomförande av pågjutningar ges i REHABCON-manualen (2001).

Vid omfattande och djupa skador kan också en omslutande armerad pågjutning som förankras långt in i den befintliga konstruktionen ersätta ev. förväntad undermålig vidhäftning. En armerad kringgjutning kan också vara en relativt fristående konstruktion som designats för att ”ta över” den lastbärande funktionen från den gamla skadade konstruktionen. Designen måste helt enkelt anpassas efter förutsättningar och syfte.

För ASR-skadade konstruktioner kan också en armerad pågjutning skapas för att ge ett motstånd mot framtida expansion i den gamla betongen. Den expansionskraft som kan uppstå p.g.a. ASR har visat sig ha begränsningar. Stora variationer förekommer beroende på ballasttyp (se Tabell 1.2) och exponeringsmiljö men en beskrivning av fenomenet går att finnas i Hassanzadeh & Åhs (2017).

Utöver den ovanstående vägledningen gäller alla vanliga rekommendationer kring omfattning av avverkning av gammal betong och randvillkor för pågjutning av ny betong. En bra vägledning på området går att finna t.ex. i portalen www.betongreparation.se.

Några viktiga saker att beakta är:

- Noggrann rengöring av underlaget och ev. befintlig armering före gjutning.
- Tillräcklig skarvlängd vid anslutning till befintlig armering.
- Avstånd mellan armering och underlag minst 2 ggr största stenstorleken i pågjutningsbetongen, dock aldrig mindre än 16 mm.
- Skarpkantade avslutningar mot ev. befintlig betong (ingen utspetsning).
- Noggrann härdning.

3.2.3.3 Kolfiberlaminat

Kompositförstärkning av konstruktioner kan användas i de fall som ny, eller kompletterande dragförmåga behövs och det av någon anledning inte bedöms lämpligt att bila och ersätta betong och armering. God vägledning finns i Täljsten & al (2016). Där beskrivs systemen som:

”En polymerkomposit kan definieras som ett material med kontinuerliga eller korta fibrer som hålls på plats och sammanfogas av en polymermatris. Fiber materialet består ofta av glas-, aramid- eller kolfiber, men det finns även andra fiber material att tillgå, t ex basaltfiber. Matris materialet är vanligtvis någon typ av härdplast, t ex epoxi eller vinyloster, i vissa fall används även termoplaster som matris material, dessa är dock inte vanligt förekommande vid användandet av komposit i samband med förstärkning. Komposit materialens mekaniska

egenskaper bestäms av fibrernas, matrisens och kontaktskiktets egenskaper samt av fibrernas orientering. De ovan nämnda fibrerna har högre brotthållfasthet än t ex ett armeringsjärn och är linjärelastiska upp till brott. Volymandelen fibrer i en FRP ligger på 35–75 % beroende av materialval, tillverkningsprocess och önskade materialegenskaper. Resten av FRP:n utgörs av matrismaterialet.

I samband med förstärkning av betongkonstruktioner är kolfiber tillsammans med en epoximatris den vanligaste FRP-kombinationen. Normalt så limmas kompositen mot betongytan eller i betongens täckskikt, men det finns också förstärkningssystem där man enbart förlitar sig på mekanisk förankring utan limning.”

Tre vanliga sätt att skapa förstärkning med den vanligaste typen, kolfiber, i betongsammanhang är:

- Laminat (ytapplicerad)
- Väv (ytapplicerad)
- Stavar (täcksiktmonterad)

Skillnaden mellan de tre är att laminatet limmas fast i remsor med epoxi på en väl rengjord och preparerad yta och laminatet har fibrerna orienterade i en riktning. Väv appliceras på samma sätt som laminat, men kan ha fibrer i en eller flera riktningar. Stavarna limmas fast i spår som frästs upp i täckskiktet utanför den befintliga armeringen. Stavarna kan utöver epoxilim också gjutas fast med ett polymermodifierat bruk. I **Figur 3.17** visas applicering av laminat och stavar på undersidan av brobanor för att ge förstärkning i böjning. Med hänsyn till risken för fuktuppsygnad resp. möjligheterna till uttorkning bör inte heltäckande kolfiberväv väljas utan hellre laminat i form av remsor eller stavar. Erfarenheterna för just reparation av ASR-skadade konstruktioner är begränsade.



Figur 3.17 Förstärkning i böjning med kolfiberkomposit. Laminat (vänster) och stavar (höger). Bild från Täljsten, 2016.

3.2.4 Övervakning

Vid svårigheter att uppskatta konsekvenserna, eller om kunskapen kring vilken faktisk expansionshastighet som råder saknas, så kan övervakning eller mätning av expansionen vara värdefull. Tillgång till mätdata ger en möjlighet att kalibrera numeriska modeller som används för att bedöma konsekvenserna vid fortsatt framtida expansion. För lämpliga övervakningsmetoder se avsnitt 3.1.4.

3.3 Praktikfall

Insatser i form av kunskap/kompetens, verktyg/utrustning, tid och ekonomiska resurser som kan krävas för inspektion, tillstånds- och livslängdsbedömning av ASR-skadade betongkonstruktioner styrs av exponeringsmiljön, betongens sammansättning (vct, ballast- och cementtyp), konstruktionens utformning, skadeskedet samt skadegraden. De skador som är svåra att upptäckta och är svåra att hänföra till en huvudskademekanism kan kräva större insatser jämfört med de skador som är synliga och har hunnit långt i sin utvecklingsprocess. En skademekanism kan lättare identifieras om mekanismens skadeprocess befinner sig i propageringsskedet jämfört med när skadeprocessen är inom initieringsskedet eller tidigt inom propageringsskedet.

De grundläggande faktorer som orsakar ASR-skador presenteras i avsnitt 1.1. Metoder för tillståndskontroll och bedömning av framtida utveckling och expansion samt avhjälpande metoder inklusive övervakning och reparation presenteras i avsnitt 3.1 och 3.2. Detta avsnitt presenterar några praktikfall för att ytterligare belysa problemställningen och visa mångfalden hos konstruktioner och konstruktionselement som kan drabbas och de sätt som konstruktionerna kan skadas.

3.3.1 Målsättning och avgränsningar

Målsättningen är att belysa de olika metoder som har använts i praktiken och jämföra dem med den generella metodik som rekommenderas i avsnitt 3.1 och 3.2 i detta dokument. Hittills har inte funnits en väletablerad och systematisk metodik för utförandet av inspektion, tillstånds- och livslängdsbedömning samt reparation och uppföljning av ASR-skadade betongkonstruktioner. Målsättningen med detta avsnitt är att gå genom några praktikfall för att belysa det praktiska genomförandet och jämföra metoderna med den vägledning som rekommenderas i detta dokument. Avsikten är att visa mångfalden hos de konstruktioner som skadas, det sätt som konstruktionerna skadas samt jämföra och anpassa vägledningen till de praktiska förhållandena. Målsättningen är inte att verifiera arbetet när det gäller praktikfallen. Anledningen är att all fakta när det gäller praktikfallen inte är känd samt att tid och resurser spelar stor roll när det gäller val av inspektions- och provningsmetoder, vilket inte beaktas i detta dokument. De praktikfall som presenteras nedan är genomförda i olika steg, vilkas beståndsdelar inte är standardiserade och vedertagna. De olika stegens beståndsdelar när det gäller metodik, provnings- och analysmetoder (laborativa som experimentella) kan därför variera från fall till fall.

3.3.2 Val av praktikfall

Vid val av praktikfall har så långt som möjligt försökts att beakta följande aspekter:

- Olika typer av konstruktion och konstruktionselement som skadas av ASR
- Olika moment som kan ingå vid inspektion, tillstånds- och livslängdsbedömning av ASR skadade betongkonstruktioner
- Provningsmetoder som finns till förfogande samt den ordning som de använts vid bedömning av ASR-skadade betongkonstruktioner
- De fall där ASR har haft synergier med andra typer av nedbrytningsprocesser
- Inverkan av makromiljö (geografisk placering) och mikromiljö (placering av konstruktionselement)
- Skadegrad och dess framtida utveckling
- Detalj- och armeringsutformning
- Reparationer och övervakning

3.3.3 Studerade anläggningar

3.3.3.1 ASR-skadat utskovstorn – Härjedalen

Den ASR-skadade konstruktionen är ett utskovstorn i en vattenkraftanläggning, se **Figur 3.18** och **Figur 3.19**. Anläggningen togs i drift 1959. Den här undersökningen initierades i april 2014 genom provtagning (tre borrkärnor) för att fastställa huvudskadeorsak, bedömning av skadans aktuella status och framtida utveckling samt konstruktionens aktuella och framtida stabilitet. Det bör dock noteras att konstruktionen hade undersökts vid olika tillfällen tidigare och det hade bekräftats att det pågår ASR i betongen.



Figur 3.18 Utskovstorn i en vattenkraftanläggning.



Figur 3.19 ASR-skadad betong i en vattenkraftanläggnings utskovstorn.

Steg 1

I april 2014 togs tre borrkärnor med 94 mm diameter. Borrkärnornas längd var 310, 460 och 490 mm, **Figur 3.20**. Vid borrkärnornas okulära granskning framkom att betongens stenmax var 70 mm samt att betongen hade god kvalitet, var homogen och fri från håligheter. Vidare kunde man observera sprickbildningar kring och genom både stora och små ballastkorn, **Figur 3.21**. Därför rekommenderades att betongen skulle undersökas genom struktur- och mikrostrukturanalys. Betongens densitet och tryckhållfasthet bestämdes med tre provkroppar. Medelvärdena var 2320 kg/m³ respektive 53,0 MPa för densitet respektive tryckhållfasthet. Spridningen av mätresultaten var låg.



Figur 3.20 Borrkärnor från skadat utskovstorn, med sprickbildning kring och genom ballastkorn.



Figur 3.21 Borrkärna som visar större sten med spricka rakt igenom ballastkornet.

Strukturanalys av betongen i planslip kombinerades med mikrostrukturanalys i svepelektronmikroskop (SEM). Syftet med SEM-analysen var att undersöka sammansättningen hos utfälda ämnen i betongen och på så sätt identifiera alkalisilikagel samt att ta fram kemisk

sammansättning hos betongens cementpasta. Petrografisk analys av betongens ballast visade att den bestod till ca 50 % av alkalireaktiva bergarter som sandsten och gråvacka. Analys av betongprover med SEM/EDS indikerade att cementpastan innehåller ca 0,9 % alkali (Na₂O-ekvivalent). De viktigaste slutsatserna var dels att ASR i den aktuella betongen kan betecknas som kraftig eftersom den redan har orsakat betydande sprickbildning och dels att betongen innehåller ett cement med en relativt högt Na₂O-ekvivalent och en hög halt av alkalireaktiv ballast som medför stor risk för fortsatt ASR och ytterligare betongskador.

Den potentiella alkalisilikareaktiviteten hos den aktuella betongens ballast bestämdes med modifierad CBI-metod nr 1:1992 på tre borrkärnor (se Bilaga E) som bygger på NT Build 295 Tre cylindrar ingick i provningsserien. Medelvärdet av expansionen efter 174 dygn var 1,5 mm/m. Enligt undersökningsrapportens referenser uppstår synlig sprickbildning vid 0,7 mm/m fri ASR-expansion. Provningsen visade således att ballasten fortfarande hade reaktionspotential och expansionens storlek bedöms innebära risk för ytterligare sprickbildning i betongen och bredning utvidgning av redan befintliga sprickor. Detta i sin tur kunde leda till volyminstabilitet hos konstruktionen samt sämre frostbeständighet hos betongen.

Steg 2

Undersökningen i steg 1 visade att konstruktionsmaterialets aktuella tillstånd inte var tillfredsställande samt att materialets tillstånd inte var stabilt utan att det med tiden kunde förvärras. Därför var det viktigt att undersöka konstruktionens aktuella och framtida tillstånd med avseende på stabilitet och bärförmåga.

För att bedöma hur stor effekt ASR hade haft på utskovstornets betongkonstruktion användes den preliminära utvärderingsmetoden SISD (Severity Index of Structural Damage), se avsnitt 3.1.6.2. SISD utvärderingens genomfördes med följande indata:

- 1) *Konsekvens av brott* (consequence of failure): Ingen detaljerad studie och samlad analys av möjliga konsekvenser av tornets funktion vid olika brott genomfördes. Endast betongkonstruktionens strukturella integritet bedömds. Konstruktionen indelades i olika konstruktionselement. Kategorisering utfördes med hänsyn till inverkan av ett lokalt brott (brott hos ett element) på stabiliteten och bärförmågan hos de enskilda elementen och hela konstruktionen.
- 2) *Exponeringsmiljö* (environmental factor): Relativ fuktighet över 90 % antogs för samtliga konstruktionsdelar.
- 3) *Expansionsgrad* (expansion level): Konstruktionens återhållna expansion bestämdes. Vid den första inledande studien gjordes inga sprickmätningar på konstruktionen. Sprickvidderna uppskattades genom att mäta sprickvidder på fotografier av utborrade kärnor.
- 4) *Armeringsutformning* (reinforcement detailing): Eftersom återhållen expansion användes som indata togs ingen hänsyn till armeringsutformning, se avsnitt 3.1.6.2.
- 5) *Spänningsnivå* (stress level): Eftersom återhållen expansion användes som indata togs inte hänsyn till armeringsutformning, se avsnitt 3.1.6.2.

På grund av att igen sprickkartering hade genomförts var det svårt att bestämma den återhållna expansionen. Som nämndes ovan fanns bilder av borrkärnor med sprickor. Det var dock svårt att bestämma sprickornas frekvens med hjälp av fotografierna. Två olika frekvenser antogs:

- I. Den spricka som var synlig på borrkärnan antogs ha frekvensen $1/(\text{borrkärnans längd})$. Antagandet ledde till 8 mm/m expansion, d.v.s. expansion >3 enligt **Tabell 3.5**.
- II. Den spricka som var synlig på borrkärnan antogs ha frekvensen 1 m^{-1} . Antagandet ledde till 2 mm/m expansion, d.v.s. mellan (1 till 2) och (2 till 3) enligt **Tabell 3.5**.

Som framgår av **Tabell 3.5** tas inte hänsyn till armeringsutformningen och belastningsnivån när man använder tabellen för återhållna expansion. Indata till tabellen är den återhållna expansionen och konsekvensen av brott. Vid den bedömning som genomfördes i detta projekt indelades utskovstornets konstruktion i 6 olika element. Om brottet hos ett konstruktionselement påverkade hela konstruktionens bärförmåga klassades brottet som ”signifikant”, i annat fall bedömdes brottet som ”lindrig”. SISD bestämdes för två expansionsnivåer enligt de antaganden som presenterades ovan. Resultatet sammanfattas nedan:

Antagande	I	II
Expansion (mm/m)	2	>3
SISD av 3 element (utav totalt 6)	B-C	A
SISD av 2 element (utav totalt 6)	C-D	B
SISD av 1 element (utav totalt 6)	N	N

Ovanstående resultat utgör underlag (indata för **Tabell 3.6**) för att fatta beslut för nästa bedömningssteg. Som framgår av tabellen krävs inga särskilda insatser när SISD är lika med N eller D. Däremot utgör SISD C eller B gränsfall som kräver någon typ av åtgärd t.ex. en ingående och noggrannare tillståndsbedömning. SISD A kräver bl.a. avhjälpande åtgärder.

Ovanstående bedömning gäller för aktuellt tillstånd. Konstruktionens livslängd med avseende på ASR bör också bestämmas. Steg 1 visar att betongens kvarvarande expansionspotential är 1,5 mm/m. Om man utgår från 2 mm/m aktuell expansion finns stor risk att den återhållna expansionen i framtiden överstiger 3 mm/m, vilken leder till att 5 element utav 6 erhåller SISD B-C eller A. Resultatet anger att man bör antingen vidta åtgärder eller genomföra noggrannare mätningar för tillståndsbedömningen. Det framlagda förslaget för fortsatt utredning (Steg 3) innehöll i tur och ordning, med avtagande prioritet, följande moment:

1. Sprickkartering och sprickviddsmätning av ytliga sprickor
 - Underlag klassificering
 - Underlag FEM-analys
 - Underlag övervakning/kontroll
2. Ytterligare borrkärnor tas ut från olika delar av konstruktionen
 - Tryck och spräckhållfasthetsförsök, helst i den riktning lasten verkar. På både frisk och ASR skadad betong i konstruktionen.
 - Mätning av dynamisk E-modul
 - Sprickviddsmätningar
3. FEM-analys där hänsyn tas till utvalda sprickor och nedsatta materialegenskaper.

4. Nya kontroller av de farligaste tvärsnitten, där hänsyn tas till nedsatta materialegenskaper och den töjning som skett i armeringen vid expansion av betongen.
5. Bättre bedömning av lastfallens rimlighet.
6. Utreda instrumentering eller övervakning/kontroll för att hålla koll på fortsatt expansion och rörelser.

Steg 3

Resultat från sprickkarteringen visade att den återhållna expansionen översteg 3 mm/m, vilket ledde till SISD A eller B för utskovstornets olika element. Där A är den sämsta klassen och B är den näst sämsta klassen inom SISD bedömningen.

Sprickkarteringen stärkte de slutsatser som drogs i de tidigare stegen. Att konstruktionen bedömdes vara i dåligt skick och att många av de bärande delarna var klassade till SISD-klass B "severe" och tornets överdel var klassad till A "very severe".

Åtgärder, reparationsförslag

Det rekommenderades att konstruktionens tillstånd prövas igen om två år. Enligt den preliminära bedömningen kunde större åtgärder behöva vidtas inom loppet av 5-10 år.

Ska konstruktionen förstärkas eller repareras behöver flera utredningar utföras för att fastställa hur konstruktionen verkar i sprucket tillstånd och vilka egenskaper den ASR-påverkade betongen har för att kunna designa en förstärkningsåtgärd eller reparation. Inspektion och sprickkartering på betongytan på insidan av utskovstornet bör även utföras. Den återstående reaktionen behöver även beaktas vid en förstärkningsåtgärd eller reparation.

Kommentarer

Undersökningen innehöll de moment som är nödvändiga för att fastställa skadeorsaken och dess framtida utveckling. När det gäller bärförmåga saknades, dock, de viktiga indata för bestämning av konstruktionens aktuella tillstånd. Sprickkartering för bedömning av återhållen expansion, betongens draghållfasthet och pålitliga armeringsritningar saknades. Det är svårt att bedöma en konstruktions aktuella tillstånd utan kännedom om den aktuella expansionen. Den aktuella expansionen är ett nödvändigt komplement till den potentiella expansionen när det gäller att bestämma konstruktionens framtida bärförmåga. Rekommendationen är att om man bestämmer sig för att bestämma potentiell expansion ska man även utföra sprickkartering.

Betongens draghållfasthet är viktig för att bedöma de icke armerade elementens bärförmåga och skjuvkapacitet. Draghållfasthet är också viktig för bedömning av förankringslängd för armering och skjuvhållfasthet för armerade betongelement. Att använda omräkningsformler för bedömning av draghållfasthet utifrån materialets tryckhållfasthet kan leda till felaktiga resultat eftersom betongens tryckhållfasthet är mindre känslig för ASR angrepp än betongens draghållfasthet.

3.3.3.2 Betongdamm – Jämtland

Dammanläggningen uppfördes 1940-1941 och byggdes om 1970-1971 då endast ett djuputskov behölls från ursprunglig byggnad. Anläggningen ligger i fjällmiljö i Jämtlands län. Utöver dammen finns det en kraftstation som byggdes i anslutning till dammen 1978.

Steg 1

Besiktning och materialprovning genomfördes 2001, oklart vad som föranledde undersökningen. Vid denna bestämdes bl.a. tryckhållfasthet, vct, cementhalt, frostbeständighet och en tunnslipsanalys genomfördes. Tryckhållfastheten var hög (>100 MPa), cementhalten hög (440 m³/kg), vct bedömdes till 0,45-0,50, frostbeständigheten ”inte acceptabel” och ”måttlig till stark” ASR med reaktiv ballast av mylonit och breda sprickor orsakade av ASR” noterades. Det konstaterades vidare att det förelåg risk för samverkan mellan frost och ASR.

Det framgår inte tydligt var proven var uttagna, men åldern som anges för betongen som provades visar på att det var djuputskovet.

Steg 2

Vid en översiktlig visuell rutinmässig inspektion i samband med FDU (2011) iaktogs att det finns sprickor och krackelering i utskovspelare och ledmurar i djuputskovet.

Steg 3

En ny betongmaterialprovning initierades 2013 som en delmängd av en större undersökning som även omfattade sprickberäkningar (last-temperatur).

Enligt anvisningarna för provtagningen skulle tre prov tas ut från djuputskovet (byggt 1940-1941) och ett från kröndammen (byggt 1970-1971). Två av proven från djuputskovet skulle tas från samma pelare, men analysen visar att så troligen inte blev fallet då det ena av dessa prov skiljer ut sig genom att det noterades att luftporbildare använts, vct var lägre (<0,35 med anläggningscement mot 0,55) och ballasten skiljde åt. Ett av de prov som skulle tas ut från djuputskovet var därför troligen inte uttaget enligt anvisning. Nedan avser de prov från djuputskovet som med säkerhet var uttagna där.

Resultaten i djuputskoven visar på att det bara finns naturlig luft (1-2 %). Sprickbildning noterades i proven. I den ”nya” betongen från 1970-1971 var lufthalten 4-5 % och inga makrosprickor noterades.

Vidare noterades det att uppskattad halt av alkalireaktiv komponent i betongens ballast var >15 % i både gammal och ny betong (>>15 % i ena provet från den gamla betongen). Ekvivalent vct i djuputskovet var 0,55 medan det var 0,40 i kröndammen. ASR konstaterades i gammal men inte ny betong. För den gamla betongen bedömdes sprickbildningen i huvudsak vara orsakad av ASR i kombination med frostangrepp.

Åtgärder, reparationsförslag

Utifrån den genomförda studien som omfattade många fler delar än beständighetsutredning genomfördes följande åtgärder:

- Nya spännskablar sattes 2015 i utskovspelarna, vilka dels höjde stabiliteten och dels säkrade horisontella genomgående sprickor (ej ASR).
- En ny värmeisolerande vägg byggdes runt hela djuputskovet för att skydda betongen mot nederbörd och kyla. Med tillförd värme och avfuktning bedömdes det att RF bör sjunka ner till ca 70–80 %, varvid förhoppningsvis vidare ASR- och frostsador kan undvikas helt.
- RF- och temperaturmätare monterades på olika positioner för att följa upp RF- och temperaturnivåerna innanför isolerväggen.

Kommentarer

Undersökningen avseende ASR och frost avslutades efter det att ASR konstaterats och att reaktiv ballast finns i stor mängd. Klimatväggen bör stoppa frost helt och troligen dämpa ASR avsevärt. Inga vidare undersökningar utfördes därför.

3.3.3.3 Vattenkraftstation – Västerbotten

Kraftstation för vattenkraftsproduktion som färdigställdes och togs i drift 1983. Efter ca. 15 års drift började problem noteras med framförallt kärvande roterande och rörliga delar koplade till de genererande delarna. I början på 2000-talet började formförändringar (ovalitet) av maskindelar upptäckas med påföljande manöverproblem och åtgärder för att lösa detta. Senare under 00-talet även lagerhaveri. Succesivt började även sprickbildning i strukturen synbart öka i vidd och omfattning. Sekundära problem med att öppna och stänga portarna till maskinsalen blev tydliga under mitten på 00-talet.

Steg 1

De första uppföljningarna av ASR var mätningarna av konsekvenserna från expansionen i form av att följa deformationen av maskindelarna vilket var de mest uppenbara konsekvenserna på kraftproduktionen.

Steg 2

Att orsaken till problemen kunde vara expansion av betongen misstänktes tidigt men först 2011 togs två borrkärnor ut för vidare analys. Tryckhållfasthetsprovning samt strukturanalys med plan- och tunnslip genomfördes på uttagna betongprover. Syftet var att se ev. inverkan på hållfastheten och verifiera att ASR pågick. Resultatet från hållfasthetsprovningen gav att betongens tryckhållfasthet var mycket god (64-82 MPa). Den petrografiska undersökningen gav att ballastens huvudbeståndsdelar bestod av gråvacka och gnejs och att ASR med hög mikrosprickfrekvens kunde ses. Halten reaktiv ballast bedömdes endast grovt och anges som ”uppskattades grovt till >20 %, troligen >50 %”. Cementtypen bedömdes vara ett högalkaliskt standard portlandcement.

En studie av den konstruktiva utformningen gjordes också för att förstå och tolka konsekvenserna av betongexpansionen samt försöka förutspå framtida problem. Arkivsökning för att studera även grundläggningsförhållanden ingick.

Numerisk modellering av betongkonstruktionerna gjordes för att studera inverkan av expansionen ur en strukturell synpunkt och vilka framtida konsekvenser som kunde uppstå.

Steg 3

Under 2013 introducerades ett antal fasta mätpunkter i syfte att följa expansionen och expansionens konsekvenser på betongstrukturen. Senare har även uppföljning av lufttemperatur, vattnets temperatur och även nivån i reservoaren börjat göras för att kunna särskilja de rena temperatur- och vattenlaströrelserna från den expansion som ASR ger. Under perioden 2011 till 2018 (alltså dryga 30 år efter uppförandet) så har expansionen i betongen fortsatt med ca. 0,1 %/år.

Steg 4

Under 2016 gjordes utborrningar av nya betongkärnor för ett modifierat RILEM AAR-3-test. Testet avbröts efter 39 veckor eftersom proverna redan överskridit gränsvärdet på 0,050 % expansion vilket tyder på hög fortsatt alkalisilikareaktivitet och hög risk för skadlig sprickbildning.

Steg 5

Under 2016 och 2017 genomfördes bedömningar av återstående livslängd ur såväl ett tekniskt som ett ekonomiskt perspektiv. Den tekniska bedömningen gjordes med bas i en hot- och felmodsbedomning över vilka scenarios som skulle kunna uppstå p.g.a. expansionen i betongen och störningarna på de genererande delarna. Livslängden bedömdes vara slut om någon av följande felmoder utlöses:

- Större aggregathaveri med omfattande mekaniska och/eller elektriska skador
- Översvämning i stationsbyggnad genom okontrollerbart läckage
- Kollaps av stationsöverbyggnad
- Dammbrott i angränsande fyllningsdamm p.g.a. läckage vid övergångskonstruktionen.

I analysen sammanställdes alla kända data från okulära observationer (se t.ex. **Figur 3.22**), analyser av betong, mätdata från struktur och aggregat samt den årliga riskanalys som genomförs för att följa anläggningens utveckling. Analysen användes sedan till att uppskatta tiden tills risken för att något av scenariona bedömdes kunna utfalla. Resultatet blev att anläggningen förväntades kunna vara i drift i minst 10 år till.

Slutsatser från undersökningarna

ASR uppstod relativt snabbt för att vara svenska förhållanden och konsekvenserna blev tydliga först på den mekaniska utrustningen. Kombinationen av högalkaliskt cement och hög halt reaktivt material har gjort att reaktionen också pågår med oförminskad fart efter 30 år utan tendenser till att avta. Fokus i de senare delarna av undersökningarna har varit att uppskatta kvarvarande livslängd och att löpande bedöma riskerna för att allvarliga problem uppstår.



Figur 3.22 Sprickbildning med utfällningar. Utveckling från 2011 till 2018.

Åtgärder, reparationsförslag

Allt sedan de första problemen uppstod på den mekaniska utrustningen har åtgärder för att lindra och hantera konsekvenserna av expansionen genomförts. På strukturen har endast mindre åtgärder vidtagits i form av frigörande av spänningar i traversbalkarna och mindre injekteringsinsatser med polyuretaninjektering för att bromsa inläckage utöver ombyggnad av portarna. Istället är fokus för strukturen att följa utvecklingen via mätningar och årliga uppdateringar av riskanalyserna.

Kommentarer

Tidigt i processen konstaterades via petrografi att ASR var orsaken till sprickbildning och aggregatproblem. Det är en styrka att man installerade mätpunkter för att följa expansionen så att trender kan skapas kring med vilken hastighet som expansionen sker. De kompletterande undersökningarna med restexpansionsprovning av urborrade kärnor gav inga absolutvärden men svar på frågan om expansionen kommer att fortsätta vilket var tydligt. Det svåra med undersökningen har dock hela tiden varit att bedöma hur stor risken för allvarliga problem (utlösning av felmoder) är. För att svara på frågan behöver relativt omfattande provtagning och kartläggning av betongens mekaniska egenskaper och modellering av dess respons under last genomföras. Betongens draghållfasthet bör bestämmas vilken tyvärr inte genomfördes vid Steg 2. Betongens draghållfasthet påverkas mer än dess tryckhållfasthet när den skadas av ASR. De årliga uppföljningarna av expansionsmätningar och riskanalyserna där utvecklingen uppdateras bedöms vara tillräckliga för att upptäcka ev. allvarliga förändringar.

3.3.3.4 Utskovsdamm och överfallsutskov – Härjedalen

Betongkonstruktionerna av intresse utgörs av ett utskovstorn och längre nedströms om anläggningen ett överfallsutskov med vingmurar. Anläggningen färdigställdes 1962 och samma typ av ballast användes vid båda konstruktionerna. Däremot användes LH-cement vid uppförandet av utskovstornet och standardcement vid bygget av överfallsutskovet. 1991 (ca 30 år efter uppförandet) finns första dokumenterade inspektionen där sprickbildningen vid överfallsutskovet noterats.

Steg 1

1992 gjordes första provtagningen med utborring av kärnor, okulär granskning av kärnor samt tryck- och spräckhållfasthetsprovning. Ursprungstanken var att även genomföra tunnslipsanalys, men redan den okulära synen och mikroskopering av ytor gav att ASR konstaterades. Medeltryckhållfastheten var 47 MPa och motsvarande spräckhållfasthet uppmättes till 2,8 MPa. Det är tydligt att uppsprickningen främst påverkat spräckhållfastheten som är ca 30 % lägre än den kunde förväntas vara vid jämförelse med Model Code 2010.

Steg 2

Skadorna i form av krackelering och bompartier har reparerats i flera omgångar under början av 90-talet, 2007 och med ny krackelering noterad 2012. I **Figur 3.23** nedan visas ett foto från reparationer under 90-talet där vattenbilning och pågjutning av ny betong gjordes. I **Figur 3.23** visas också situationen under 2010-talet.



Figur 3.23 Vänster: Reparation av ASR-skadad betong på 90-talet. Höger: Nya skador på 2010-talet.

Steg 3

Laboratorieanalyser av prover tagna från utskovstornet och överfallsutskovet gjordes. Strukturanalys i tunnslip av betongprover från överfallsutskovet visade att kraftig ASR har skett i betongens ballast. ASR har inte observerats i betongen från utskovstornet.

Petrografisk analys av ballast visar att båda betongblandningarna innehåller mer än 15 % alkalireaktiv sandsten/lågmetamorf kvartsit. Analys av kemisk sammansättning hos cementpastor gjordes med EDS/SEM och visade Na_2O -ekvivalenta alkalihalter på 0,6 vikt-% i betongen från överfallsutskovet och 0,4 vikt-% i utskovstornet. Uppmätt alkalihalt i ASR-angripen betong från överfallsutskovet ligger på övre nivå för lågalkaliskt cement enligt SS 134203:2014. Eftersom betongen i provet är kraftigt angripen av ASR och sprucken gjordes bedömningen att det är troligt att alkalihalten hos betongens cementpasta ursprungligen var högre men delvis förbrukades av den kraftiga alkalisilikareaktionen och/eller urlakades på grund av hög fuktbelastning på kraftigt sprucken betong. Även om enligt bedömning kommer fortsatt ASR sannolikt ha lägre hastighet än hittills på grund av sänkning av alkalihalten så har sprickbildningen i betongen redan haft en negativ effekt på beständigheten och risk för nedbrytning av betongen orsakad av frost/tö-verkan bedöms vara stor. Alkalihalten i utskovstornet byggd

med LH-cement är som förväntat låg och man bedömde att det är låg risk för skador på betongen som orsakas av ASR.

3.3.3.5 Vattenkraftdamm – Härjedalen

Utredningen bestod av två steg. I ett första steg gjorde man en enkel strukturanalys av betongen i tunnslip för att bekräfta misstankar om ASR. Strukturanalysen visade att ASR har inträffat i betongen och att denna innehåller en hög halt (>50 %) av alkalireaktiv sandsten och gråvacka. Det gjordes en bedömning att ASR har orsakat sprickbildning i betongen och påverkat dess beständighet negativt, bland annat genom att försämra betongens frostbeständighet.

Som andra steg valde man att utföra laboratorieprovning av expansion enligt CBI-metod nr 1:1992 (Bilaga E) av tre betongprover uttagna från konstruktionen (**Figur 3.24**). Prover bestod av borrhärdor med diameter 100 mm. Av dessa kunde man preparera tre betongcylindrar med längd 160 mm för provningen. Provningen visade efter 160 dagar en expansion hos samtliga tre prover som var större än 1 promille och ett medelvärde på 1,5 promille. Via denna provning kunde man konstatera att ballasten hade fortfarande en stark reaktionspotential och att ASR kommer sannolikt att fortsätta och orsaka ytterligare sprickbildning och skador på betongen på 10-20 års sikt.

Kommentar

I detta fall innehåller betongen en hög halt av alkalireaktiv ballast. Skador på betongen orsakade av ASR har redan inträffat och reaktionen har pågått under en längre tid. Det intressanta var om någon av de reaktiva ämnena är förbrukade eller om fortsatt expansion och sprickbildning kommer att ske. Om det skulle visa sig att ballasten inte har någon kvarvarande reaktionspotential kunde en relativt enkel åtgärd som består av reparation och pågjutning av en skyddsbetong ge en väsentligt förlängd livslängd åt konstruktionen. Laboratorieprovning av expansion visade dock att ballasten är fortfarande kraftigt reaktiv och ASR kommer sannolikt att på sikt orsaka skador hos pågjutet betong.



Figur 3.24 Betongprov taget från konstruktionen. Ballastkorn är spruckna p.g.a. ASR.

3.3.3.6 Utskovsdamm – Jämtland

Dammen ligger i Jämtlands län i fjällmiljö och uppfördes i mitten på 60-talet. Det finns inte dokumenterat när sprickbildningen upptäcktes första gången, men vid en dokumenterad inspektion i mitten på 90-talet finns noteringar om den omfattande sprickbildningen. Även

mätdubar där man försökt mäta expansionen sedan en tid finns omnämnda, men kvaliteten på mätningarna är osäker. Ur dokumentation från byggtiden finns resultat redovisade på petrografiska undersökningar av ballasten som skulle användas och i den redovisas att den innehöll ”kvartsiter och sparagmiter och liknande bergarter” därför utfärdades en varning och en rekommendation att använda lågalkaliskt cement. Något som inte följdes då ett högalkaliskt standardcement istället användes. Utöver den omfattande sprickbildningen hade det också uppstått problem med att manövrera utskovsluckorna som kärvade p.g.a. klämning mellan utskovspelarna. I **Figur 3.25** ses en översikt av utskovsdammen och toppen på en utskovspelare.



Figur 3.25 a) Översikt utskovsdamm. b) Sprickor i utskovspelare.

Steg 1

Utifrån dokumentationen i mitten på 90-talet verkar de första analyserna av dammens tillstånd vara baserade på visuell inspektion och enklare mätningar med avståndsmätning mellan inborrade dubbar. Det framgår dock att precisionen vid mätningen inte haft tillräckligt bra upplösning för att detektera någon expansion under de fem år som finns redovisade.

Steg 2

1999 borrades kärnor ut ur konstruktionen för tunnslipsundersökning, kontroll av betongens tryckhållfasthet och restexpansionstester. Syftet var att undersöka betongens aktuella status och att med hjälp av CONTECVET manualen (CONTECVET, 2001) värdera nuvarande risk och framtida prognos. Testerna visade på omfattande ASR men ingen sänkning av betongens tryckhållfasthet. Ingen kontroll av spräckhållfasthetens påverkan av sprickbildningen gjordes dock. Resultatet från restexpansionstesterna redovisas dock inte i Grönholm (2000), men däremot en uppskattning av expansionen utifrån de skador och den sprickbildning som ses (enl. CONTECVET, 2001). Den senare ger en förväntad ytterligare expansion om ca. 0,2-0,55 % under de kommande 20 åren. Bedömningarna enligt CONTECVET manualen inkluderar även en bedömning om vilket bidrag befintlig armering har till konstruktionens integritet och konsekvens av expansionen. Dampspelarna hade begränsat med armering i förhållande till sina dimensioner och därför bedömdes armeringen inte ha kapacitet att begränsa expansionen. Slutsatsen från studien gav att det rådde relativt stora osäkerheter i den fortsatta expansionen

hastighet. Preliminärt bedömdes konsekvenserna på dammens bärförmåga vara måttliga till allvarliga.

Steg 3

Den sannolikt fortsatta expansionen och risken för fortsatt sönderfall och problem med att manövrera utskoven gav att ägaren beslutade sig för att investera i uppförandet av en ny utskovsdamm nedströms om den befintliga. Investeringskostnaden för den nya dammen var ca. 33 MKr. Kostnaden uppstod alltså efter ca. 30 år istället för efter den önskade livslängden på ca. 100 år.

3.3.3.7 Energiomvandlare nedströms om utskovsdamm – Västernorrland

Anläggningen uppfördes 1959 och det är oklart när sprickbildningen på strålupplyftarna för energiomvandling kunde ses första gången. Det faktum att en del av ståluppliftarna har permanent stående vatten i den nedre delen ger anledning att tro att frostpåverkan har gett ytterligare nedbrytning av konstruktionerna (**Figur 3.26**). Sprickbildningen idag är mycket omfattande särskilt i de delar som vetter mot sydost. Sprickor med vidd om upp till 10 mm förekommer.



Figur 3.26 a) Översikt av spruckna strålklyvare. b) Detalj från sprickbildning i strålklyvare.

Steg 1

Kärnboring för provtagning genomfördes 2009 för en första visuell kontroll av statusen inne i betongen. Kärnor med diameter 104 mm urborrades till ett djup om max 370 mm.

En okulär syn av kärnorna gav god kvalitet utan större porer eller håligheter, men sprickbildning parallell med betongytan både genom ballastkorn och runt. Även ytsprickor vinkelrätt mot ytan kunde ses ner till 50 mm i provet. Tryckhållfasthetsprovnings gav god medeltryckhållfasthet om 53 MPa. Tyvärr provades inte spräckhållfastheten. Från borkärnorna kunde det konstateras att tidigare reparationer hade utförts med pågjutning av ny betong.

Steg 2

Den ytligaste delen av provet ner till 110 mm skickade vidare för analys av kemisk sammansättning av cement och alkalihalt samt tunn- och planslip för strukturanalys och petrografisk bestämning. Det kunde konstateras att ballasten bestod av ca 15 % reaktivt material (sandsten, gråvacka, mylonit) och 11 % potentiellt reaktiv ballast (meta sedimentära). Utfällningar i sprickorna definierades som reaktionsprodukter från ASR och en analys av alkalihalten pekade på en ekvivalent alkalihalt ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$) på 0,2 % och därav bedömningen att cementet sannolikt var av typen Limhamn LH.

Åtgärder, reparationsförslag

Strålklyvarna har en relativt komplicerad konstruktion med ingjutna stålbalkar på uppströmsidan och stålskoningar. De utsätts inte heller för någon permanent last där bärförmågan är direkt avgörande även om energiomvandlingen är en viktig funktion vid en flödessituation. Beslut fattas därför att återupprepa den tidigare reparationstekniken med att bila bort 10-15 cm av ytskiktet och ersätta med ny betong.

Kommentarer

Halten reaktivt och potentiellt reaktiv ballast är högre än de rekommenderade värdena, men den uppmätta alkalihalten i betongen är dock mycket låg. Därigenom uppstår frågan varför ASR har uppstått. Det finns två olika möjliga förklaringar, den ena att provets representativitet är dålig genom att ett ytligt prov togs i en mycket uppsprucken betong. Det är inte osannolikt att alkali har lakats ur p.g.a. den kraftiga sprickbildningen och att det i samband med spill (sannolikt flera gånger per år) sker kraftig överspolning av konstruktionerna. En annan möjlig förklaring är att det efter mycket lång tid (>50 år) möjligen skulle kunna uppstå alkalisilikareaktioner, men att förloppet är mycket långsamt p.g.a. låg tillgång till alkali. Oavsett vilket så är den första potentiella förklaringen möjlig att undvika genom att ta ett prov för analys betydligt längre in i konstruktionen eller möjligen också genomföra flera analyser på olika djup i konstruktionen.

3.3.3.8 Valvdamm – Härjedalen

Konstruktionen uppfördes 1975 och var ursprungligen avsedd att utgöra en tillfällig betongkonstruktion i läget för ytterligare ett aggregat vid anläggningen. Åren gick, och nu efter mer än 40 års drift har inget nytt aggregat uppförts. Betongvalvet uppvisar omfattande sprickbildning på både upp- och nedströmssidan. På uppströmssidan har det under vattenytan identifierats relativt omfattande spjälkningskador och frilagd armering.

Steg 1

Som ett första led i undersökningarna av orsaken till sprickbildningen på valvdammen genomfördes provtagning valvdammens krön (enklaste stället att komma åt) och ett jämförande prov i en angränsande pelare som enligt dokumentationen skulle vara gjuten med ett lågalkaliskt cement, medan valvet, som var tänkt utgöra en tillfällig konstruktion tillverkades med standardcement. Ur dokumentationen kunde utläsas att valvet med standardcement skulle ha en alkalihalt motsvarande 6 kg/m^3 . Kärnornas diameter var ca. 100 mm. Kartering enligt BETUT-systemet gjordes och den okulära bedömningen gav att proverna var av mycket god och god kvalitet i klass 1 och 2. Den uppmätta medeltryckhållfastheten på betong från valvet var 49,3 MPa och i den anslutande pelaren, 73,7 MPa.

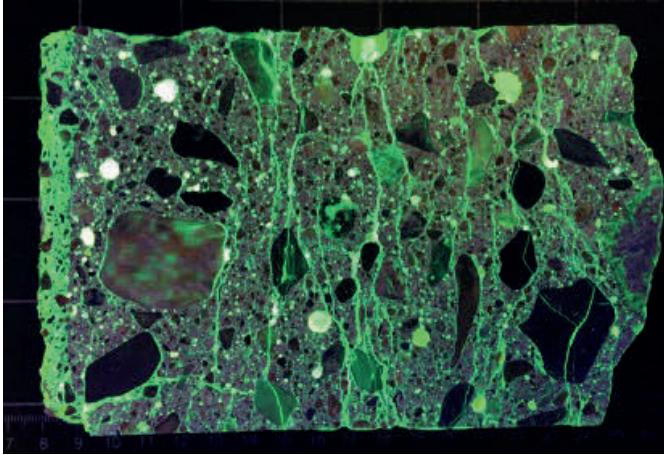
En petrografisk analys gav att både valvet och pelaren innehöll 28 % resp. 20 % reaktivt och potentiellt reaktivt material. Strukturanalys av ett planslipsprov visade tydliga tecken på ASR. Den kemiska analysen av cementpastan verifierar låg alkalihalt i pelaren, men också en oväntat låg halt (0,5 vikt-%) även i valvbetongen. Urlakning underlättad av sprickbildningen alternativt att alkalier har konsumerats i ASR-reaktionen är två möjliga förklaringar.

För att studera ev. inverkan av frost kontrollerades även aktuell lufthalt i betongen. Provet från valvet uppvisade ca. 2 % luft och provet från pelaren ca. 4,8 % vilket alltså innebär att betongen i valvet inte heller är frostbeständig.

Steg 2

Reservoaren vid anläggningen har en mycket stor variation på vattenytan uppströms om valvdammen. I början på vintern når vattnet sin maximala nivå för att sedan under hela vintern sjunka (totalt ca. 10 m) ända fram till vårfloden. Det innebär att betongen på uppströmssidan utsätts för nedfrysning direkt efter att ha varit under vatten i flera månader. För att studera omfattningen på ev. frostsador i området togs nya prover ut från valvets uppströmssida med hjälp av klättrare med borrhutrustning. Nya kärnor med ca. 100 mm diameter togs ut och dessa bedömdes okulärt till klass 2 och 3 i BETUT, vilket motsvarar bra till medelgod betong. Tryckhållfasthetsprovningsresultatet gav resultat i samma nivå som i krönet med en medelhållfasthet om 45,5 MPa. För att studera inverkan av uppsprickningen gjordes även spräckhållfasthetsprover vilket gav ett medel om 3,82 MPa. Vid jämförelse med förväntade nivåer enligt Model Code 2010 ca. 15-20 % lägre än förväntade värden.

För jämförelse gjordes analyser (struktur, petrografi, kemisk) av dessa prover. ASR-gel är tydlig i sprickor och luftporer och den petrografiska analysen visade ett innehåll av upp till 40 % reaktivt och potentiellt reaktivt material (gråvacka, metagråvacka, tektoniserad gnejs och sandsten). Den kemiska analysen visar även i detta fall en låg alkalihalt hos cementpasta (0,64 vikt-%) vilket är just över gränsvärdet, men ändå lågt. I detta området är det mer uppenbart att den växelvisa uppfuktningen och uttorkningen kan vara orsaken till de låga uppmätta värdena. På planslip är sprickbildningen parallell med betongens uppströmsyta mycket tydlig. Sannolikt huvudsakligen p.g.a. frostpåverkan, se **Figur 3.27**.



Figur 3.27 Planslip på prov från en valvdamms uppströmssida, där betongytan mot vattensidan ses till vänster i bilden.

Steg 3

För att bedöma den kvarvarande expansionspotentialen planerades restexpansionsförsök göras på återstående prover, men laboratoriet bedömde att det inte skulle vara genomförbart med den omfattande sprickbildningen i provet. Sannolikt skulle provet falla sönder under testet och därmed inte ge några mätbara resultat. Provet utgick därför.

Åtgärder, reparationsförslag

Med så pass kraftig ASR-reaktion i kombination med dålig frostbeständighet rekommenderades ägaren att ersätta valvet med en ny konstruktion,

Kommentarer

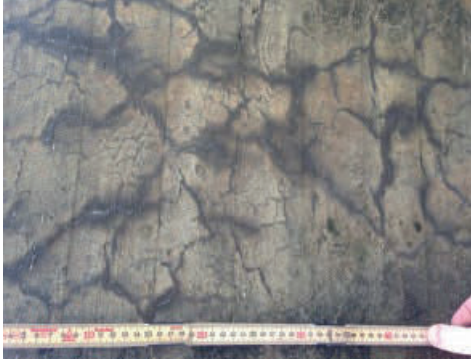
Resultaten från de två undersökningarna pekar i samma riktning, men med en avgörande skillnad i den uppmätta mängden reaktiv och potentiellt reaktiv ballast. I första testet ca. 28 % och i det andra ca. 40 %, vilket är en relativt stor skillnad.

Hållfasthetskontroller av både tryck- och spräckhållfasthet ger en bra indikation på sprickbildningens betydelse vid jämförelse med vilken förväntad spräckhållfasthet betongen borde ha utifrån den uppmätta tryckhållfastheten.

Den samtidiga kontrollen av betongens lufthalt ger svar på eventuell samverkan med frostnedbrytning i provet. I föreliggande fall visade sig betongen i valvet sakna erforderlig lufthalt, och att frostnedbrytningen sannolikt har en betydande inverkan på betongens livslängd p.g.a. den extrema miljön med växlingar mellan vattentryck följt av exponering i luft med låga temperaturer.

3.3.3.9 Järnvägsbro – Östergötland

En trågbro från 60-talet har undersökts i flera omgångar av olika konsultföretag efter att man vid inspektion observerat sprickor i brons mitt- och kantbalkar (



Figur 3.28). Undersökningar var begränsade till besiktning på plats och ett litet antal laboratorieprovningar. Slutsatser från undersökningarna var olika där både frostangrepp och ASR har framförts som orsak till observerad sprickbildning. Inga åtgärder vidtogs vid dessa tillfällen. Vid en broinspektion konstaterade man en kraftig sprickbildning har skett i brons mitt-



balk (

Figur 3.29). Detta föranledde den första utredningen som i första steg bestod av strukturanalys av betongen i tunnslip och petrografisk analys av betongens ballast. Utredningen utökades successivt och till slut bestod av flera steg som sammanlagt pågick i flera år.

Steg 1

En fönsterundersökning (typ A, se avsnitt 3.1.3) gjordes med tre borrkärnor tagna från mittbalkens övre, kraftigt spruckna del och kantbalkens övre och nedre delar. Proverna skickades till ett laboratorium för petrografisk analys (strukturanalys) av betongen i tunnslip. Denna undersökning visade på förekomst av ASR i betongen (**Figur 3.30**). I tunnslipen observerades ballastkorn spruckna på ett för ASR karaktäristiskt sätt och alkalisilikagel i betongens luftporer och sprickor.

Steg 2

I syfte att få en mer nyanserad bild av ASR i konstruktionen utökades undersökningen med ytterligare nio prover tagna från balkar och trågbotten samt sprickmätning på konstruktionens ytor. Prover från mittbalkens nedre delar samt från trågbotten togs efter att man tömde ett kort avsnitt av brobanan på makadam. Brobanans undersida visade sprickbildning med storlek 0,75 mm/m och maximala sprickbredder 0,3 mm. Övre del av kantbalkar och sidan på brobanan som är mer exponerad mot fukt visade sprickbildning med storlek 0,82-1,04 mm/m. På

mittbalkens överyta observerades sprickor med bredd upp till 1,8 mm. Undersökningen omfattade bland annat petrografisk analys av betongens ballast och bestämning av halten av alkalireaktiva ballastkomponenter (se avsnitt 4, Bilaga E). Prover för denna undersökning bestod av fyra borrhörnar tagna från två olika delar av brobanan, från mittbalken som hade mest omfattande skador och från trågens sidor där betongens yta uppvisade bara ett svagt sprickmönster. Orsaken till den kraftiga sprickbildningen i mittbalken ändrades i bedömningen till en kombination av ASR och frostangrepp. Petrografisk analys av ballasten från olika delar av brobanan påvisade halter av alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva bergarter som låg inom ett intervall på 6-18 % av ballasten, med ett medelvärde på 13 %. Denna halt indikerade lågreaktiv ballast men bedömdes ligga tillräckligt nära gränsvärdet på 15 % som finns i SS 137003:2015 för att rekommendera åtgärd i form av utökad inspektionsfrekvens för bron. Inga dokument som angav vilken typ av cement som användes i betongen fanns tillgängliga. Kemisk analys av cementpasta (*avsnitt 6.1, Bilaga E*) i betong från mitt- och kantbalk indikerade en lågalkaliskt cement med $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ halt på ca 0,5 vikt-%. Analysen gjordes i sprucken betong på ca 200 mm djup och viss urlakning av alkalier från cementpastan kunde därför inte uteslutas.

Observationer gjorda via strukturanalysen av betongen ledde till bedömningen att ASR är svag och att den har ensamt inte orsakat någon kraftig sprickbildning i betongen. Den kraftiga sprickbildningen i balkarnas övre delar bedömdes vara orsakad av en kombination av ASR och frostverkan på betongen. Betongen är inte frostbeständig med hänsyn till sin luftporstruktur. Grov uppskattning av betongens lufthalt som gjordes i tunnslip gav 1-2 % luft. Dessutom har ASR troligen försämrat betongens frostbeständighet.

Steg 3

Bedömning av lämplig åtgärd krävde nu en bestämning av alkalisilikareaktionens utveckling med tiden. För detta ändamål utökade man utredningen med provning av ballastens kvarvarande reaktionspotential via expansionsprovning enligt modifierad CBI-metod nr 1:1992 (*avsnitt 7, Bilaga E*). Tre nya borrhörnar togs ut från en kantbalk för provningen. En av borrhörnorna hade otillräcklig längd för provningen. Expansion uppmätt efter 281 dygn av provning var 0,7 % (medelvärde av två provkroppar). Expansionskurvorna visade ingen avtagande trend, vilket betyder att under provningsperioden på 281 dagar har ballasten inte nått sin maximala expansion. En korrelation mellan resultat från expansionsprovningen och tidigare data från CBI för betong med långsamt reaktiv ballast som är exponerad för normal fuktig utomhusmiljö gav underlag för en bedömning att risken för ASR-relaterad expansion i betongen på ytterligare 0,7 % är låg under nästkommande 25 års period. Dessa resultat ledde till prognosen att enbart ASR kommer inte att orsaka betongskador under nämnda tidsperiod. Expansion på 0,7 % kan orsaka sprickor synliga med blott öga (Lagerblad och Trägårdh, 1992), d.v.s. sprickor med bredder på ca 0,2 mm. Uppkomst av sådana sprickor på oskyddade horisontella ytor skulle enligt bedömning öka risken för frostangrepp på betongen.

I detta skede bestämde man att utöka undersökningen med fler prover tagna från andra delar av bron. Totalt undersöktes 11 prover tagna från brobanans kantbalkar, från ovansida i trågbotten på brobanan och från brobanans undersida, nära pelare. Provningar och analyser omfattade strukturanalys av betongen i planslip och tunnslip, kvantitativ petrografisk analys av ballast samt provningar av betongens fysikaliska egenskaper, tryckhållfasthet, draghållfasthet, spräckhållfasthet och E-modul. För forskningsändamål utförde man också i ett senare skede en sprickkartering inklusive mätning av sprickbredder i olika delar av konstruktionen.

Undersökningen ledde till följande slutsatser:

1. På brobanans övre ytor verkar en kombinerad skademekanism som består av ASR och frostverkan på sprucken betong.
2. Huvudorsaken till kraftig sprickbildning i balkarna på brobanan bedömdes vara frost. Frost angreppet har troligen initierats genom en relativt svag sprickbildning orsakad av ASR som bildade ytsprickor som underlättade för fukt att tränga in i betongen.
3. ASR kommer att fortsätta i betongen eftersom ballastens alkalireaktiva komponenter inte är förbrukade. Fortsatt ASR kan innebära bildande av nya och breddning av redan befintliga sprickor.
4. Underhållsvarige för bron efterfrågade en bedömning av brons nuvarande bärlighet samt en prognos för utveckling av skador och försämring av brons funktionalitet under en period av nästkommande 20 år. Slutsatsen av utredningarna blev att risken för skador på betongen är stor i delar där en kombinationseffekt av ASR och frost tillåts uppträda, till exempel på kantbalkarnas överytor. ASR i övriga delar av brobanan bedömdes inte utgöra risk för skador på betongen under nästkommande 20 års period.

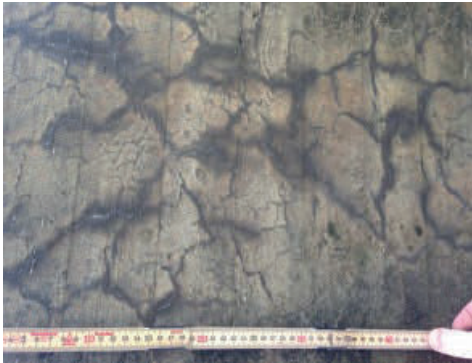
Förslag på reparationer och åtgärder:

Undersökningen ledde till förslag på följande åtgärder: 1) ersätta den skadade mittbalkens övre del med ny betong, 2) skydda kantbalkar från regn och liggande snö för att minska risker för synergieffekter av ASR och frost. Skyddet kan bestå av plåt med en ventilationsspalt mot betongen för att möjliggöra uttorkning av denna. Plåten ska vara löstagbar för att möjliggöra övervakning av sprickor. Förslag på övriga åtgärder bestod av övervakning av sprickor, utökad inspektionsfrekvens, beräkningar av brons nuvarande bärlighet med hänsyn tagen till kraftig sprickbildning i mittbalken med spännkablar, provbelastning av bron med lastvagn.

Eftersom det framkom krav på en avsevärd höjning av brons bärlighet och på att säkerställa en långsiktigt hållbar transportlösning beslutade man att istället ersätta bron inom några år. Av denna anledning kontrollerades brons stabilitet för nutida behov men andra åtgärder uteblev.

Kommentarer

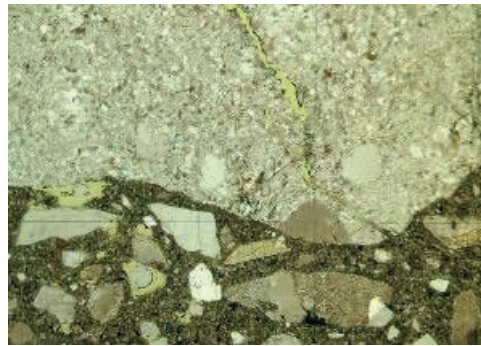
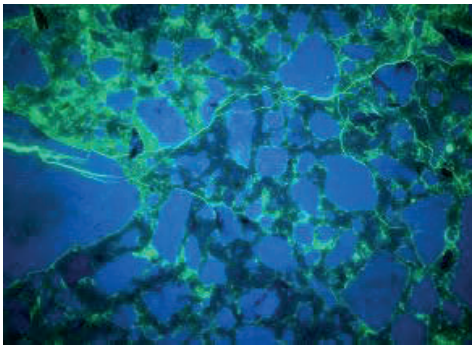
Undersökning av bron bestod i början av flera omgångar av små utredningar och fönsterundersökningar under en period på flera år. Dessa ledde ibland till olika slutsatser och gav inga fullständiga rekommendationer för underhåll av bron. Det var först i samband med att under en broinspektion har man konstaterat kraftig sprickbildning i brons mittbalk som en mer omfattande utredning av sprickorsaker/ASR gjordes. Följande laboratorieanalyser och provningar gjordes på uttagna betongprover: strukturanalys av betong, kvantitativ petrografisk analys av ballast, kemisk analys av cementpasta, provning av ballastens kvarvarande alkalireaktivitet (*Bilaga E*).



Figur 3.28 Kantbalkens sida.



Figur 3.29 Mittbalkens övre yta.



Figur 3.30 Sprickor i betongen orsakade av ASR. Bilder är tagna i tunnslip, i genomfallande UV ljus (till vänster) och polariserat ljus. Område i bilden till vänster är 7 mm brett. Område i bilden till höger är 3 mm brett. Pilen markerar en spricka fylld med alkalisilikagel.

3.3.3.10 Bro –Bohuslän

Vägbron är byggd 1957. Betongytor på pelare och pelarstöd visar sprickor.

Steg 1

I samband med en broinspektion observerades tydlig krackelering av betongytor på pelarstöd och på nedre delar av bronns pelare. Misstanke väcktes om att det rör sig om ASR. Med anledning av detta bestämde man att utreda orsaken till sprickorna genom en utökad inspektion som innehåller strukturanalys av betongen från betongplintar och pelare.

Steg 2

Provning av betongens tryckhållfasthet och analys av kloridhalt i betongen. Undersökningen konstaterade en tillräcklig tryckhållfasthet och låga kloridhalter.

Steg 3

Utredning av sprickorsaker och betongens tillstånd. Fem borrkärnor med diameter 100 mm togs ut, två från betongplintar (pelarstöd) som visade kraftig krackelering (**Figur 3.31**), två från pelares nedre del med kraftig krackelering och ett prov från en betongplint som visar betydligt svagare sprickbildning. Betongproverna skickades till ett laboratorium för

strukturanalys av betongen (*avsnitt 2, Bilaga E*) och petrografisk analys av betongens ballast (*avsnitt 4, Bilaga E*). I samråd med laboratoriet bestämde man också att göra provning av ballastens kvarvarande alkalireaktivitet.

Betongen från borrkärnorna uppvisar moderat till hög mikrosprickfrekvens. Bedömningen är att sprickbildning i betongen med hög mikrosprickfrekvens har påverkat betongens beständighet negativt genom att underlätta för fukttransport genom betongen. I tunnslip observerades sprickor i ballast och cementpasta som är fyllda med alkalisilikagel, vilket bekräftade misstanken om ASR från iakttagelser av kraftig krackelering gjorda i fält. I ett av tunnslipen fanns mikrosprickor med utseende som indikerar att de orsakades av frostverkan på betongen. Betongens lufthalt uppskattades i tunnslip till 1-2 %. Betongens ballast består i huvudsak av gnejs och metasedimentära bergarter. Bergarter sandsten, gråvacka identifierades som långsamt alkalireaktiva och metagråvacka som potentiellt långsamt alkalireaktiv. Halten av alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva bergarter i de fem proverna var 7-23 % med ett medelvärde på 13 %, vilket indikerar lågreaktiv ballast.

Bedömning från utredningen av sprickorsaker var att betongen påverkades en kombination av ASR-relaterad sprickbildning och frostangrepp. Det är möjligt att frostangreppet har initierats av ASR som genom sprickbildning har underlättat för fukt att tränga in i betong som inte har frostbeständig luftporsstruktur. Dessutom har betongens frostbeständighet troligen försämrats genom förtätning av cementpastans kapillära porositet på grund av gelbildning i samband med ASR (Trägårdh och Lagerblad, 1996).

Steg 4

Provning av ballastens kvarvarande alkalireaktivitet gjordes med modifierad CBI-metod nr 1:1992 (*se avsnitt 7, Bilaga E*). Provningsresultatet visade efter 141 dygn ett högsta värde för expansion på 0,6 mm/m och ett medelvärde för samtliga prover på 0,3 mm/m. Den relativt svaga expansionen bekräftade resultat från petrografisk analys av ballasten och bedömde risken för att skadlig ASR utvecklas i betongen som låg.

Undersökningen ledde till följande slutsatser

Provningar och analyser indikerade att betongen innehåller lågreaktiv ballast och risken för skador på betongen som orsakas av enbart ASR är låg under nästkommande 25 års period. Eftersom ASR redan har orsakat lokalt kraftig sprickbildning och troligen sänkt frostbeständighet hos betongen utan lufttillsats konstaterades att det dock finns risk att betongen kommer att utsättas för frostangrepp om det är fortsatt exponerad för fuktig utomhusmiljö. Man har också bedömt att det finns risk att fortsatt ASR vidgar befintliga sprickor och försämrar betongens frostbeständighet ytterligare. Rekommendationen var att skydda betongens horisontella ytor från liggande vatten och snö eftersom detta kan det kan påskynda frostangrepp och nedbrytning av betongkonstruktionen.

Reparationer och åtgärder:

Eftersom man bedömde att ingen skadlig inträngning av klorider har skett i pelarnas nedre delar samt att ASR-prognosen för nästkommande 25 år var att det är låg risk för skador valde man som åtgärd att ersätta befintligt täcksikt hos pelarstöden med en pågjutning av armerad frostbeständig skyddsbetong.



Figur 3.31 Krackeleringsmönster på pelarstöd.

Kommentarer

Krackeleringsmönster som observerades på betongytor vid broinspektion gav anledning till en oro att skador kan uppstå på fundamenten. En första utredning fastställde att ASR har inträffat i betongen. Utredningen utökades med prognostisering av ASR som visade att ASR ensamt inte innebär någon risk för skador men att betongen bör skyddas från frost/tö-verkan.

3.3.3.11 Bro – Östergötland

Bron går över en mindre kraftstationsanläggning i Östergötland som byggdes på 1940-talet. Det finns i princip ingen dokumentation över anläggningen, men bron över utskovsdammen och kraftstationsbyggnaden är av olika konstruktionstyper där bron över utskovsdammen är ursprunglig från 1940-tal medan bron över kraftstationen troligen är av senare datum, dock oklart från när. Bron användes tidigare för tung transport inom en bruksmiljö men bron är nu stängslad och endast arbetsfordon från anläggningsägaren kör på bron. Belastningen har således minskat avsevärt.

Steg 1

Bron över utskovsdammen har omfattande skador orsakade av armeringskorrosion, betongen är karbonatiserad och tösaltning har tidigare genomförts. Av denna anledning genomfördes en tillståndsbedömning av anläggningen och vid denna noterades det även sprickor på bron över kraftstationen. Sprickorna noterades på brons sida/kantbalk (**Figur 3.32**) och okulärt tolkades dessa vara förorsakade av ASR och/eller frost. Övriga delar av bron uppvisar inga sprickor, men det finns läckage genom bron och tätskiktet är förbrukat.



Figur 3.32 Brobana över kraftstation, med kraftig sprickbildning orsakad av en kombination av ASR och frost.

Steg 2

I syfte att konstatera om de noterade skadorna är orsakade av frost och/eller ASR togs prov ut för strukturanalys i tunnslip. Även om det inte fanns några tecken på ASR och/eller frost på bron över utskovsdammen prov från dammen analyserades även där. Kärnorna besiktigades även okulärt.

Betongen från kraftstationsbron hade kraftig sprickbildning 0-60 mm (**Figur 3.33**). Strukturanalysen visade på låg lufthalt (1-2 % naturlig luft) och 17 % potentiellt alkalireaktiv ballast i form av sandsten, gråvacka, mylonitiserad gnejs. Det noterades även hög mickrosprickfrekvens, ballastkorn som är spruckna på ett sätt som är typiskt för ASR och sprickor fyllda med alkalisilikagel. Slutsatsen var den att det ansågs troligt att den kraftiga sprickbildningen i de yttre 0-60 mm är orsakade av en kombination av ASR och frost.

Bron över dammen hade även den låg lufthalt men endast 5 % potentiellt alkalireaktiv ballast.



Figur 3.33 Borrkärna tagen från konstruktionen. Mot betongens utsida syns kraftig sprickbildning i betongens tätskikt. Ett armeringsjärn syns i borrkärnans nederkant, där de sammanhängande sprickorna slutar.

Åtgärder, reparationsförslag

Bron är dimensionerad för större last än den bär idag och noterade sprickor är begränsade till relativt begränsat område. Av den anledningen ska en reparationsinsats som syftar till att:

- ersätta skadad betong på brosidan (princip 3 enligt SS-EN 1504-9:2008)
- minska fuktnivån så mycket som möjligt genom att applicera nytt tätskikt och hydrofobera regnutsatt betong för att på så vis förhindra/dämpa frostsador och ASR (princip 2 enligt SS-EN 1504-9:2008).

Utöver detta ska rutiner för att hålla bron under uppsikt med avseende på eventuella nya skador orsakade av ASR implementeras.

Kommentarer

Undersökningen avslutades i ett tidigt skede och det beslutades att direkt gå på åtgärder, trots en begränsad kunskap om t.ex. omfattning, kvarvarande livslängd och hållfasthetsparametrar. Orsaken till detta är att det är uppenbart att befintligt tätskikt har förlorat sin funktion och ändå måste bytas. Bron används dessutom idag inte på det sätt den dimensionerats för och skadorna är ännu relativt begränsade. Den reparation som ska genomföras dämpar nedbrytningsförloppet och eventuella nya skador får hanteras löpande. Det är dock viktigt att kunskapen om att bron har alkalireaktiv ballast finns hos anläggningsägaren så att de är observanta på tecken på nya skador.

3.3.3.12 Bro – Uppland

Sprickor på ytor hos fundament till bro byggd 1925 upptäcktes i samband med broinspektion. Strukturanalys av betongen i tunnslip visade att svag till på vissa ställen kraftig sprickbildning har skett i betongen. I kraftigt spruckna områden bedömdes betongens beständighet vara negativt påverkat. Maximal sprickbredd observerad i tunnslip var 0,2 mm.

Orsaken till kraftig sprickbildning som finns på vissa ställen är en synergieffekt av ASR och frostverkan på betongen. Frost/tö-verkan bedömdes vara den huvudsakliga sprickbildande mekanismen. Betongen var också urlakad i områden där kraftig sprickbildning har skett.

Betongens ballast består huvudsakligen av metamorfa bergarter med granitisk sammansättning men den innehåller två potentiellt alkalireaktiva bergarter porfyr och mylonit. Ingen kvantitativ petrografisk analys av betongens ballast gjordes men det konstaterades från strukturanalysen i tunnslip att porfyrens halt kunde i en del prover uppgå till 10-20 % av ballasten. Man gjorde bedömningar att ballastens alkalireaktiva komponenter inte är helt förbrukade och att alkalisilikareaktionen kommer sannolikt att fortsätta så länge betongen är exponerad för fuktig utomhusmiljö.

En grov uppskattning som gjordes i tunnslip indikerade att betongen har en lufthalt som är mindre än 5 % och betongens luftporer är delvis fyllda med utfällningar av sekundärt bildade ettringit och kalciumhydroxid. Detta kombinerat med förekomst av ASR innebär att betongen troligen har dålig frostbeständighet.

Åtgärder, reparationsförslag

Föreslagna åtgärder var att reparera redan skadade och kraftigt spruckna delar av fundamenten och skydda/förstärka betongen med pågjutning av frostbeständig betong.

Kommentarer till undersökningen

Risken att ASR som ensam skademekanism orsakar en betydande försämring av betongens beständighet som leder till accelererad nedbrytning av betongen bedömdes som låg för en period på nästkommande 20 år. Man rekommenderar dock att betongen ska skyddas från frost/tö-verkan.

3.3.3.13 Bågbro – Dalarna

Bågbro är från början av 1960-talet. Sprickbildning i brons betongbåge upptäcktes vid besiktning. Man bestämde sig för reparationsåtgärd i form av bortbilning av sprucken betong och gjutning av nya täckskikt. Detta troligen på grund av ett antagande att betongen var skadad av frostangrepp. Eftersom det uppstod sprickor i reparationsbetongen och pågjutningen visade dålig vidhäftning bestämde man sig för en mer noggrann undersökning av betongen. Den nya undersökningen bestod av platsbesök av erfaren betongkonsult som kunde konstatera att det sannolikt rör sig om ASR. Åtta betongprover i form av borrhämnar togs ut i olika delar av brobågarna och skickades för analys på laboratorium.

Analysen av betongen bestod av okulär granskning av borrhämnarna, strukturanalys av betongen från tre prover i planslip och tunnslip samt petrografisk analys av betongens ballast och bestämning av halten av alkalireaktiva ballastkomponenter.

Okulär granskning av borrhämnarna visade på att sprickbildning har inträffat i ballastkorn som består av sedimentära bergarter. Strukturanalys av betongen i planslip och tunnslip visade att kraftig ASR har skett i ballast som består av sandsten och gråvacka. Reaktionen har orsakat hög mikrosprickfrekvens i betongen med sprickbredder upp till 0,6 mm. Via petrografisk analys av ballasten uppskattades halten av alkalireaktiva bergarter till ca 40 % av ballasten. Eftersom betongen innehåller en hög halt av alkalireaktiv ballast och denna bedömdes inte vara förbrukad kommer ASR att fortsätta så länge relativa fuktigheten i betongen är >75 %. På sikt kommer sprickbildning ske även i eventuella lagningar och förstärkningar gjutna direkt mot betongen i brobågarna. Eftersom brobågarna var redan skadade av kraftig ASR och

tidigare reparationsförsöken inte lyckades bedömdes det bästa alternativet vara att ersätta bron.

Kommentarer

Betongen i brobågarna visade kraftig sprickbildning. Eftersom man inte har gjort någon strukturanalys av betongen visste man inte att sprickor fanns över bågarnas hela tjocklek. Man gjorde ett icke fungerande och därför onödigt försök att reparera skadad betong. Under vattenbilningen av bågarna visade det sig att betongen var i dåligt skick och man nådde ingen bra yta att gjuta på. Det var först i detta skedde som man valde att göra en strukturundersökning av betongen från bron.

Efter en enkel utredning som bestod av strukturanalys av betongen i tunnslip (avsnitt 3.1.3.4) och petrografisk analys av ballast (avsnitt 3.1.3.5) kunde man konstatera att kraftig ASR har inträffat i betongen och att reaktionen kommer att fortsätta orsaka sprickor. Detta ledde till beslutet att ersätta bron.

3.3.3.14 Hus – Uppland

Denna huskonstruktion innebär att pelare är exponerade mot utomhusmiljö, utan tak. Pelarna är prefabricerade och innehåller förspänd armering. Bjälklagen vilar på integrerade klackar som står ut från pelarna. Även klackarna saknar skydd från regn. Krackeleringsmönster observerades på en del av pelarytor (**Figur 3.34**).

Steg 1

Första steget i utredningen bestod av okulär granskning på plats av sprickor på pelarna och provtagning av ett litet antal prover för fönsterundersökning. Strukturanalys av betongen i tunnslip visade på att ASR har inträffat i betongen (**Figur 3.35**).

Steg 2

Kartering av sprickor gjordes på pelare i flera hus i området. Flera hus med samma konstruktion byggdes i perioder som sammanlagt sträcker sig från 1970-talet till 2000-talet. Kraftigast krackelering har observerats i de äldsta husen. Pelare i husen från 2000-talet uppvisade inga skador. Sprickbildningen var starkast i pelarnas övre del, närmast toppen. Sprickorna på pelares övre horisontella ytor hade bredder upp till >1 mm.

Strukturanalys av betong i tunnslip (avsnitt 3.1.3.4) och petrografisk analys av betongens ballast (avsnitt 3.1.3.5) gjordes av ett större antal prover tagna från pelare i ett flertal hus med olika ålder. Prover bestod av borrkärnor med diameter 100 mm. Man gjorde också kemisk analys med EDS/SEM (avsnitt 3.1.3.7) av cementpasta från pelare tillverkade under 80- och 90-talen. Analysen visade $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ på ca 1 vikt-%. Cementsorten använt i pelarna bedömdes vara SH cement.

Steg 3

Ytterligare fler prover togs från ett urval av pelare tillverkade under 70-, 90- och 00-talen. Undersökningen visade att betongen från olika perioder innehåller olika halter av alkalireaktiv ballast med en minskande halt mot 2000-talet. Detta har sannolikt att göra med mer säkra petrografiska analysmetoder för ballast som förbättrades under motsvarande tidsperiod.

Kraftig ASR har inträffat i pelare från 70- och 80-talet. Betongen innehåller alkalireaktiva bergarter sandsten/gråvacka, tektoniserad metagråvacka samt tektoniserad gnejs. Ballasten från 70- och 80-talet bedömdes innehålla upp till ca 50 % alkalireaktiva bergarter. Halterna är betydligt lägre (<2 % av ballasten) i betong från och med mitten av 90-talet då ballasten började kontrolleras i laboratorium enligt en standardiserad metod. Ingen sprickbildning har observerats i pelare tillverkade efter år 1992.

På basis av petrografisk analys av ballasten i ett flertal pelare bedömde man att ballastens reaktionspotential inte är förbrukad och att expansiv ASR kommer sannolikt att fortsätta i betongen om dess relativa fuktighet inte sjunker under 80 %.

Reparationer och åtgärder:

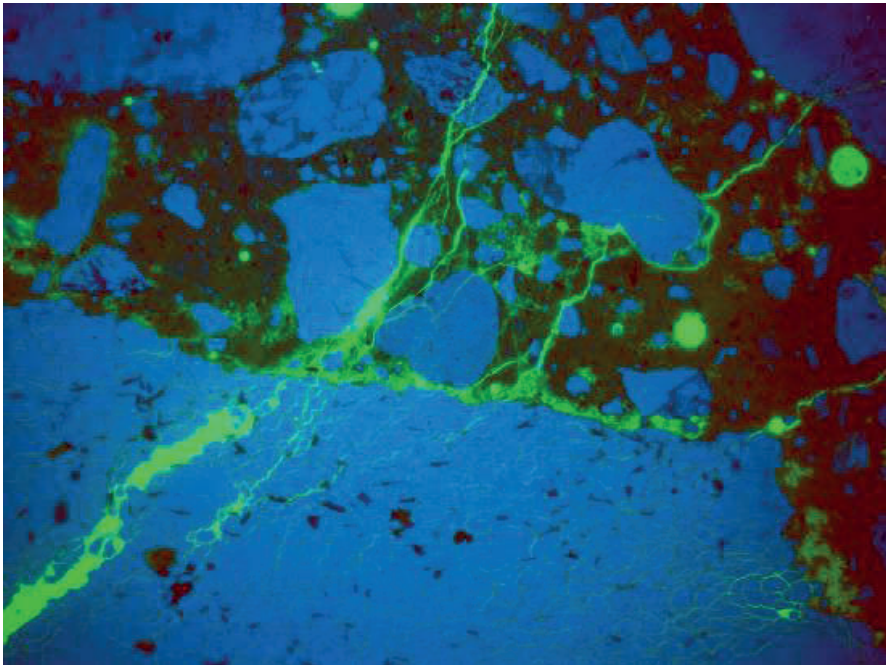
Eftersom en del pelarklackar som balkarna till bjälklagen vilar på uppvisade sprickor i pelarnas övre del och en betydande försämring av bärrigheten kunde därför inte uteslutas förstärktes huskonstruktionen med en temporär stämpling av bjälklagen innan klackarna kunde undersökas närmare med utborrade prover.

Samtliga pelare torkades i regnskyddad miljö (klimattält) med hjälp av fläktar. När RF i betongen nådde <60 % behandlades betongytorna hos pelarna och balkändarna med vattenavvisande silanbaserat impregneringsmedel. Av tekniska och estetiska skäl valdes bort en lösning med klimatskal på pelarna. Genom att sänka RF i betongen vill man bromsa utvecklingen av expansiv ASR och på så sätt förlänga pelarnas livslängd.

Strukturanalys av betongen i planslip och tunnslip genomfördes och för en del pelarklackar gjorde man bedömning att dessa ska förstärkas. Detta gällde främst de äldsta pelarna som är tillverkade under 70-talet och i pelarnas övre, mest fuktutsatta delar. Skadade pelarklackar reparerades genom att sprucken betong bilades bort och ersattes med ny betong. Ytor på de nygjutna pelarklackdelarna impregnerades också med silanbaserat impregneringsmedel. Grova sprickor i pelares övre delar spacklades över med cementbruk. Skyddande plåttak monterades på pelarnas överdel för att skydda de horisontella betongytorna från regn och liggande snö samt för att utgöra en droppnäsa för pelarnas ytor i övrigt. Plåttak sattes även över pelarklackar och balkar på husets övre våningar.



Figur 3.34 ASR-sprickor på en husbyggnads pelare. Pelaren bär upp spännarmerade balkar i huskroppen. På horisontella ytor har betongen skyddats från fukt med plåtbläggningar.



Figur 3.35 Foto av ASR-skadad betong. Bilden är tagen i tunnslip, UV ljus. Området i bilden är 7 mm brett. Sprickor och håligheter (grönt) syns i både ballast (blått) och cementpasta (svart).

REFERENSER

Artiklar och rapporter

- Appelquist, K., Trägårdh, J., Göransson, M. & Döse, M. (2014): Alkalisilica-reactivity of Swedish aggregates used for concrete, Proceedings of Nordic Baltic Seminar, Riga, Latvia, 2014.
- Appelquist, K., Mueller, U. & Trägårdh, J. (2017): Detection of potential alkali-silica reactivity of aggregate from Sweden, 16th Euroseminar on Microscopy of Building Materials, EM-ABM, Les Diablerets, Switzerland, May 14-17, pp 23-26.
- Beijer O (1979), "Svåra skador på porbetong i havsvatten". Nordisk Betong nr 4, 1979.
- Bérubé, M.-A. & Fournier, B. (1993) Canadian Experience with testing for alkali-aggregate reactivity in concrete, Cement and Concrete Composites, Vol. 15, Issues 1-2, pp 27-47, 1993.
- Binal, A. (2008): The determination of gel swelling pressure of reactive aggregates by AS-GPM device and a new reactive-innocuous aggregate decision chart. Construction and Building Materials, Elsevier 2008, vol. 22, pp 1-13.
- Bleszynski, R., Hooton, R.D., Thomas, M.D.A. & Rogers, C.A. (2002), Durability of ternary blend concrete with silica fume and blast-furnace slag: Laboratory and outdoor exposure site studies, ACI Materials Journal, Sept.-Oct., 2002
- Blight, G.E. & Alexander, M.G. (2011): Alkali-Aggregate Reaction and Structural Damage to Concrete – Engineering assessment, repair and management. London: CRC press (Taylor and Francis group).
- Bourdot, A., Thiéry, V., Bulteel, D. & Hammerschlag, J-G. (2016), Construction and Building Materials 112, pp 556-569, 2016
- Bredsdorf, P., Idorn, G.M., Kjaer, A., Plum, N.M. & Poulsen, E. (1962): Chemical reactions involving aggregate. Proceedings of the 4th International symposium of the chemistry of cement, 1960. National Bureau of Standards, Monograph 43, Vol. II, Washington DC, 1962.
- Byfors, K. (1987): Influence of silica fume and fly ash on the chloride diffusion and pH values in cement paste, Cement and concrete Research, Vol. 17, pp 115-130, 1987
- Charlwood, R., Berra, M. & Amberg, F. (2019): Management of expansive chemical reactions in concrete dams & hydroelectric projects. ICOLD Bulletin – draft 2019-03-17.
- Chen, C.H. & Yan, W.-C., (2013) Mitigating of alkali-silica reaction in mortar with limestone addition and carbonation, Third International conference on sustainable Materials and Technologies, Kyoto, Japan, 2013
- Chen, W. & Brouwers, H.J.H. (2010), Alkali binding in hydrated Portland cement paste, Cement and Concrete Research 40, pp 716-722, 2010
- CONTECVET (2001): A Validated users manual for assessing the residual service life of concrete structures, Manual for assessing concrete structures affected by ASR, EC innovation programme IN309021. Pp 1-95.
- Dunant, C. F., & Scrivener, K. L. (2012). Effects of uniaxial stress on alkali-silica reaction induced expansion of concrete. Cement and Concrete Research (42), 567-576.

Ehrenberg, A. (2006): Hüttensand – Ein Leistungsfähiger Baustoff mit Tradition und Zukunft – Teil 1 & 2. Beton-Informationen, No. 4-5, Düsseldorf, 2006.

Fjällberg, L. & Lagerblad, B. (2005): Minbas-rapport nr 2:18, Krossad ballast i betong – kvalitetssäkringsmetoder.

French, W.J. (1980): Reactions between aggregates and cement paste – an interpretation of the pessimum, *Journal of eng. Geol.*, London, 1980 Vol.13, pp 231-247.

Gudmundsson & G., Olafsson, H. (1999) Alkali-silica reactions and silica fume - 20 years of experience on Iceland, *Cement and Concrete Research* 29, pp 1289-1297, 1999

Hagerman, T. & Roosaar, H. (1955): Kismineralens skadeinverkan på betong. *Betong* 40:2, p. 151-161. Stockholm.

Hagerman, T. & Roosaar, H. (1960): Undersökningar av ballast för betong med avseende på risken för alkalikiselsyrareaktioner. *Nordisk Betong* 4:2, 1960.

Haugen, M. (2013): The advantages of using microscopic analyses as part of the assessment of alkali aggregate reactivity. In: *Alkali Aggregate Reactions (AAR) in Concrete. Workshop proceeding from A Nordic – Baltic miniseminar, Riga, Latvia, 21-22 November 2013*, p. 17-26.

Hassanzadeh, M., Åhs, M., (2017) Modellering av betongkonstruktioner skadade av alkalikiselsyrereaktioner. Rapport TVBM-7221, Avdelningen för Byggnadsmaterial, Lunds Tekniska Högskola, Lund.

Hellman, F. (2013): Glimmer i bergmaterial för vägbyggnation En kunskapsöversikt, VTI notat 27–2013.

Hillerborg, A. & Nilsson, L-O. (1979): Skador i Skåne av alkalikiselsyrareaktioner. *Nordisk Betong* 1979:6.

Hooton, R.D. (1990), Influence of silica fume replacement of cement on physical properties and resistance to sulfate attack, freezing and thawing, and alkali silica reactivity, *ACI Materials Journal*, Vol. 90, No 2, pp 143-161, 1990

ICOLD (2013). Selection of materials for concrete in dams. *International Commission on Large Dams*, bulletin nr. 165.

ICOLD (2019). Management of expansive chemical reactions in concrete dams & hydroelectric projects. *International Commission on Large Dams*, bulletin nr. 184, Pre-print.

Idorn, G.M. (1964): Studies of disintegrated concrete, Part III. The Danish National Institute of Building Research and the Academy of Technical Sciences. Progress Report N4, Copenhagen, 1964.

Institution of Structural Engineers (1992): Structural effects of alkali-silica reaction – Technical guidance on the appraisal of existing structures, 11 Upper Belgrave street, London, pp 1-45.

Jensen, V. (2013): Petrographic Analysis for Assessment of AAR in Norway: Precondition, Methods, Reliability and Experiences. In: *Alkali Aggregate Reactions (AAR) in Concrete*.

Workshop proceeding from A Nordic – Baltic miniseminar, Riga, Latvia, 21-22 November 2013, p. 27-40.

Jones, T.N., & Poole, A.B. (1986): Alkali silica reaction in several UK concretes – The effect of temperature and humidity on expansion and the significance of ettringite development, Proceedings of the 7th International Conference on Alkali-aggregate Reaction in Concrete, pp 446-450.

Kollek, J. J., Varma, S. P., Zaris, C. (1986): Measurement of OH- concentration of pore fluids and expansion due to alkali-silica reaction in composite cement mortars. In: 8th Int. Congr. Chem. Cem., Rio de Janeiro, 183-189.

Lagerblad, B. & Trägårdh, J. (1992): Alkalisilikareaktioner i svensk betong. CBI rapport 4:92, Stockholm 1992, pp 1-74.

Lagerblad, B. & Trägårdh, J. (1992): Slowly reacting aggregates in Sweden – Mechanism and conditions for reactivity in concrete. Proceeding of the 9th international Conference on Alkali-aggregate Reaction in Concrete. Vol. II, pp 570-578, June 1992, London, U.K.

Lagerblad, B., Westerholm, M. & Fjällberg, L. (2005): Minbasrapport 2:19, Krossar berg till ballast i betong, område 2,2 framtida betong, delprojekt 2,23: Utnyttjande av alternativa ballast till betong.

Lagerblad, B. & Oettel, W. (2008): MinBas-rapport ”Småskalig provtagning av berg för att kvantifiera lämpligheten för bergkross som betongballast”, MinBas Innovation-Hållbar bergmaterial och mineralförsörjning, WP 2-småskaliga prov-lämplighet till betongtillverkning. CBI Betonginstitutet, 2008

Larbi, J.A., Fraay, A.L.A., Bijen, J.M.J.M (1990): The chemistry of the pore fluid of silica fume blended cement systems, Cement and concrete Research Vol. 20, pp 506-516, 1990

Lenzner, D. & Ludwig, U. (1978): Alkali-aggregate reaction with opaline sandstone from Schleswig- Holstein. Proceedings of the 4th International Conference on the Effects of Alkalies in Cement and Concrete, CE.MAT.1.78, pp-1135, USA.

Lindgård, J., Grell, B., Wigum, J. B., Trägårdh, J., Appelquist, K., Holt, E., Ferreira, M., & Levio, M. (2017): Chapter 7: Nordic Europe in Sims & Poole (ed.) Alkali-Aggregate reaction in Concrete – A world review, CRC press (Taylor & Francis group), 2017. pp 277-320.

Lindgård, J., Thomas, M.D.A., Sellevold, E.J., Pedersen, B., Andic-Cakir, Ö., Justnes, H. & Rønning, T.F. (2013): Alkali-silica reaction (ASR) – Performance testing: Influence of specimen pre-treatment, exposure conditions and prism size on alkali leaching and prism expansion. Cement and Concrete Research, vol. 53, pp 68-90.

Locher, F.W. (2006): Cement principles of production and use. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf.

Model Code (2010): fib Model Code 2010. Bulletins 55 and 56, International Federation for Structural Concrete, Lausanne, Switzerland.

Nelson, F.B. & Struble, L.J. (2006), Assessment of selected mineral admixtures for mitigating alkali silica expansion, Technical note no 30, Center of excellence for airport technology, University of Illinois, 2006

- Nilsson, L-O. & Peterson, O. (1983): Alkali-silica reactions in Scania, Sweden – a moisture problem causing pop-outs in concrete floors. Lund Institute of Technology, Divisions of Building Materials. In Report TVBM-3014, 1983.
- Nordström, E. & Holmgren, J. (2009): Elforsk-rapport 9:74, Sprutbetonghandboken, Reparation, ISSN 1401-5706, pp 63.
- NB Norwegian Concrete Association (2017): Durable concrete with Alkali Reactive Aggregates, no. 21:2017 (revised from 2008).
- Norsk Betongförening (1993): Sprayed concrete for rock support – Technical specification and guidelines, publication nr. 7.
- Oberholster, R.E & Putterill, K.E. (1985): Investigation of different variables that influence the expansion of concrete caused by alkali-aggregate reaction under natural environmental conditions, CSIR Research Report BRR 626, Pretoria, South Africa.
- Petersson, P.-E., (1986) The influence of silica fume on the salt frost resistance of concrete Teknisk rapport SP-Rappm1986:32, Borås
- Pettersson, K. (1992), Effect of silica fume on the alkali-silica expansion of mortar specimens, Cement and concrete Research, vol. 22, pp 15-22, 1992
- Raado, L.-M., Tuisk, T., Rosenberg, M. & Hain T. (2011), Durability behaviour of Portland burnt il shale cement concrete, Oil Shale, Vol 28, No 4, pp 507-515, 2011.
- Rosenqvist, M. (2011): Vägledning för cementinjektering av betongkonstruktioner. Elforsk rapport 11:60.
- Saleh, I. (2016): SBUF-rapport: Sprutbetong och dess egenskaper – erfarenheter från sprutbetonganvändning vid anläggningsbyggande.
- Sanchez, L.F.M., Fournier, B., Jolinb, M. & Duchesne, J. (2015): Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). Cement and Concrete Research 67.
- Saouma, V. (20014): Numerical Modeling of AAR. CRC Press, Taylors & Francis Group, London, UK.
- Schoning, K. (2017). Metodutveckling för regional materialförsörjningsplanering. Rapportering av regeringsuppdrag 2017, 2, Diarie-nr: N2013/4066/FIN, Sveriges Geologiska Undersökning.
- Schäfer, E. (2004): Einfluss der Reaktionen verschiedener Zementbestandteile auf den Alkalihaushalt der Porenlösung des Zementsteins. PhD thesis, Clausthal University of Technology, Clausthal-Zellerfeld, Germany.
- Schäfer, E. & Meng, B. (2001): Influence of cement and additions on the quantity of alkalis available for an alkali-silica reaction. Beton 51 (2001) s. 577-584.
- Shehata, M.H. & Thomas, M.D.A, (2000), The effect of fly ash composition on the expansion of concrete due to alkali silica reaction, Cement and Concrete Research, Vol. 30 (7), pp 1063-1072, 2000

Shehata, M.H. & Thomas, M.D.A, (2002) Use of ternary blends containing silica fume and fly ash to suppress expansion due to alkali-silica reaction in concrete, *Cement and Concrete Research* 32, pp 341-349, 2002

Siebel, E., Bokern, J., & Sylla, H.-M. (2001): Development of new low alkali cements based on cements with granulated blastfurnace slag as main constituent. *Beton* 51 (2001) 12, s. 693-697.

Sims, I. & Poole, A.B (eds.) (2017): *Alkali-Aggregate reaction in Concrete – A World Review*, Sims & Poole editors, CRC Press, Taylor & Francis Group, pp 767. Chapter 1 (Poole A.B.): Introduction, Chemistry and mechanisms.

Stark, J. & Wicht, B (2013) *Dauerhaftigkeit von betong*, Springer Verlag, 2013

Svensk fjärrvärme. (2014). Hämtad 2015-05-08 från <http://www.svenskfjarrvarme.se/Statistik--Pris/Fjarrvarme/Energitillforsel/>.

Thomas, M.D.A., Shehata, M.H., Shashiprakash, S.G, Hopkins, D.S. & Cail, K, (1999) Use of ternary cementitious systems containing silica fume and fly ash in concrete, *Cement and Concrete Research* 29, pp 1207-1204, 1999

Thomas, M., Fournier, B., Folliard, K.J., Ideker, J. & Resendez, Y. (2007): The use of lithium to prevent or mitigate alkali-silica reaction in concrete pavements and structures. Federal highway administration, US department of transportation.

Thomas, M. (2011), The effect of supplementary cementing materials on alkali-silica reaction: A review, *Cement and Concrete Research* 41, pp 1224-1231, 2011

Touma, W.E. (2000) Alkali-silica reaction in portland cement concrete: testing methods and mitigation alternatives, PhD thesis, University of Texas, 2000. Google Scholar

Trägårdh, J. & Lagerblad, B. (1996): Influence of ASR cracking on the frost resistance of concrete – microscope observations, water absorption and freeze-thaw testing. CBI report 1:96. Also in: Shyan, A. (ed.) *Proceedings of the 10th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete*, August 1996, Melbourne, Australia.

Wikells Byggberäkningar AB (2016), Sektionsfakta-NYB 16/17. Teknisk-ekonomisk sammanställning av byggdelar,

Vollpracht, A., Lotenbach, B., Snellings, R. & Haufe, J. (2015): The pore solution of blended cements: a review. *Materials and Structures*, Vol. 49, Issue 8, 2016, pp. 1871-1873.

Wernet, G., Bauer, C., Steubing, B., Reinhard, J., Moreno-Ruiz, E., and Weidema, B. (2016). The ecoinvent database version 3 (part I): overview and methodology, *The International Journal of Life Cycle Assessment*, [online] 21(9), pp.1218–1230.

Westberg Wilde, M., Janz, M, Ekström T. (2016): Sprickors påverkan på betongdammar – ett stöd vid fördjupade inspektioner, Rapport 2019:310, Energiforsk.

Westerholm, M. (2006): Rheology of the mortar phase of concrete with crushed aggregates, Licentiate thesis, Luleå University of technology, Luleå, 2006.

www.betongreparation.se.

Zelikovic, M., (2009), Metakaolin effects on concrete durability, Master Thesis, University of Toronto, Dep. of civil Engineering, 2009

Standarder, metodbeskrivningar och rapporter

AASHTO PP 65: 2010. Standard practice for determining the reactivity of concrete aggregates and selecting appropriate measures for preventing deleterious expansion in new concrete construction, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2010.

AFNOR P18-454: 2004. Concrete - Reactivity of a mix composition regarding to the alkali-aggregate reaction. Performance test. (Béton – Réactivité d'une formule de béton vis-à-vis de l'alcali-réaction. Essai de performance.)

AFNOR P18-542: 2017. Aggregates – Criteria for the classification of natural aggregates for hydraulic concrete regarding the alkali-aggregate reaction. (Granulats – Critères de qualification des granulats naturels pour béton hydraulique vis-à-vis de l'alcali-réaction.)

AFNOR P18-543: 2019. Aggregates – Petrographic study of aggregates regarding the alkali-reaction. (Granulats – Étude pétrographique des granulats appliquée à l'alcali-réaction.)

ASTM C227: 2010 (indragen). Standard Test Method for Potential Alkali Reactivity of Cement-Aggregate Combinations (Mortar-Bar Method).

ASTM C289: 2007 (indragen). Standard Test Method for Potential Alkali-Silica Reactivity of Aggregates (Chemical Method).

ASTM C295: 2012. Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregate for Concrete.

ASTM C441/C441M-17 Standard test method for effectiveness of pozzolans or ground blast-furnace slag in preventing excessive expansion of concrete due to Alkali-silica reaction, ASTM International, 2017

ASTM C856-18a (2018) Standard practice for petrographic examination of hardened concrete, ASTM International

ASTM C1260 -14 (2014) Standard test method for potential alkaline reactivity of aggregates (mortar bar method), ASTM International

ASTM C1293: 2018. Standard Test Method for Determination of Length Change of Concrete due to Alkali Silica Reaction.

ASTM C1567 -13 (2013) Standard test method for determining the potential alkali-silica reactivity of combinations of cementitious materials and aggregate (accelerated mortar bar method), ASTM International

ASTM C1778: 2014. Standard Guide for Reducing the Risk of Deleterious Alkali-Aggregate Reaction in Concrete.

British Cement Association, (BCA): 1992. The diagnosis of alkali-silica reaction.

BRE Digest 330, Part 1, (2004), Alkali-silica reaction in concrete. Background to the guidance note, British Research Establishment

BRE Digest 330, Part 2, (2004), Alkali-silica reaction in concrete. Detailed guidance for new construction, British Research Establishment

ance note, British Research Establishment

- BRE Digest 330, Part 4, (2004), Alkali-silica reaction in concrete, Simplified guidance for new construction using normal reactivity aggregates, British Research Establishment
- BS 812-104: 1994. Testing aggregates, Part 104. Method for qualitative and quantitative petrographic examination of aggregates.
- BS 812-123: 1999. Testing aggregates. Method for determination of alkali-silica reactivity. Concrete prism method.
- BS 8500-2: 2006. Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1, Part 2: Specifications for constituent materials and concrete.
- CBI metod nr 1: 2019. ASR i svensk betong – vägledning för ny och befintlig betong, bilaga F.
- CBI rapport 4:92: 1992. Alkalisilika Reaktionen i Svensk Betong.
- CAN-CSA A23.2: 2014. Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test methods and Standard Practices for Concrete.
- CSA A23.2-14A: 2014. Potential expansivity of aggregates (Procedure for length change due to alkali-aggregate reactions in concrete prisms at 38°C. In: CSA A23.1 - A23.2 (2014). Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test methods and Standard Practices for Concrete.
- CSA A23.2-15A: 2014. Petrographic examination of aggregates. In: CSA A23.1 - A23.2 (2014). Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test methods and Standard Practices for Concrete.
- CSA A23.2-25A: 2014. Test method for detection of alkali-silica reactive aggregate by accelerated expansion of mortar bars. In: CSA A23.1 - A23.2 (2014). Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test methods and Standard Practices for Concrete.
- CSA A23.2-28A: 2014. Standard Practice for laboratory testing to demonstrate the effectiveness of supplementary cementing materials and Lithium-based admixtures to prevent alkali-silica reaction in concrete. In: CSA A23.1 - A23.2 (2014). Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Test methods and Standard Practices for Concrete.
- CSA A864-00: 2000 (ny utgåva 2005). Guide to the evaluation and management of Concrete Structures Affected by Alkali-Aggregate reaction.
- CUR Recommendation 102: 2008. Inspection and assessment of concrete structures in which the presence of ASR is suspected or has been established.
- DAfStb Alkali Guideline: 2013. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Vorbeugende Massnahmen gegen Alkalireaktion in Beton: Alkali-Richtlinie.
- DIN 1164-10:2013-03 (2003) Special cement - Part 10: composition, requirements and conformity for cement with low alkali content, Deutsches Institut für Normung
- DS 405-4: 1998. Prøvningsmetoder for sand-, grus- og stenmaterialer. Del 4: Indhold af lette korn.

- DS 2426: 2009. Concrete – Materials – Rules for application of EN 206-1 in Denmark. (Beton – Materialer – Regler for anvendelse af EN 206-1 i Danmark.)
- DS/INF 135:2015, Klassifikation vedrørende alkaliindhold of sulfatbestnadhed samt regler for certificering af supplerende krav och overensstemmelsevurdering, Dansk Standard
- JCI-TC115FS: 2014. Committee Report: Technical Committee on Diagnosis of ASR-Affected Structures, Japan.
- LNEC E 415: 1993. Inertes para argamassas e betões – determinação da reactividade potencial com os álcalis. Análise petrográfica.
- NB 21: 2017. Durable Concrete with Alkali Reactiva Aggregates. (Bestandig betong med alkalireaktivt tilslag.)
- NB 32: 2005. Alkali Aggregate Reactions in Concrete. Test Methods and Requirements to Laboratories.
- NBRI-M: 1986. Accelerated mortar-bar method.
- NT BUILD 295: 1985. Sand: Alkali-Silica Reactivity Accelerated Test.
- RILEM AAR-0: 2016. RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS.
- RILEM AAR-1.1: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-1.1 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-Part 1: Petrographic Examination Method, 2016. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 35-60.
- RILEM AAR-2: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-2 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-Accelerated Mortar Bar Test Method for Aggregates. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 61-78.
- RILEM AAR-3: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-3 – Detection of Potential Alkali-Reactivity - 38°C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 79-98
- RILEM AAR-4: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-4 – Detection of Potential Alkali-Reactivity - 60°C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 99-116.
- RILEM AAR-6.1: 2013. Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures. Part 1 – Diagnosis (AAR 6.1). RILEM State-of-the-Art Reports, pp. 91.
- RILEM AAR-6.2: opublicerat manuskript. Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures. Part 2 – Prognosis and Appraisal.

RILEM AAR-7: 2016. RILEM Recommended Specification: AAR-7 – International Specification to Minimise Damage from Alkali Reactions in Concrete. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 131-168.

RILEM AAR-10: opublicerat manuskript. RILEM Recommended Test method: AAR-10 – Determination of binder combinations for non-reactive mix design using concrete prisms - 38°C test method.

RILEM AAR-11: opublicerat manuskript. RILEM Recommended Test method: AAR-11 – Determination of binder combinations for non-reactive mix design or the resistance to alkali-silica reaction of concrete mixes using concrete prisms - 60°C test method

SIS-CEN/TR 16349:2012 Samlade specifikationer för undvikande av skador på grund av Alkalisilikareaktivitet (AKR) i betong

SP metod 1441: 2001. Petrografisk undersökning

SP metod 1666: 1994. Torrbruk – Undersökning av alkalisilikareaktivitet

SS-EN 197-1:2011 Cement - Del 1: Sammansättning och fordringar för ordinära cement

SS-EN 206-1:2013+ A1:2016 Betong - Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse

SS-EN 450-1:2012 flygaska för betong - Del 1: Definition, specifikationer och överensstämmelse

SS-EN 932-1:1997 Ballast - Generella metoder - Del 1: Provtagning

SS-EN 932-2:1999 Ballast - Generella egenskaper - Del 2: Neddelning av prov

SS-EN 932-3:1997 Ballast - Generella egenskaper - Del 3: Petrografisk beskrivning, förenklad metod

SS-EN 943-2:2009+A1:2012 Tillsatsmedel till betong, bruk och injekteringsbruk - Del 2: Tillsatsmedel till betong - Definitioner, krav, överensstämmelse, märkning och etikettering

SS-EN 1504-9:2008 Betongkonstruktioner - Produkter och system för skydd och reparation - Del 9: allmänna principer för val av produkter och system

SS-EN 1990/A1:2005/AC:2010 Eurokod - Gundläggande dimensioneringsregler för bärverk

SS-EN 1992-1-1:2005, Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader

SS-EN 12620+A1:2008 Ballast för betong

SS-EN 13263-1:2005+A1:2009 Silikastoft till betong - Del 1: Definitioner, krav samt kriterier för överensstämmelse

SS-EN ISO 14040:2006 Miljöledning - Livscykelanalys - Principer och struktur

SS-EN 15804:2012+A1:2013. Hållbarhet hos byggnadsverk - Miljödeklarationer - Produktspecifika regler.

SS-EN 15167-1:2006 Mald granulerad masugnsslagg för användning i betong, bruk och injekteringsbruk - Del 1: Definitioner, specifikationer och kriterier för överensstämmelse

SS-EN ISO/IEC 17011:2018 Bedömning av överensstämmelse - Allmänna krav på ackrediteringsorgan som ackrediterar organ för bedömning av överensstämmelse (ISO/IEC SS :2017)

SS 134203:2014 Cement - Sammansättningar och fordringar för ordinära cement med låg alkalihalt (LA).

SS 137003:2015. Betong - Användning av SS-EN 206 i Sverigesprutbetongsprutbetong.

TI-B 51: 1985. Prövningsmetode Sands alkalikiselreaktivitet.

TI-B 52: 1985. Prövningsmetode Petrografisk undersøgelse af sand.

TI-B 75: 1992. Prövningsmetode Kritisk absorption på 10% flint.

TK 84: 1989. Prövningsmetode Kemisk svind.

U.S Department of Transportation: 2013. Methods for Evaluating and Treating ASR-Affected Structures: Results of Field Application and Demonstration Projects, Volume I: Summary of Findings and Recommendations, Volume II: Details of Field Applications and Analysis

U.S Department of Transportation, FHWA-HIF-09-004: 2010. Report on the diagnosis, Prognosis, and Mitigation of Alkali-Silica Reaction in Transportation Structures

FIGURER

Figur 1.1 Exempel på expansionens beroende av mängd alkalier i betongen. Vänster: Finkornig metavulkanit från Sverige efter 140 dygns provning i 50 °C (Lagerblad och Trägårdh, 1992a). Höger: Finkornig metasedimentär bergart från Sydafrika (gråvacka) efter två års provning i 30 °C (Oberholster, 1985).	3
Figur 1.2 Exempel på expansionens beroende av kritisk mängd alkalier i betongen. RILEM AAR-3:2016 efter provning i 38 °C i ett år (RISE CBI Betonginstitutet, ej tidigare publicerad data), RILEM AAR-4:2016 efter provning i 60°C i 20 veckor (Appelquist et al. 2017). Röda streckade linjer representerar gränsvärdena 0,05 % för RILEM AAR-3:2016 och 0,03 % för RILEM AAR-4:2016.	3
Figur 1.3 Expansionens beroende av kritisk mängd vatten i betongen. Från Sims & Poole, 2017.	4
Figur 1.4 Årsmedelvärden för atmosfärens relativa fuktighet (%) i Sverige sommar (vänster) och vinter (mitten) för åren 1961-2001. Till höger årsnederbörden i Sverige 2015. Källa SMHI.	5
Figur 1.5 Kornstorlekens betydelse för expansionen hos en mycket finkornig kataklasit/mylonit från Stockholmsområdet. Siffrorna på staplarna anger mängd kataklasit av total ballastmängd i fraktionen (Lagerblad & Trägårdh, 1992a). Den sammansatta kornkurvan uppnådde expansionen 2 mm/m efter samma provtid. CBI-metod 1 efter 140 dygn.	7
Figur 1.6 Kornstorlekens betydelse för expansionen från två vanligt förekommande långsamt reaktiva metavulkaniska bergarter i Sverige (Lagerblad & Trägårdh, 1992a). Vänster: metavulkanit från Uppland. Höger: kvartsporfyr från Dalarna. Stenfraktionen 8–16 mm utgjorde 55 % av total ballastmängd och 0–8 mm fraktionen 45 %. CBI-metod 1 efter 140 dygn.	7
Figur 1.7 Sambandet mellan mängden snabbreaktiv opal flinta i ballastmaterialet och expansion vid en alkalihalt av 2,1 kg/m ³ betong (data från Bredsdorff et al, 1962). Opal flinta och chert från berggrund med kritkalksten (Skåne – Själland). Störst expansion (pessimum) vid 3,5-4 % reaktivt material. Mängder >10-15 % medför liten expansion. NT Build 295 efter 140 dygn.	8
Figur 1.8 Sambandet mellan mängden långsam- och medelreaktiva bergarter i ballastmaterialet och expansion (data från Lagerblad & Trägårdh, 1992). Störst expansion vid 100 % reaktiv bergart. CBI-metod 1 efter 140 dygn.	9
Figur 1.9 Föreslagen korrektionsfaktor för expansion som funktion av återhållande spänning och armeringsmängd (CONTECVET, 2001).	12
Figur 1.10 Expansion orsakad av ASR i riktning vinkelrätt mot armeringens längdriktning som har lett till delaminering av det täckande betongskiktet och nedsatt vidhäftning mellan armering och betong.	13
Figur 1.11 Karta som visar typområden med alkalireaktiva bergarter i Sverige (Lindgård et al., 2017), med geologiskt kartunderlag från SGU (Stephens et al., 1994). Område A-D beskrivs generellt i avsnitt 1.1.4 och mer ingående i avsnitt 2.2. A: porös flinta och lågmetamorfa sedimentära bergarter – snabb-reaktiva. B: Bergarter med sedimentärt och vulkaniskt ursprung samt kataklasit – medel- och långsamreaktiva. C: Bergarter med vulkaniskt ursprung (finkorniga metavulkaniter och porfyrier) med inslag av kataklasit och mylonit – långsamreaktiva. D: Deformationszoner med finkorniga bergarter (kataklasiter, myloniter, breccia) – långsamreaktiva.	16
Figur 1.12 Karaktäristiskt sprickmönster på bropelare (vänster). Vid kraftigare expansion bildas sprickor längs armeringen (höger).	17
Figur 1.13 Vänster: Sprickmönster på undersida brobalk med vita kalkutfällningar. Höger: Kombination mellan ASR och frost på stöd.	18

Figur 1.14 Regleringsdamm, Dalarna, från 1953. Kraftig sprickbildning med kalutfällningar som orsakats av ballastmaterial bestående av höga halter av röd kvartsporfyr (se bildens förgrund).....	19
Figur 1.15 Regleringsdamm, Dalarna, från 1956 med sprickor kring dammluckans fäste. Finkorniga metasedimentära bergarter var ett betydande inslag i ballastmaterialet.	19
Figur 1.16 Stolpfundament som uppfördes 1975 i fjällkedjan med tydliga ASR-sprickor. Högalkaliskt cement i kombination med metasedimentära bergarter var orsaken till sprickbildningen.	20
Figur 1.17 Vänster: Sprickmönster på pelare vid huskropp uppförd tidigt 70-tal. Höger: Typiskt sprickmönster i den ASR-drabbade konstruktionen. Noterbart är den ökade sprickbildningen på pelarnas regnutsatta övre delar. Kataklasiter och gnejser med mylonitstråk i kombination med högalkaliskt cement.	21
Figur 1.18 Klimatpåverkan för typfallen under produktionsskedet A1-A3 samt utbyte B4... 26	
Figur 1.19 Transportkostnadens andel av ballastproduktens totalpris vid ett visst transportavstånd (Schoning 2017).....	27
Figur 1.20 Betongpris i förhållande till transportavstånd för ballast (vänstar axel) samt klimatpåverkan i förhållande till transportavståndet för ballast (höger axel).	28
Figur 1.21 Provningschema för ballast till betong i omgivningskategori E2 och E3. Schemat bygger på krav uppställda i SS 137003:2015.....	31
Figur 1.22 Accepterad högsta alkalihalt i betong med flygaska, baserat på sammansättningskrav och högsta tillåtna alkalihalt i respektive delmaterial. (LR= lågreaktiv ballast, MR = medelreaktiv ballast, HR=högreaktiv ballast. Ox, anger olika valbara förfaranden, optioner). Data från BS 8500-2:2002, ASHTO PP 65-10:2010 and RILEM AAR:7.1:2016.	42
Figur 1.23 Accepterad högsta alkalihalt i betong med slagg, baserat på sammansättningskrav och högsta tillåtna alkalihalt i respektive delmaterial. (LR= lågreaktiv ballast, MR = medelreaktiv ballast, HR=högreaktiv ballast. Ox, anger olika valbara förfaranden, optioner).	43
Figur 1.24 Tillåten alkalihalt i lågalkaliska slaggcement beroende på slagghalt. Data från SS 134203:2014 och DIN 1164-10:2010.	44
Figur 2.1 Inverkan av portlandcements alkaliinnehåll på expansion hos cementbruk enligt ASTM C 227 (Bérubé & Fournier, 1993).....	54
Figur 2.2 Inverkan av betongens totala alkaliinnehåll, $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$, på expansion orsakad av alkalisilikareaktion (Shehata & Thomas, 2000).	55
Figur 2.3 Principiellt samband mellan expansion orsakad av alkalisilikareaktion i betong och andel alternatativa bindemedel (SCM) som flygaska (Thomas, 2011).	56
Figur 2.4 Inverkan av alkali och kalciuminnehåll hos flygaskor på expansionen med alkalireaktiv ballast efter 2 år (Thomas, 2011).	57
Figur 2.5 Inverkan av mängd flygaska på lösta alkalier över tid. (Schäfer & Meng, 2004) ...	57
Figur 2.6 Exempel på inverkan på OH ⁻ koncentrationen jämfört med teoretisk koncentration vid ren utspädning, uppmätt vid 180 dygn för vbt = 0,50; (Kollek et al., 1986).	59
Figur 2.7 Exempel på inverkan på OH ⁻ koncentrationen; Vollpracht m.fl. (2016).....	59
Figur 2.8 Beräknad effektiv alkalitet för slagg med $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$ av 1,0 % enligt ekvation 2-1....	60
Figur 2.9 Inverkan av slagginblandning på expansion, från (Thomas, 2013).....	61
Figur 2.10 Inverkan av alternativa bindemedel på expansion, från (Stark & Wicht (2013) ...	61
Figur 2.11 Silikastofts påverkan på alkaliteten i porvattnet hos pasta. Från (Shehata & Thomas, 2002).....	63
Figur 2.12 ASR-expansion mätt med ASTM C 618 för blandningar med olika halter silikastoft.	63

Figur 2.13 ASR-expansion för blandningar med och utan 10 % metakaolin och silikastoft mätt med ASTM C 1567 (från (Nelson & Struble, 2006).....	64
Figur 2.14 ASR-expansion hos betong med kalkstensballast (vänster) och ballast som innehåller flinta (höger), vid 38 °C med 0, 17 % och 30 % bränd skiffer. Från Bourdot et al., 2016.	65
Figur 2.15 ASR-expansion mätt med ASTM C1260 hos blandningar med olika halt kalkstensfiller. Från Chen & Yang, 2013.....	66
Figur 2.16 OH-koncentration i porlösningen med tiden med kombinationer av alternativa bindemedel (Bleszynski, et al., 1999).	67
Figur 2.17 Expansion hos blandningar med silikarik flygaska och silikastoft (Medheta & Thomas, 2000).....	68
Figur 2.18 Lösta alkalier i porlösningen från portlandcement med olika ekvivalenta alkalihalter efter 28 dygn med vct 0,5 (Schäfer & Meng, 2004).	69
Figur 2.19 Inverkan av slagg, flygaska och silikastoft på den lösta alkalihalten i betong efter 28 respektive 365 dygn.	70
Figur 3.1 Flödesschema tillståndskontroll ASR-skadade konstruktioner.	80
Figur 3.2 Av ASR kraftigt uppsprucken pelare med krackelerat sprickmönster. Pelaren har mycket liten armeringsmängd vilket medför att grova sprickor kan slå upp.	82
Figur 3.3 Betongfasad med små utspjälkningar, pop-outs.	83
Figur 3.4 Utspjälkningar ("pop-outs") orsakade av ASR i golv.	83
Figur 3.5 Fem parallella referenslinjer i två riktningar med korsande sprickor markerade	87
Figur 3.6 Undersökningar av ASR med olika stor omfattning.....	89
Figur 3.7 Exempel på sprickgivare (här Geokon 4400). I detta fall mäts deformationer i samtliga X, Y och Z-led. Från Westberg Wilde et al., 2016.....	93
Figur 3.8 Indikativ resterande livslängd för olika utslag av tillståndskontroll genom bestämning av SISD index, (CONTECVET, 2001).....	99
Figur 3.9 Utformningsklasser för armering i väggar och plattor, (CONTECVET, 2001). ...	101
Figur 3.10 Utformningsklasser för armering i pelare, (CONTECVET, 2001).	101
Figur 3.11 Schematisk uppställning för vadersågning av betong.	105
Figur 3.12 (a) Hydrofoberande impregnering. (b) Impregnering. (c) Ytbeläggning	107
Figur 3.13 Försegling av uppströmssidan av damm med ytbeläggning.	107
Figur 3.14 Försegling av grova sprickor med remsor av tätande material på betongdamm av massiv typ.....	108
Figur 3.15 Montage av isoleringsvägg för att minska temperaturrörelser på lamelldamm. .	109
Figur 3.16 Förberedelser för injektering av spricka med epoxi.	110
Figur 3.17 Förstärkning i böjning med kolfiberkomposit. Laminat (vänster) och stavar (höger). Bild från Täljsten, 2016.....	112
Figur 3.18 Utskovstorn i en vattenkraftanläggning.....	114
Figur 3.19 ASR-skadad betong i en vattenkraftanläggnings utskovstorn.	114
Figur 3.20 Borrkärnor från skadat utskovstorn, med sprickbildning kring och genom ballastkorn.	115
Figur 3.21 Borrkärna som visar större sten med spricka rakt igenom ballastkornet.....	115
Figur 3.22 Sprickbildning med utfällningar. Utveckling från 2011 till 2018.	122
Figur 3.23 Vänster: Reparation av ASR-skadad betong på 90-talet. Höger: Nya skador på 2010-talet.....	123
Figur 3.24 Betongprov taget från konstruktionen. Ballastkorn är spruckna p.g.a. ASR.....	124
Figur 3.25 a) Översikt utskovsdamm. b) Sprickor i utskovspelare.	125
Figur 3.26 a) Översikt av spruckna strålklyvare. b) Detalj från sprickbildning i strålklyvare.	126

Figur 3.27 Planslip på prov från en valvdamms uppströmssida, där betongytan mot vattensidan ses till vänster i bilden.....	129
Figur 3.28 Kantbalkens sida.....	133
Figur 3.29 Mittbalkens övre yta.....	133
Figur 3.30 Sprickor i betongen orsakade av ASR. Bilder är tagna i tunnslip, i genomfallande UV ljus (till vänster) och polariserat ljus. Område i bilden till vänster är 7 mm brett. Område i bilden till höger är 3 mm brett. Pilen markerar en spricka fylld med alkalisilikagel.....	133
Figur 3.31 Krackeleringsmönster på pelarstöd.....	135
Figur 3.32 Brobana över kraftstation, med kraftig sprickbildning orsakad av en kombination av ASR och frost.....	136
Figur 3.33 Borrkärna tagen från konstruktionen. Mot betongens utsida syns kraftig sprickbildning i betongens täckskikt. Ett armeringsjärn syns i borrkärnans nederkant, där de sammanhängande sprickorna slutar.....	137
Figur 3.34 ASR-sprickor på en husbyggnads pelare. Pelaren bär upp spännarmerade balkar i huskroppen. På horisontella ytor har betongen skyddats från fukt med plåtbeläggningar. ...	141
Figur 3.35 Foto av ASR-skadad betong. Bilden är tagen i tunnslip, UV ljus. Området i bilden är 7 mm brett. Sprickor och håligheter (grönt) syns i både ballast (blått) och cementpasta (svart).....	141

TABELLER

Tabell 1.1 Procentuell hållfasthet av ursprungsvärdet efter 28 dygn med olika storlek på den fria expansionen (Institution of Structural Engineers, 1992).	11
Tabell 1.2 Geltryck och reaktionshastighet uppmätt från bruksprover med några olika bergarter som utvecklade ASR i 1 M NaOH, 80 °C (Binal, 2008). Klassificering av RISE CBI Betonginstitutet (för definition se avsnitt V ovan).	11
Tabell 1.3 Årsmedelvärden från natrium- och kaliumanalyser (vikt-% oxid) för några representativa cementtyper som huvudsakligen använts i Sverige. Data från Cementa AB avrundat till första decimalen.	15
Tabell 1.4 Betongsammansättning för respektive konstruktionstyp / praktikfall.	23
Tabell 1.5 Livslängdsklass för respektive konstruktionstyp. Avser dimensionerande livslängdsklass med teknisk livslängd i år enligt Trafikverket inom parentes; samt livslängd i de fall konstruktionen är drabbad av ASR.	23
Tabell 1.6 Transportavstånd och transportslag för de material som ingår i den funktionella enheten	23
Tabell 1.7 Livscykelkedan enligt SS-EN 15804:2012+A1:2013.	24
Tabell 1.8 Referens för livscykeldata.	25
Tabell 1.9 Klimatpåverkan hos den funktionella enhetens ingående material	25
Tabell 1.10 Pris för ingående material.	27
Tabell 1.11 Sammanfattning av Standarder / Riktlinjer för ASR.	36
Tabell 1.12 Likvärdiga ballastprovningmetoder avseende ASR.	37
Tabell 1.13 Internationella gränsvärden för ballastprovning.	39
Tabell 1.14 Sammanställning av manualer/riktlinjer avseende åtgärder mot ASR i befintliga konstruktioner.	46
Tabell 2.1 Sammanställning av funktionsprovningar som används internationellt.	77
Tabell 3.1 Indata, arbetsmoment och resultat vid olika tillståndskontrollhändelser.	81
Tabell 3.2 Kvarvarande tryckhållfasthet (CONTECVET, 2001).	88
Tabell 3.3 Minsta antal/storlek hos betongprover för provningar och analyser. Observera att flera analyser kan göras på en och samma borrhärna.	92
Tabell 3.4 SISD utvärdering av konstruktionselement vid fri expansion, (CONTECVET, 2001).	97
Tabell 3.5 SISD utvärdering av konstruktionselement vid återhållen expansion, (CONTECVET, 2001).	98
Tabell 3.6 Beslut om nästa steg, (CONTECVET, 2001).	98
Tabell 3.7 Kriterier som bör minst beaktas, (CONTECVET, 2001).	98

BILAGA A – REKOMMENDATIONER FÖR UNDVIKANDE AV ASR I BETONG

Denna bilaga beskriver (A1) **processen för godkännande av ballast i betong** med hänsyn till risk för alkalisilikareaktioner (ASR) i betong – både avseende generella råd för kontroll och undvikande av alkalireaktiv ballast och mer specifikt rekommendationer av metoder för inledande och fortlöpande provning, provtagning, provningsfrekvens, samt gränsvärden för att ballast ska definieras som oskadlig; (A2) **kriterier för användning av alkalireaktiv ballast i betong**, där gränsvärden och villkor anges med hänsyn till omgivningskategori (miljö), typ av ballast och provningsmetod; och (A3) **särskilda kriterier för när alkalireaktiv ballast inte bör användas** i betong.

Rekommendationerna avser säkring av betongkonstruktioner mot framtida skador till följd av ASR och gäller för betong som ska användas i Sverige. För importerad ballast ska även de regler som gäller i ballastens ursprungsland beaktas. Rekommendationerna gäller för konstruktioner med en avsedd livslängd på mer än 25 år (för permanenta, icke provisoriska konstruktioner).

A1. GODKÄNNANDE AV BALLAST I BETONG

A1.1. Generellt

Ballast bör alltid behandlas som potentiellt alkalireaktiv till dess provning bevisat motsatsen. SS-EN 12620+A1:2008 anger minsta provningsfrekvens för Alkalisilika-reaktivitet till ”När så krävs och i tveksamma fall”, samt i paragraf 7.2 a) att en första typprovning ska utföras då ”ballast med nytt ursprung ska användas”. Därför är rekommendationen att nya bergartstyper i en täkt alltid bör provas innan de används i produktion. Laboratorieprovet ska också härröra från ett samlingsprov representativt för partiet det avser. För att säkerställa att partiet är producerat under konstanta förhållanden är det nödvändigt att tillverkaren har god kännedom om råvaran i brytområdet. För egenkontroll rekommenderas en berggrundskartering av täkten, se avsnitt A1.2.

För användning av entreprenadberg som ballast till betong rekommenderas en berggrundskartering av den tänkta väg/järnvägssträckningen eller av respektive entreprenadområde. Detta bör göras redan under tillståndsprocessen (järnvägsplan eller vägplan för infrastrukturprojekt, detaljplan för större byggnader eller bearbetningskoncession för gruvprojekt). Karteringen bör omfatta de egenskaper som beskrivs i avsnitt A1.2. Ett provtagningsprogram bör sedan tas fram där representativa bergarter provas separat. Kartering och provtagningen tjänar som underlag till en massbalansberäkning som tar hänsyn till vad de utsprängda massorna kan användas till. En förundersökning kan göras avseende MicroDeval och Los Angeles-tal, vilka kategoriserar berget i bergtyp 1–3 enligt AMA 17, Tabell AMA CE/1. Ballast som krossats av bergtyp 3 har generellt så pass höga glimmerhalter att finfraktionen endast bör användas med försiktighet i betong. Detta eftersom höga glimmerhalter i finfraktionen orsakar ofördelaktiga reologiska egenskaper i den färska betongen (Westerholm et al. 2006, 2008). I de fall berget inte uppvisar uppenbara risker för ASR provas bergtyp 1 och 2 med kvalitativ petrografi (bilaga B) för en indikation om ballastens beskaffenhet avseende ASR. En svårighet som man bör vara uppmärksam på med denna typ av kvalitetskontroll är kruset att erhålla representativa prover längs en väglinje där bergets kvalitet kan ändras flera gånger och snabbt. Identifieringen av vittrings- och förskiffringszoner är särskild viktig, då man kan sortera bort sämre bergkvaliteter direkt utan att dessa blandas med homogent berg. Provtagning av entreprenadberg ska ske från processat material i upplag. Detta kan således endast göras i byggskedet, enligt det förfarande som beskrivs i avsnitt A1.6. Rekommendationen är därför att bergarter som

indikerats vara oskadliga i betong, behandlas som separata produkter som läggs i separata upplagshögar för vidare provning.

A1.2 Berggrundskartering

Krav på kännedom om råmaterialet kan delvis tillgodoses genom att producenten kartlägger bergartsfördelningen i brytområdet.

Bergartfördelningen beskriver hur bergarterna i brytområdet fördelar sig på ytan eller i en bergvolym. Hur bergarterna fördelar sig på ytan kan erhållas genom en ytkartering. För att erhålla tillförlitlig information om fördelningen av bergarter i bergvolymen kan ytkarteringen kompletteras med en (eller flera) kärnkartering(ar). Val av metod bör baseras på risken given av produktens avsedda användning och de geologiska förutsättningarna. Identifieras flera bergarter varav en eller flera bergarter anses som riskbergarter bör bergartfördelningen noggrant kartläggas. Även heterogeniteten i bergmassan bör beskrivas. Val av metod för kartering bör utföras i samråd med geolog.

Karteringen bör dock omfatta identifiering av förekommande bergarter med uppenbara risker för alkalisilikareaktivitet, som t.ex.:

- Krosszoner/skjuvzoner, där bergarterna/bergmassorna vittrat eller omvandlats genom dynamisk rörelse och mycket finkorniga bergmassor är slutprodukten (kataklasit/mylonit/breccia)
- Kvartsrika, finkorniga bergarter (vulkaniska och sedimentära bergarter)
- Porfyriska bergarter, där grundmassan har en mineralkornstorlek som inte är urskiljbar, men strökorn ofta är 0,5–4 mm.

Fler potentiellt alkalireaktiva bergarter beskrivs i bilaga C.

Identifierade riskbergarter bör bedömas separat genom provning enligt samma förfaringsätt som vid tillverkningskontroll. Laboratieprov kan erhållas från representativa sektioner från borrhävar eller från fast berg. Bergart eller aktuell blandning av bergarter ingående i produkten ska vara bedömd avseende alkalisilikareaktivitet innan utleverans. Detta ställer krav på att tillverkaren har god kännedom om bergartsfördelningen för att effektivt planera brytningen och hantera variationer. Därför bör karteringen minst omfatta brytfronten. Karteringen utförs av en geolog/geovetare med erfarenhet av berggrundskartering.

A1.3 Inledande provning

Inledningsvis utförs en kvantitativ petrografisk analys (RILEM AAR-1.1:2016) tillsammans med en accelererad bruksprismeprovning. RILEM AAR-1.1 utförs i mikroskop, genom punkträkning av tunnslip. För att få ett tillförlitligt statistiskt underlag bör 1000 punkter för fraktionen 0,063–2 mm och 1000 punkter fördelat på två tunnslip för fraktionen 2-4 mm räknas. Ballast som enbart innehåller grova fraktioner krossas ner och analysen utförs i mikroskop genom att 1000 punkter fördelat på två tunnslip för fraktionen 2-4 mm räknas.

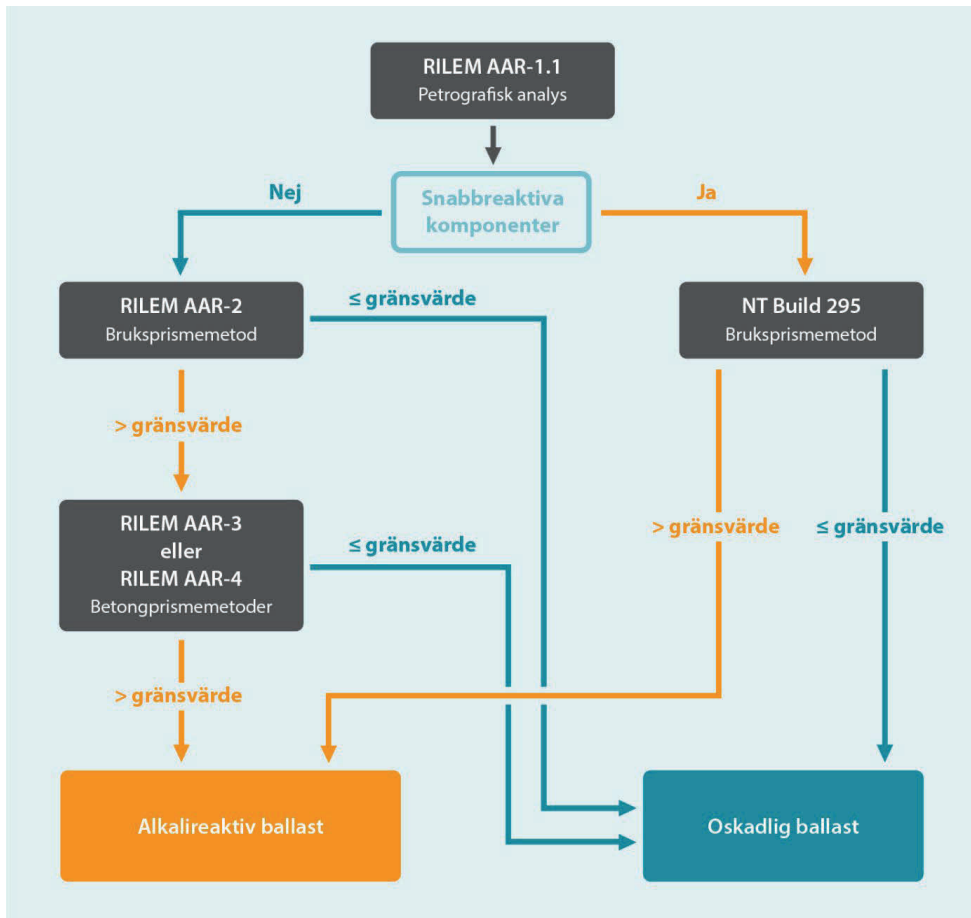
En accelererad bruksprismeprovning utförs samtidigt för klassificering av ballasten samt för fastställande av frekvens för den fortlöpande provningen. Val av metod bestäms utifrån resultat från RILEM AAR-1.1:

- Vid förekomst av snabbreaktiva komponenter utförs provning enligt NT BUILD 295:1985.

- Vid förekomst av medel eller långsamreaktiva komponenter utförs provning enligt RILEM AAR-2:2016. Provningsen utförs i 14 eller 28 dygn med 40 x 40 x 160 mm prismor.

Utifrån RILEM AAR-1 och RILEM AAR-2 klassificeras ballasten som oskadlig, snabb-, medel eller långsamreaktiv.

Om ballastens inte kan bedömas som oskadlig genom den inledande provningen, kan en kompletterande utvärdering utföras med RILEM AAR-3:2016 eller RILEM AAR-4:2016. RILEM AAR-3 och RILEM AAR-4 är expansionsprovningar vilka utförs på betongprismor. RILEM AAR-3 är en 1-årsprovning vilken utförs i 38 °C, medan RILEM AAR-4 utförs med samma recept och betongprismestorlek som RILEM AAR-3, men i 60 °C och endast under 15 veckor. RILEM AAR-3 anges här och i RILEM AAR-0 som referensprovning, vilket innebär att resultaten från denna provning övertrumfar resultat från andra ASR-provningar. Principen redovisas i Figur A.1.



Figur A.1. Principskiss för inledande provningar. Gränsvärden anges i tabell A.1 och avsnitt A1.8.

A1.4 Fortlöpande provningar

Vid fortlöpande provningar utförs *Kvalitativ petrografi*, för en icke-kvantitativ klassificering av ballasten. Metoden används för en uppskattning av halten alkalireaktiva komponenter och typ av alkalireaktiv ballast. Metoden beskrivs utförligt i bilaga B. Samtidigt utförs en accelererad bruksprismeprovning (RILEM AAR-2:2016 alternativt NT BUILD 295:1985) för en kvantitativ analys av ballasten.

Utifrån metod 1) Kvalitativ petrografi och 2) accelererad bruksprismeprovning (RILEM AAR-2 eller NT BUILD 295) klassificeras ballasten som oskadlig, snabb-, medel- eller långsamreaktiv. Expansionsprovningen avgör om någon förändring skett i jämförelse med den inledande provningen. Om resultaten från expansionsprovningen skiljer sig mer än 40% av gränsvärdet sedan föregående provning, anses en väsentlig förändring ha skett och en ny inledande provning bör göras.

Om ballasten inte kan bedömas som oskadlig utifrån den kombinerade kvalitativa ASR-petrografen och den accelererande bruksprismeprovningen, kan en kompletterande utvärdering med betongprismeprovning RILEM AAR-3:2016 eller RILEM AAR-4:2016 utföras. RILEM AAR-3:2016 anges som referensprovning, vilket innebär att resultaten från denna provning övertrumfar resultat från andra ASR-provningar.

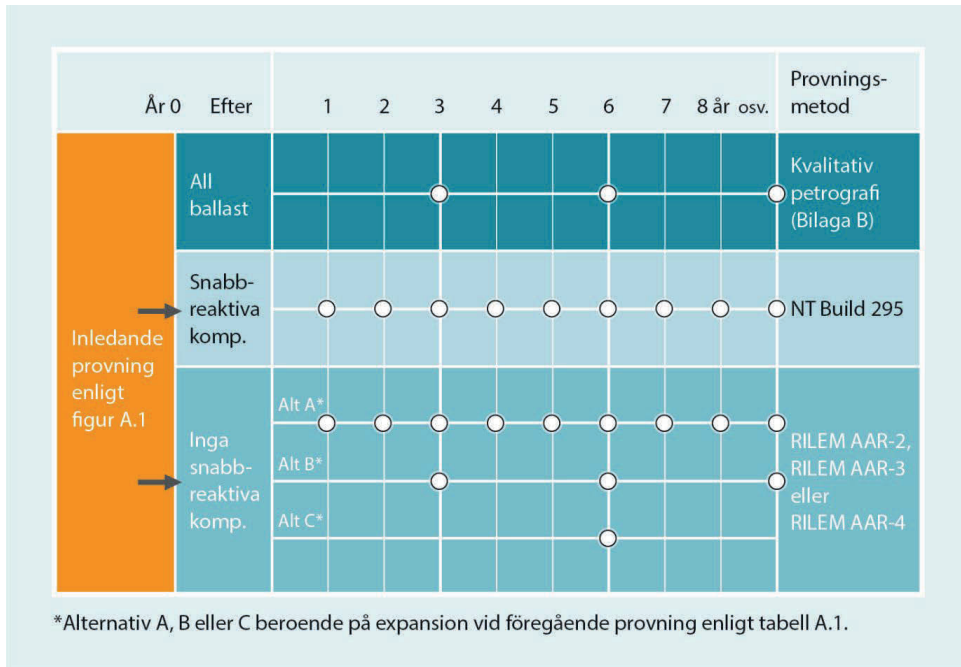
Tabell A.1. Provningsfrekvens baserad på resultat från föregående expansionsprovning.

	Expansion vid föregående provning			Gränsvärde för oskadlig ballast
	Alt. C	Alt. B	Alt. A	
RILEM AAR-2* efter 28 d	≤0,10 % var 6:e år	≤0,20 % var 3:e år	>0,20 % varje år	≤0,25 %
RILEM AAR-2* efter 14 d	≤0,03 % var 6:e år	≤0,06 % var 3:e år	>0,06 % varje år	≤0,08 %
RILEM AAR-3* efter 1 år	≤0,020 % var 6:e år	≤0,030 % var 3:e år	>0,030 % varje år	≤0,040 %
RILEM AAR-4* efter 20 v	≤0,015 % var 6:e år	≤0,025 % var 3:e år	>0,025 % varje år	≤0,030 %
NT BUILD 295 efter 20 v	Vid förekomst av snabb-reaktiva komponenter rekommenderas expansionsprovning varje år			≤0,10 %

*Används för ballast som enbart innehåller medel- och långsamt alkalireaktiva komponenter.

A1.5 Provningsfrekvens

Då man går in i en ny bergart/krosszon/tektonisk domän eller om en väsentlig förändring skett i tåkten, ska en ny inledande provning utföras. Provningsfrekvensen på den fortlöpande provningen baseras på resultat från föregående expansionsprovning (NT BUILD 295, RILEM AAR-2, AAR-3 eller AAR-4) och är 1 per 1–6 år enligt Tabell och Figur 2.



Figur A.2. Schematisk framställning av frekvenser och provningsmetoder för fortlöpande provningar.

Om producerad (alt. levererad) mängd överskrider 500 000 ton innan respektive tidsintervall passerat ska en ny kvalitativ ASR-petrografi utföras, för att säkerställa att materialegenskaperna inte nämnvärt förändrats (dock max 1/år).

A1.6 Provtagning, krossning och neddelning

Provtagning utförs av oberoende provtagare, från processat material med provtagning enligt EN 932-1:1997. Provmängden bör även följa angivelser i RILEM AAR-1.1:2016. Samlingsprovet neddelas enligt EN 932-2:1999 eller likvärdig metod. Provningsprovet ska utföras på ett representativt laboratorieprov. Ett laboratorieprov är ett neddelat prov, härrörande från ett samlingsprov och avsett för laboratorieprovning.

För att vid inledande och fortlöpande provningar bedöma ballast avseende alkalireaktivitet ska varje sortering provas. Undantag kan tillämpas för sorteringar av samma ursprung som inbördes kan anses som representativa för varandra. För bergkross kan en ballastsortering anses som representativ för andra ballastsorteringar tillverkade av råvara med samma ursprung. För naturgrus eller krossat naturgrus kan en sortering anses representativ för andra sorteringar inom samma kornstorleksintervall. I praktiken innebär detta att en 0/4 sortering kan anses representativ t.ex. för en 0/2 sortering. Dock bör fraktioner över och under 8 mm provas var för sig.

A1.7 Krav på laboratorium

Provning och utvärdering ska utföras av ett ackrediterat laboratorium. För en korrekt bedömning enligt RILEM AAR-1.1:2016 och Kvalitativ petrografi (bilaga B) krävs att analysen utförs av en person med 1) kvalificerad kunskap inom geologi och tunnslipsmikroskopiering, 2)

erfarenhet av ASR i betong samt 3) god kännedom om potentiellt alkalireaktiva bergarter som kan förekomma i undersökt ballast.

A1.8 Gränsvärden

För att ballast innehållande potentiellt medel- eller långsamreaktiva komponenter ska definieras som *oskadlig* krävs att något av följande kriterier uppfylls:

- RILEM AAR-2: $\leq 0,08$ % expansion efter 14 dagar alternativt $< 0,25$ % efter 28 dagar med prismstorleken 40 x 40 x 160 mm.
- RILEM AAR-3: $\leq 0,0400$ % expansion efter 52 veckor
- RILEM AAR-4: $\leq 0,0300$ % expansion efter 15 veckor

RILEM AAR-3 är referensmetod och överordnad övriga metoder för ballast innehållande potentiellt medel- eller långsamreaktiva komponenter. För snabbreaktiv ballast är NT BUILD 295 referensmetod.

För att ballast innehållande snabbreaktiva komponenter ska definieras som *oskadlig* krävs att:

- NT BUILD 295: $\leq 0,1$ % expansion efter 20 veckor med prismor med storleken 40 x 40 x 160 mm

För ballast som inte uppfyller kraven, se avsnitt A2 och A3.

Referensballast avser sådan ballast som ska användas som ingående referensmaterial vid standard- eller funktionsprovning av annan ballast eller av bindemedel.

- *Oskadlig referensballast* definieras som ballast med en expansion $< 0,04$ % efter 14 dagar vid provning med RILEM AAR-2:2016 (med 40x40x160 mm prismor).
- *Reaktiv referensballast* definieras som ballast med en expansion $> 0,180$ % efter 52 veckor vid provning med RILEM AAR-3:2016.

A2. KRITERIER FÖR ANVÄNDNING AV ALKALIREAKTIV BALLAST I BETONG

I tabell A.2 visas hur oskadlig och alkalireaktiv ballast kan användas. Ballast som inte kunnat påvisas oskadlig enligt gränsvärden i avsnitt A1, kan ändå användas i betong om den funktionsprovats och uppfyller de krav som anges i Tabell A.2. Metoder och kriterier för funktionsprovning beskrivs i avsnitt 2.5.

Notera att särskilda krav gäller för ballast som innehåller snabbreaktiva komponenter; samt att kraven skiljer sig åt beroende på i vilken omgivningskategori betongen ska användas (omgivningskategorier definieras i huvudrapporten avsnitt 2.1; samt i CEN/TR 16349:2012).

A2.1 Funktionsprovningens giltighet

Vid fortlöpande provning får resultatet vid expansionsprovning enligt RILEM AAR-2 alt NT BUILD 295 inte avvika mer än 0,02 % från det som erhöles vid det tillfälle då funktionsprovningen (enligt de metoder som anges i tabell A.2) utfördes, för att den ska fortsätta gälla. Vid större avvikelse genomförs en ny funktionsprovning.

En funktionsprovning som använts för godkännande av en ballastkombination eller kornstorleksfördelning; en kritisk bindemedelskombination för en specifik ballast eller

ballastkombination; ett specifikt cement eller specifik bindemedelskombination som generell ASR-hämmare; eller för en specifik betongsammansättning - gäller i max 6 år.

Tabell A.2 Gränsvärden och villkor för användning av ballast i betong

Omgivningskategori	Oskadlig ballast ^{a)}	Alkalireaktiv ballast ^{b)} som innehåller snabbreaktiva komponenter	Alkalireaktiv ballast ^{b)} som inte innehåller snabbreaktiva komponenter
E1	Får användas	Får användas	Får användas
	Får inte användas	Får användas om — halten alkali (Na ₂ O _{ekv}) i betongen begränsas till max 3,0 kg/m ³ ^{c)} eller — ett lågalkaliskt cement av typ CEM II eller CEM III som uppfyller kraven i SS 134203 används	All sådan ballast: Får användas om — halten alkali (Na ₂ O _{ekv}) i betongen begränsas till max 3,0 kg/m ³ ^{c)} eller — ett lågalkaliskt cement av typ CEM II eller CEM III som uppfyller kraven i SS 134203 används
	Får inte användas	Får inte användas	A) specifik ballast: Om den specifika ballasten provats enligt - RILEM AAR-10.1 ^{f)} och inte överstiger 0,040 % eller - RILEM AAR-11.1 ^{g)} och expansionen inte överstiger 0,030 % får den användas med det specifika cementet eller de specifika bindemedelskombinationerna ^{h)} och den högsta alkalinitivå som klarar gränsvärdet för expansion, minskad med 0,5 kg/m ³ .
E2^{e)}	Får användas	Får inte användas	Med specifika cement eller bindemedelskombinationer^{h)}: Om den specifika bindemedelskombination provats med en reaktiv referensballast (avsnitt 2.2.5) enligt - RILEM AAR-10.2 ^{f)} och expansionen inte överstiger 0,040 % eller - RILEM AAR-11.2 ^{g)} och expansionen inte överstiger 0,030 % får icke godkänd ballast som inte innehåller snabbreaktiva komponenter användas med dessa cement eller bindemedelskombinationer i de proportioner som provats och den högsta alkalinitivå som klarar gränsvärdet för expansion, minskad med 0,5 kg/m ³ .
	Får inte användas	Får inte användas	I en specifik betongsammansättning^{j)} Om den aktuella betongsammansättningen provats enligt - CBI-metod nr 1 och expansionen inte överstiger 0,06 % ^{j)} får icke godkänd ballast som innehåller snabbreaktiva komponenter användas i denna betongsammansättning.

Tabellen forisätter på nästa sida.

(forts tabell A.2. Gränsvärden och villkor för användning av ballast i betong)

Omgivningskategorier E3c, d)	Oskadlig ballast ^{a)}	Alkalireaktiv ballast ^{b)} som innehåller snabbreaktiva komponenter	Alkalireaktiv ballast ^{b)} som <u>inte</u> innehåller snabbreaktiva komponenter
Får användas	För användning av någon förändring skett i jämförelse med den inledande provningen: Om den aktuella betongsammansättningen provats enligt - CBI-metod nr 1 och expansionen inte överstiger 0,05 % - CBI-metod nr 1 och expansionen inte överstiger 0,05 % för icke godkänd ballast som innehåller snabbreaktiva komponenter användas i denna betongsammansättning. I övriga fall ska sådan ballast inte användas.	I en specifik betongsammansättning^{b)} Om den aktuella betongsammansättningen provats enligt - CBI-metod nr 1 och expansionen inte överstiger 0,06 % ^{c)} för alkalireaktiv ballast som inte innehåller snabbreaktiva komponenter användas i denna betongsammansättning. I övriga fall ska sådan ballast inte användas.	I en specifik betongsammansättning^{b)} Om den aktuella betongsammansättningen provats enligt - CBI-metod nr 1 och expansionen inte överstiger 0,06 % ^{c)} för alkalireaktiv ballast som inte innehåller snabbreaktiva komponenter användas i denna betongsammansättning. I övriga fall ska sådan ballast inte användas.
a)	Ballast som klarat provning enligt avsnitt A1.		
b)	Ballast som inte klarat provning enligt avsnitt A1.		
c)	För betong i miljökategori E2 och E3, där konstruktionens livslängd är >75 år och där (säkerhets-)konsekvenserna även av mindre ASR skulle bli stora, se avsnitt A3.5.		
d)	För extrema miljöer såsom exempelvis simhallar (fuktig miljö kombinerad med förvärrande faktorer såsom externa alkalier och hög värme) gäller särskilda kriterier, se avsnitt A3.4.		
e)	Vid bestämning av Na ₂ O _{ek} i betongen får halten Na ₂ O/K ₂ O i flygaska, mald granulerad masugnsslagg och silikastoft som uppfyller kraven för användning i betong enligt respektive EN-standard sättas till 0.		
f)	RILEM AAR-10: Provningstiden är 1 år, men kan vid behov förlängas till 2 år. Referensmetod.		
g)	RILEM AAR-11: Provningstiden är 15 veckor, men kan vid behov förlängas till 1 år.		
h)	Med specifika bindemedelskombinationer avses kombinationer av ett visst CE-märkt cement och ett visst(vissa) CE-märkt(a) tillsatsmaterial typ II i angivna portioner.		
i)	Med specifik betongsammansättning avses den kombination av specifika material som kommer att användas i det aktuella fallet, s.k. ”job-mix”. Dock ska vct enligt provningsmetoden användas, och luftporbildande medel får inte tillsättas.		
j)	För CBI-metod nr 1 gäller att om expansionen är stigande efter 140 dygn och ligger över 0,05 %, förlängs provningen till max 200 dygn.		

A3. SÄRSKILDA KRITERIER NÄR ALKALIREAKTIV BALLAST INTE BÖR ANVÄNDAS I BETONG

A3.1 Ballast innehållande fältspatoider

Alkalireaktiv ballast bör inte kombineras med ballast innehållande fältspatoiderna nefelin eller leucit (eller andra bergarter/mineral med dokumenterad förmåga att avge alkalier). Dessa mineral kan släppa ifrån sig alkalier, vilket kan orsaka ASR trots andra preventiva åtgärder. Fältspatoider kan således användas ur det avseendet att ballasten i sig inte är alkalireaktiv, men i kombination med alkalireaktiv ballast kan de avge alkalier och således öka risken för ASR i en annars lågalkalisk miljö.

A3.2 Snabbreaktiv ballast

Betong innehållande snabbreaktiv ballast i inomhusmiljö med en tjocklek $\geq 0,5$ m, där uttorkningen går så långsamt att konstruktionen inte med säkerhet inom rimlig tid kommer ner i den relativa fuktighet som krävs (< 80 %) för att betongen ska anses säker avseende risk för ASR, bör också jämföras med betong i omgivningskategori E2.

A3.3 Återvunnen ballast

Vid användning av återvunnen ballast är det nödvändigt att säkerställa att den ursprungliga betongen eller rivningsprodukterna inte innehåller alkalireaktiv ballast. Ballast som utgörs av återvunna rivningsmaterial ska därför betraktas som potentiellt alkalireaktiv om det inte fastställs att ballasten är oskadlig enligt avsnitt A1-A2.

A3.4 Extrema miljöer

I varma och fuktiga miljöer ökar risken för ASR, varför betong i en omgivning med signifikant förhöjd temperatur och fuktighet inte bör innehålla alkalireaktiv ballast. Här är rekommendationen att ett bindemedel som minskar risken för ASR också används, t.ex. ett lågalkaliskt cement eller bindemedel som innehåller tillräcklig mängd av alternativa bindemedel som hämmar ASR. Exempel på extrema miljöer är vissa delar av simhallar, virkestorkar, avloppsreningsverk och processhallar.

A3.5 Betongkonstruktioner med längre livslängder

För betong i omgivningskategori E3, där konstruktionens tekniska livslängd > 75 år och där (säkerhets-)konsekvenserna även av mindre ASR skulle bli stora (t.ex. bro, tunnel, damm eller andra konstruktioner som är svåra att inspektera eller reparera) bör i tillägg till kriterier uppställda i tabell A.2, inte ballast användas om ballastprovningens expansion överskrider tre gånger gränsvärdet i RILEM AAR-3 eller NT BUILD 295.

För betong i omgivningskategori E2, där konstruktionens tekniska livslängd > 75 år och där (säkerhets-)konsekvenserna även av mindre ASR skulle bli stora (t.ex. bro, tunnel, damm eller andra konstruktioner som är svåra att inspektera eller reparera) bör i tillägg till kriterier uppställda i tabell A.2, inte ballast användas om ballastprovningens expansion överskrider fyra gånger gränsvärdet i RILEM AAR-3 eller NT BUILD 295.

REFERENSER

- CBI metod nr 1: 2019. ASR i svensk betong – vägledning för ny och befintlig betong, bilaga F.
- NT BUILD 295: 1985. Sand: Alkali-Silica Reactivity Accelerated Test.
- RILEM AAR-1.1: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-1.1 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-Part 1: Petrographic Examination Method, 2016. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 35-60.
- RILEM AAR-2: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-2 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-Accelerated Mortar Bar Test Method for Aggregates. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 61-78.
- RILEM AAR-3: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-3 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-38°C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 79-98
- RILEM AAR-4: 2016. RILEM Recommended Test method: AAR-4 – Detection of Potential Alkali-Reactivity-60°C Test Method for Aggregate Combinations Using Concrete Prisms. In: RILEM Recommendations for the Prevention of Damage by Alkali-Aggregate reactions in New Concrete Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 219-ACS, p. 99-116.
- RILEM AAR-10:2019. Opublicerat manuskript.
- RILEM AAR-11:2019. Opublicerat manuskript.
- Westerholm M, Lagerblad B, Silfwerbrand J, Forsberg E, (2008). Influence of fine aggregate characteristics on the rheological properties of mortars. *Cement & Concrete Composites* 30, 274-282.
- Westerholm M, Lagerblad B, Forsberg E, (2007), . Rheological properties of micromortars containing fines from manufactured aggregates. *Materials and Structures*, Vol 40, issue 6, pp 615–625

BILAGA B – KVALITATIV PETROGRAFI

B1 TILLÄMPNING AV METODEN

Kvalitativ petrografi används, när det gäller ASR, för identifiering av bergarter, bedömning av potentiell alkalireaktivitet (snabb, medel eller långsamt alkalireaktiv ballast) samt för fastställande av vidare provningsmetod för ASR. Analysen utförs genom tunnslipspetrografi kompletterat med en okulär undersökning som här benämns makroskopisk petrografi.

Resultatet från den kvalitativa petrografen används tillsammans med resultat från rekommenderad expansionsprovning (RILEM AAR-2 eller NT BUILD 295) för indelning av ballasten i någon av följande kategorier (1) snabbreaktiv, (2) medelreaktiv, (3) långsamt alkalireaktiv, alternativt (4) oskadlig ballast om expansionsprovningen definierat den som oskadlig.

För andra egenskaper än ASR, vilka kan ha en betydande negativ inverkan på betongens egenskaper (t.ex. skal, lermineral, glimmer eller svavelkis, vilka bl.a. kan påverka betongens frostbeständighet, volymstabilitet, reologi eller ytfinish), kan metoden ge en indikation om ballastens lämplighet för betong. Metoden är dock inte kvantitativ, varför RILEM AAR-1 rekommenderas för ökad precision.

B2 FÖRBEREDANDE INFORMATION

Om tillgängligt, bör information om ballastens ursprung och kända potentiellt alkalireaktiva komponenter införskaffas/erhållas innan bedömning av ballasten sker.

B2.1 Geologisk information

Geologisk information kan införskaffas från

- Berggrundsgeologiska kartor
- Berggrundskarta med fördelning över bergarter i tätten
- Publicerad litteratur i form av kartering och/eller forskning från området
- Detaljerad petrografisk beskrivning av litologiska enheter, innefattande mineralinnehåll och bergarter
- Borrhålsdata

B2.2 Ingående ballastmaterial

Tidigare provningar som utförts avseende ASR på ballastmaterialet, såsom inledande RILEM AAR-1 (enligt avsnitt A1.3), expansionsprovningar eller tidigare kvalitativ petrografi, bör tillhandahållas operatören.

B2.3 Nomenklatur

Se bilaga C för rekommenderad bergartsnomenklatur och bedömning av dess alkalireaktivitet.

B3 UTRUSTNING

Beskrivning av utrustning rör endast sådan som behövs för bedömning av ballastprov. För provtagning, neddelning och tillverkning av tunnslip hänvisas till SS-EN 932-1, SS-EN 932-2 samt RILEM AAR-1.

B3.1 Makroskopisk petrografi

För makroskopisk petrografi av ingående bergarter och mineral krävs ibland

- Förstoringsglas eller stereolupp med typisk förstoring 10–50 X

- Pennkniv
- Magnet eller kompass
- Porslinsssäkring eller annan yta av oglaserat porslin för bestämning av streckfärg
- Reagens, utspädd saltsyra

B3.1 Tunnslipspetrografi

För tunnslipspetrografi krävs ett polarisationsmikroskop utrustat med minst följande:

- Objektiv med förstoring från ~20–100 X
- Roterande bord
- Hålkors
- Måttstock så att kornstorleken lätt kan identifieras
- Polarisationsfilter
- Fluorescensljustillsats, för att tydligare framhäva håligheter och porösa korn
- Kamera

B4 PROVTAGNING OCH PROVBEREDNING

Provtagning och provberedning ska följa SS-EN 932–1, SS-EN 932-2 samt RILEM AAR-1.

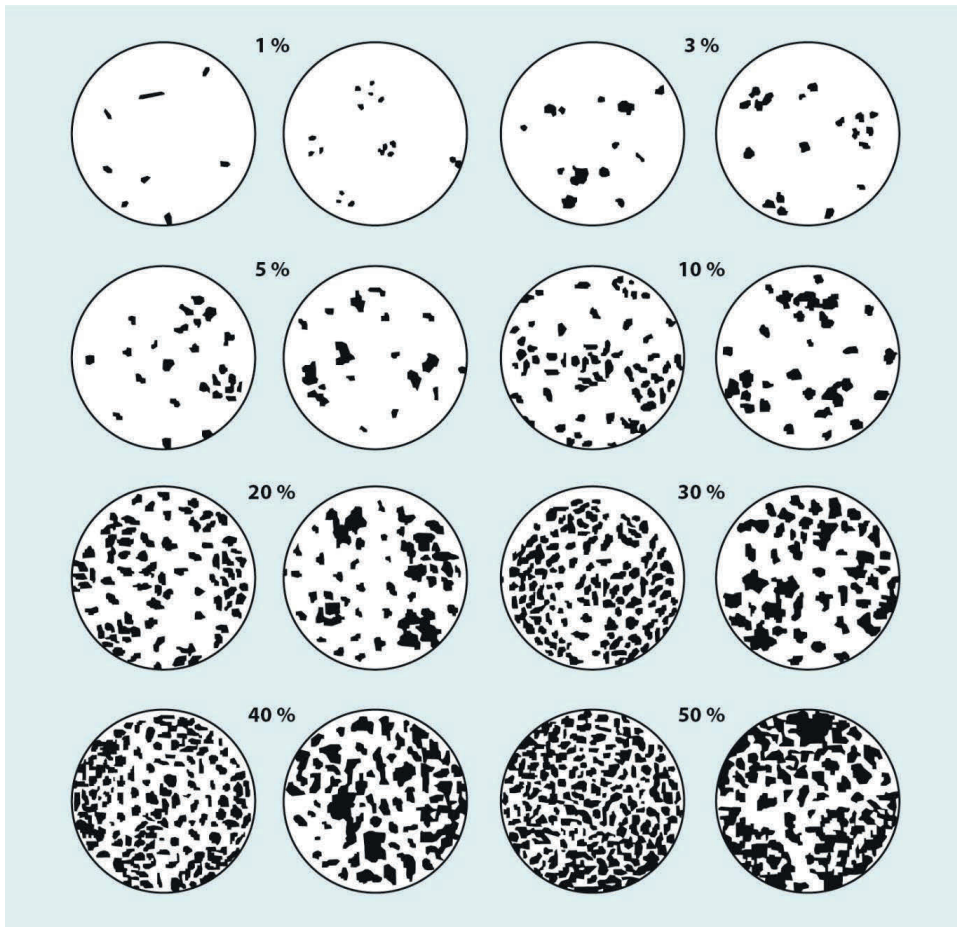
B5 UNDERSÖKNING AV BALLASTPROV

B5.1 Allmänt

Analysen utförs genom tunnslipspetrografi, samt en kompletterande makroskopisk petrografi. Provet som ska undersökas utgörs av ballast från upplag. För en tillförlitlig bedömning ska analysen utföras av en 1) kvalificerad geolog (petrograf) med 2) dokumenterad erfarenhet av ASR i betong samt 3) med god kännedom om potentiellt alkalireaktiva bergarter som kan förekomma i undersökt ballast med avseende på dess ursprung.

B5.2 Makroskopisk petrografi

En makroskopisk petrografi utförs på inkommen sortering >4 mm. Ca 150 ballastkorn (neddelade enligt SS-EN 932-2 och RILEM AAR-1) undersöks visuellt för bestämning av ingående bergarter eller mineraltyper. Innan undersökning ska provet tvättas. Provet undersöks sedan i vått tillstånd. Ballastkornen sorteras efter bergartstyp/mineral med indelning baserad på färg, mineralinnehåll, textur, struktur, densitet eller andra utmärkande egenskaper och beskrivs enligt avsnitt B5.4, punkt a-e. Beskrivningen ska även innefatta ballastens färg. Halten uppskattas med hjälp av figur B-1.



Figur B-1. Exempel på jämförelsedigram för procentuell uppskattning av ingående komponenter (Terry and Chilingarian, 1955).

B5.3 Tunnslipspetrografi

Ett tunnslip i fraktionen 2–4 mm innehållande ca 150 partiklar undersöks med hjälp av polarisationsmikroskop. Samtliga ingående bergarter och mineraltyper beskrivs enligt avsnitt B5.4, punkt b-h; och andelen av respektive komponent uppskattas med hjälp av ett diagram liknande det som visas i figur B-1. Provet undersöks i polariserande, fluorescerande och genomfallande ljus.

Foton tas av ingående mineral- och/eller bergartstyper. Foton ska tas med ca 50 X förstoring; och med tydlig skala så att bergartens mineral Kornstorlek kan utläsas från bilden. Bilderna bör också bifogas rapporten, som digitala filer.

B5.4 Beskrivning

Beskrivning av ballastprovet ska omfatta

- Typ av ballast - naturgrus (N), krossat material (K) eller krossat naturgrus (NK)
- Omvandlings- och vittringstillstånd
- Information om kornens form, yta (ojämnheter) och rundhet (rund, kantig, elongerad)

- d) Beskrivning av beståndsdelar – bergart, mineral samt i förekommande fall skalfragment, organiska partiklar eller dylikt
- e) Bergartens struktur, porositet, samt eventuellt förekomster av hålrum
- f) Mineralkornens kornstorlek och textur
- g) Mineralogisk sammansättning och ungefärlig andel av dessa
- h) Potentiellt alkalireaktiva komponenter, om dessa är snabb, medel eller långsamt alkalireaktiva, samt hur stor andel av ballasten som utgörs av dessa

B6 RAPPORT

Rapporten ska inkludera

- Laboratoriets namn och adress
- Namn på operatören
- Datum för analys
- Datum då material inkom till laboratoriet
- Väsentliga data som behövs för identifiering av provet (t.ex. täktnamn, sortering, ID-nummer eller dylikt)
- Petrografisk beskrivning av ingående bergartstyper
- En uppskattning av halten potentiellt alkalireaktiva komponenter
- Foto av ingående bergartstyper

Rapporten bör även innehålla

- En bedömning av huruvida provet motsvarar det prov som föregående RILEM AAR-1 petrografi utförts på.

BILAGA C – NOMENKLATUR & KLASSIFICERING AV BERGARTER

C1. INDELNING AV BERGARTER

Indelningen av ballast görs här i följande kategorier: oskadlig ballast, långsamreaktiv, medelreaktiv och snabbreaktiv ballast, där klassificeringen bygger på förekomst av olika bergartstyper, dess kvarts- eller kiselinnehåll och särskilt mineral Kornstorlek. Mineral Kornstorleken minskar generellt från oskadlig, långsamreaktiv, medelreaktiv till snabbreaktiv ballast, där den sistnämnda vanligen innehåller opal, opal kisel eller ”amorft kvarts”. Mängden kisel som leder till mest skadliga reaktioner beror också på typen av kisel-dioxid. En mindre mängd snabbreaktiv kisel-dioxid anses mest skadlig, medan ballast som innehåller en stor mängd högreaktiv kisel-dioxid kan ge mindre skador (på grund av en pessimism-effekt). Motsatt förhållande gäller om ballasten innehåller långsamreaktiv kisel-dioxid eller kisel-dioxid som inte lika lätt kommer i kontakt med betongens porlösning. I dessa fall uppkommer värst skador i de fall man har störst mängd kisel-dioxid.

C1.1 Oskadlig ballast

Gränsvärden för att ballast ska definieras som *oskadlig* anges i avsnitt A1.8. *Oskadlig referensballast* definieras också i avsnitt A1.8.

Oskadlig ballast, med hänsyn till ASR, utgörs främst av bergarter som granit och gnejs med en Kornstorlek $>0,063$ mm och där man inte ser texturer eller strukturer som tyder på kraftig deformation/tektonisering; kvartsit och skiffer med en Kornstorlek $>0,12$ mm; basalt, gabbro, grönsten, amfibolit samt mafiska myloniter. Oskadlig ballast innefattar bergarter som inte medför skadlig sprickbildning. Ballasten kan dock medföra ett svagt sprickmönster efter mycket lång tid, men med sprickvidder $<0,3$ mm.

C1.2 Långsamreaktiv ballast

Långsamreaktiv ballast provas enligt RILEM AAR-2, -3 och -4, där RILEM AAR-3 är referensprovning. Gränsvärden för långsamreaktiv ballast anges i avsnitt A1.8 och tabell A.1.

Långsamreaktiv ballast utgörs vanligen av >15 volym-% potentiellt långsamreaktiva komponenter. Bergarter som klassas som långsamreaktiva är kvartsrika, finkorniga bergarter som har en Kornstorlek $<0,063$ mm. Dessa innefattar bergarter vilka kan vara vulkaniska och sedimentära bergarter såsom porfyr, ryolit eller siltsten; eller bergarter som uppkommit i deformations-, kross- eller skjuvzoner såsom vissa gnejser, mylonit och kataklasit. Även vissa sandstenar, arkoser, kvartsiter eller andra kvartsrika bergarter med en Kornstorlek på uppemot $0,12$ mm kan vara alkalireaktiva och hör till kategorin *potentiellt alkalireaktiv ballast*. De långsamreaktiva bergarterna har en reaktionstid som ger sprickbildning i konstruktioner efter mellan 15 och 20 år, men i vissa fall upp till 50 år, beroende på omgivningskategori, temperaturförhållanden och bindemedel. I långsamreaktiv ballast bidrar vanligen grövre fraktioner (> 8 mm) med mest expansion. Sambandet mellan tid och expansion är ofta linjärt. Likaså gäller att ökad mängd långsamreaktiv ballast leder till ökad expansion.

C1.3 Medelreaktiv ballast

Medelreaktiv ballast provas enligt RILEM AAR-2, -3 och -4, där RILEM AAR-3 är referensprovning. Gränsvärden för medelreaktiv ballast anges i avsnitt A1.8 och tabell A.1.

Medelreaktiv ballast utgörs av bergarter som sparagmit och oderformerad eller lågmetamorft gråvacka och vissa hälleflintor, myloniter och kataklasiter. Dessa bergarter har en reaktionstid

som ger sprickbildning i konstruktioner efter mellan 5 och 20 år. Vanligen utgörs ballasten av finkorniga bergarter där de fina fraktionerna (<4 mm) bidrar med mest expansion. Initialt sker en snabb reaktion, men reaktionen avtar generellt inom provningsperioden.

C1.4 Snabbreaktiv ballast

Expansionsprovning ska ske enligt NT BUILD 295 och gränsvärden för snabbreaktiv ballast anges i avsnitt A1.8 och tabell A.1.

Snabbreaktiv ballast innefattar t.ex. porös flinta, opal, chert eller andra amorfa kiselarter. Dessa bergarter har en reaktionstid som kan ge sprickbildning i konstruktioner inom några år. Sprickbildningen syns vanligen inom 1-5 år, men beroende på bindemedel kan det ta upp till 10 år. Vanligen utgörs ballasten av bergarter bestående av amorf kisel men den kan även utgöras av finkorniga sedimentära eller kataklastiska bergarter. I snabbreaktiv ballast bidrar de fina fraktionerna (<4 mm) vanligen till mest expansion. Sambandet mellan tid och expansion är ofta en s.k. liggande S-kurva. Snabbreaktiv ballast uppvisar vanligen en pessimum-effekt, där ett innehåll av ca 5–10 % snabbreaktiv ballast ger värst expansion.

Tabell C.1. Exempel på alkalireaktiva bergarter i Sverige.

Bergart*	Varianter	Reaktivitet	Reaktiva komponenter
Flinta	Tät flinta	Potentiellt långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
	Porös flinta	Snabbreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts, amorf silika
	Opal flinta eller chert	Snabbreaktiv	Amorf silika
	Kalcedon	Snabbreaktiv	Kryptokristallin silika
Gråvacka	Odeformerad, matrix med amorf silika	Medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts, amorf silika
	Deformerad (metagråvacka)	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Sandsten	Opal sandsten	Snabbreaktiv	Amorf silika
	Sparagmit	Medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts, amorf silika samt kvartsklaster <0,12 mm
	Kornstorlek <0,12 mm	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts, kvartsklaster <0,12 mm
	Kornstorlek >0,12 mm	Potentiellt långsamreaktiv	Matrix som utgörs av mikro-, kryptokristallin kvarts
Siltsten		Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Lersten		Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Märgelsten	Innehållande kvarts	Potentiellt långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Hornfels	Silicifierad kalksten eller kontaktbergart	Potentiellt långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Kalksten	Icke-silicifierad kalksten med kvartsnoder	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallina kvartsnoder
		Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin, deformerad kvarts
Fyllit	Ler-, siltskiffer	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin, deformerad kvarts
Skiffer	Kornstorlek <0,12 mm	Potentiellreaktiv	Finkornig, mikro-, kryptokristallin, deformerad kvarts
	Kornstorlek <0,063 mm	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin, deformerad kvarts
Kvartsit	Kornstorlek <0,12 mm	Potentiellreaktiv	Finkornig, mikro-, kryptokristallin, deformerad kvarts

Vulkanit	Hälleflinta (Flintliknande vulkanit)	Medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
	Kornstorlek <0,063 mm	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
	Kvartsporfyv (matrix <0,063 mm)	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
	Metavulkanit med kornstorlek <0,063 mm	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin kvarts
Finkornig granit/gnejs	Kvartshalter >5%	Långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin och deformerad kvarts
Mylonit	Ljusa myloniter med lite kvarts (1-5%)	Potentiellt långsamreaktiv	Mikro-, kryptokristallin och deformerad kvarts
	Kvartshalter >5%	Generellt långsamreaktiv, ibland medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin och deformerad kvarts
Kataklasit		Generellt långsamreaktiv, ibland medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin och deformerad kvarts
Breccia		Generellt långsamreaktiv, ibland medelreaktiv	Mikro-, kryptokristallin och deformerad kvarts

*Data från Appelquist et al 2013a, b; Lagerblad & Trägårdh 1992; NORMIN 2000; RILEM 2016

BILAGA D – VALIDERING

D1. FRAMTAGANDE AV METODER

Metoderna som beskrivs i avsnitt 2.3.2 har tagits fram enligt de riktlinjer som fastställts inom RILEM och NT BUILD, med undantaget Kvalitativ petrografi, som beskrivs i Bilaga B. Denna metod har sitt ursprung i en studie efterfrågad av SGU, där en snabb-screening av alkalireaktiv ballast efterfrågades och där över 1500 tunnslip undersöktes med metoden mellan år 1995 och 2011. Validering av metoden redovisas i Appelquist et al. 2014 och studien visar att metoden lämpar sig väl för att skilja oskadlig ballast med låg andel alkalireaktiva komponenter (enligt RILEM AAR-1) från alkalireaktiv ballast med hög andel alkalireaktiva komponenter (enligt RILEM AAR-1). Då halten alkalireaktiva komponenter enligt RILEM AAR-1 är 10–20 % lämpar sig dock inte metoden för utvärdering av ballastens alkalireaktivitet.

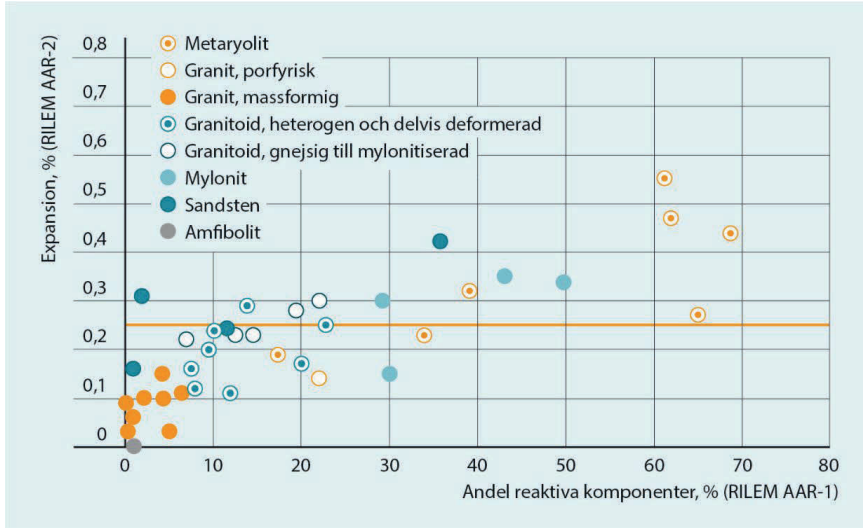
D2. VALIDERING AV METODER

RILEM-metod AAR-1, AAR-2, AAR-3 och AAR-4 utvärderades inom det europeiska Partner-programmet som pågick mellan 2002 och 2006 (Lindgård 2010) där 24 laboratorier från 14 länder deltog. I studien utvärderade 13 laboratorier 22 ballasttyper med RILEM AAR-1 (enligt utgåva 2003); 16 laboratorier 22 ballasttyper med RILEM AAR-2 (enligt utgåva 2000); 10 laboratorier utvärderade 19 ballastkombinationer med RILEM AAR-3 (enligt utgåva 2000); och 6 laboratorier utvärderade 18 ballastkombinationer med RILEM AAR-4 (då ännu ej utgiven). Samtidigt göts betongkuber för korrelation mellan fält och laboratorieprovningar, vilka placerades på åtta fältstationer runt om i Europa. 13 ballastballastkombinationer göts av totalt fem laboratorier, där respektive ballastkombination göts på ett och samma laboratorium. Huvuddelen av dessa betongkuber exponeras i omgivningskategori E2 (enligt CEN/TR 16349:2012). Fältstationerna är belägna mellan den nordligaste i Trondheim i Norge och den sydligaste som är Valencia i Spanien. Två av dessa ligger utanför Borås, varav en fältstation är belägen i omgivningskategori E3 (intill Rv 40, där proverna exponeras för törsalter) och en i närheten av RISE CBI:s kontor, i omgivningskategori E2. Provkropparna inspekteras fortfarande årligen och visar på en fortgående expansion för de ballasttyper som klassificerats som alkalireaktiva. Inga luftporbildare användes dock i betongen varför de provkroppar som är belägna i Sverige och Norge är frostsadade och på flertalet av dessa har mät dubbarna fallit av. Däremot kan man även på dessa se en prickviddsökning, vilket troligen är en kombination av ASR- och frostsador.

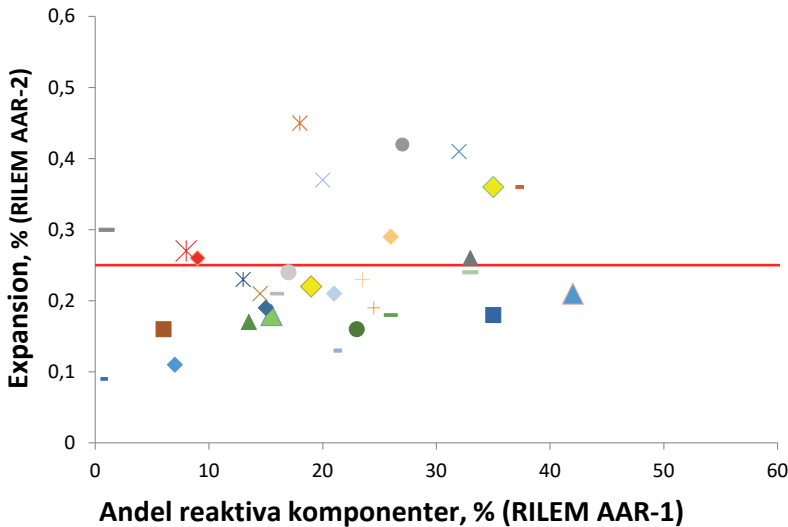
Utvärderingen av RILEM AAR-1 (petrografisk analys) inom Partner-projektet visade en hög spridning mellan resultaten, och endast de fyra mest erfarna laboratorierna kunde leverera tillförlitliga resultat, vilket visar på vikten av att en erfaren petrograf utför provningen. Lindgård et al. (2010) poängterar också vikten av utbildning och kontinuerliga jämförelseprovningar liksom erfarenhet av både metoden och den typ av ballast som undersöks.

Vid jämförelser som RISE CBI tidigare utfört (Appelquist et al. 2014; figur D.1) mellan RILEM AAR-1 och RILEM AAR-2 ses en tydlig korrelation mellan de två metoderna då krossballast provas. Avseende naturgrus kan däremot inte någon korrelation urskönjas (figur D.2), vilket troligen är en kombination av (1) komplexiteten i att utföra en petrografisk analys och (2) en större heterogenitet i naturgrus i jämförelse med krossballast. Den väsentliga skillnaden mellan naturgrus och krossballast är att krossballast huvudsakligen klassificeras som oskadlig eller alkalireaktiv utifrån kvartshalt och kornstorlek, medan naturgrus klassificeras utifrån dess genes (bildningssätt). RILEM AAR-1 (petrografisk analys) är således en subjektiv

bedömning, vilket i praktiken innebär att ballasten tolkas som alkalireaktiv eller oskadlig utifrån petrografens erfarenhet.



Figur D.1. Jämförelse mellan RILEM AAR-1 och AAR-2 med krossballast av olika ursprung.



Figur D.2. Jämförelse mellan RILEM AAR-1 och AAR-2 med olika typer av naturgrus.

Partner-projektet visade att RILEM-metoderna i de flesta fall framgångsrikt kunde identifiera alkalireaktiv ballast, och identifierade RILEM AAR-2 och AAR-4 som de mest effektiva metoderna för ändamålet. RILEM AAR-3 konstaterades i de flesta fall kunna identifiera alkalireaktiv ballast, men med viss långsamreaktiv ballast som konstaterats reaktiv från fält, krävdes en längre provningstid för att expansionen skulle överskrida gränsvärdet.

RILEM AAR-3 modifierades efter Partner-studien och en ny modifierad version gavs ut 2016, i vilken bl.a. tidigare inklädnad (*wrapping*) utgick p.g.a. att den orsakade högre lakning av alkalier, trots den var avsedd att motverka just detta. Parametrar som påverkar lakningen av alkalier sammanfattas i Lindgård et al. (2012), men utöver inklädnaden som orsak till alkalilakning visade Lindgård (2013) i sin doktorsstudie att framför allt provkroppsstorleken var avgörande för att minska lakningen av alkalier. I Norge används också större provkroppar (100x100x450 mm) i motsvarande betongprismemetod (NB32:2005). Under 2019/2020 kommer också denna metod publiceras som en RILEM-metod (AAR-10).

En fältstudie pågår i sydöstra England där 45 betongblock placerades ut av BRE (Building Research Establishment) mellan 1989 och 1991 (Thomas et al. 2010). Betongen utgörs av ett högalkaliskt cement, två typer av flygaska (0, 25 eller 40 %) och fyra olika ballastkombinationer (tre med 25 % flinta och en med gråvacka) i olika konstellationer. Samtliga betongblandningar utan tillsats av flygaska uppvisade en betydande expansion inom 5–10 år, men med 25–40 % flygaska minskade expansionen avsevärt i samtliga prover innehållande flinta. För prover innehållande gråvacka saknas expansionsvärden, men en sprickbildning på 1–5 mm noterades i samtliga referensprover innehållande gråvacka (utan tillsats av flygaska) efter 14 år, medan ingen sprickbildning noterades i motsvarande fältprover innehållande flygaska. Det konstateras således att 25–40 % flygaska är tillräckligt för att stävja ASR. Däremot överensstämmer ej de laboratorieprover som jämförts med fältdatan, utan det konstateras att det krävs avsevärt högre alkalihalter i laboratorieproverna för att orsaka expansion i jämförelse med fältprovningarna. Troligen beror detta på lakning av alkalier, vilket minskar expansionen i laboratorieprovningarna.

I Nordamerika pågår en liknande fältstudie som CANMET initierade 1991 och i vilken fält- och laboratorieprovningar jämförs (Fournier et al. 2004, xxxx). Ballast från Kanada och USA används i utvärderingen i betong tillsammans med ett högalkaliskt cement, vilket i vissa blandningar bytts ut mot 20 eller 30 % flygaska (av olika slag) alternativt 7,5 eller 10 % silikastoft. Studiens syfte är att utvärdera effektiviteten i accelererade bruksprism- och betongprismeprovingar (bl.a. enligt ASTM C1260 och ASTM C1293 motsvarande RILEM AAR-2 och AAR-3) samt hur långtidseffekten av olika bindemedelskombinationer påverkar ASR. Betongblock i storleken 400x400x700 mm från samma betongblandning som laboratorieprovningarna, men med tillsatt luftporbildare används som referens. Studien har hittills visat att både ASTM C1260 och ASTM C1293 någorlunda väl kan påvisa (1) alkalireaktiviteten i hög- och medelreaktiva ballasttyper, och (2) hur effektiva tillsatsmaterial eller en begränsande alkalihalt kan vara för att stävja ASR. Däremot visar studien att ASTM C1293 inte lyckas fånga upp långsamreaktiv ballast inom ett år, men att ett gränsvärde på 0,04 % efter två år är ett lämpligt värde för att påvisa alkalireaktiv ballast. Dessutom visar studien att tillsats av 20–30 % flygaska många gånger är tillräckligt för att minska expansion relaterad till ASR.

Sammantaget kan konstateras att vissa långsamreaktiva ballasttyper kan behöva en provningstid om 2 år med RILEM AAR-3 eller motsvarande metod.

D.2.1 Pågående provningar

En omfattande provningsmatris med RILEM-metoderna pågår för närvarande på RISE CBI, bl.a. för validering av gränsvärden, utvärdering av respektive metod liksom metodernas giltighet avseende ”svensk” ballast. 16 ballasttyper från olika delar av Sverige (Tabell D.1) utvärderas med hjälp av RILEM AAR-1, AAR-2, AAR-3, AAR-4, AAR-10 och AAR-11.

Samtliga ballasttyper provas med RILEM AAR-1 och AAR-2 och ballast med prov-id 3, 4, 5, 6, 7, 8, 14 och 16 provas med någon eller flera av betongprismemetoderna och med varierande alkalihalter. Den snabbreaktiva ballasten provas även med NT BUILD 295. Cementtyper och tillsatsmaterial varierar i de olika provningarna, där ingående cement redovisas i tabell D.2. Flygaska och granulerad masugnsslagg används som tillsatsmedel i halter om 0, 15 och 30 %. Delresultat från studien presenteras utförligt i Appelquist et al. 2017 och sammanfattas i avsnitt D.2.2.

Fältprovningar utförs vid två fältstationer i omgivningskategori E2 och E3; med två ballasttyper: metaryolit (3) och naturgrus H (8); och med ett antal olika bindemedelskombinationer. Dessa placerades ut i fält 2006–2007 och även om vissa variationer har noterats, kan man än så länge inte dra några slutsatser utifrån dessa provningar. I väntan på validering av gränsvärden och metoder i förhållande till fältresultat, hänvisas till internationella studier där fältprovningar pågått under längre tid (minst 10 år).

Tabell D.1 Sammanfattning av pågående provningar vid RISE CBI.

Pro v-id	Typ ¹⁾	Benämning	Beskrivning	Alkali-reaktivitet ²⁾
1	K	Metagråvacka	Gnejsigt metasediment	Icke-reaktiv
2	K	Mylonit	Grovkornig mylonit	Icke-reaktiv
3	K	Metaryolit	Mycket finkornig, porfyrisk metavulkanit	Långsamt alkalireaktiv
4	NK	Referensgranit	Medel- till grovkornig, folierad till gnejsig granit	Icke-reaktiv, men nära gränsvärdet
5	K	Referensgranit	Medel- till grovkornig, folierad granit	Icke-reaktiv
6	K	Mylonit	Finkornig mylonit	Långsamt alkalireaktiv
7	N	Naturgrus F	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: tektoniserad kvartsit/sandsten, porfyroblastisk metasedimentär b.a.	Icke-reaktiv
8	N	Naturgrus H	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: sparagmit-sandsten och odeformerad gråvacka (snabb- till medelreaktiv); ryolit, mylonit, kataklasit och ler-silt-sandsten (medel till långsamt reaktiv)	Snabb/medel till långsamt alkalireaktiv ³⁾
10	N	Naturgrus H-B	Naturgrus innehållande flinta	Snabb-reaktiv ³⁾
11	N	Naturgrus G1	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: tektoniserad kvartsit, glimmerförande gråvacka/metagråvacka, samt ev kvartsit, finkornig sandsten och finkorniga metasediment	Långsamt alkalireaktiv

12	N	Naturgrus G2	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: tektoniserad kvartsit, glimmerförande gråvacka/metagråvacka, samt ev kvartsit, finkornig sandsten och finkorniga metasediment	Icke-reaktiv
13	N	Naturgrus G2	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: tektoniserad kvartsit, glimmerförande gråvacka/metagråvacka, samt ev kvartsit, finkornig sandsten och finkorniga metasediment	Långsamt alkalireaktiv
14	K	Metaryolit	Mycket finkornig, porfyrisk metavulkanit	Långsamt alkalireaktiv
15	K	Kvartsit	Kvartsit	Långsamt alkalireaktiv
16	N	Naturgrus M	Naturgrus med följande alkalireaktiva komponenter: gråvacka, mylonit/mylonitiserad gnejs	Medel till långsamt alkalireaktiv ³⁾

¹⁾ Krossballast (K) / Naturgrus (N) / Krossat naturgrus (NK)

²⁾ Alkali-reaktivitet bestämd utifrån RILEM AAR-2 eller RILEM AAR-3 (referensprovning, från vilken resultatet har företräde framför andra provningar)

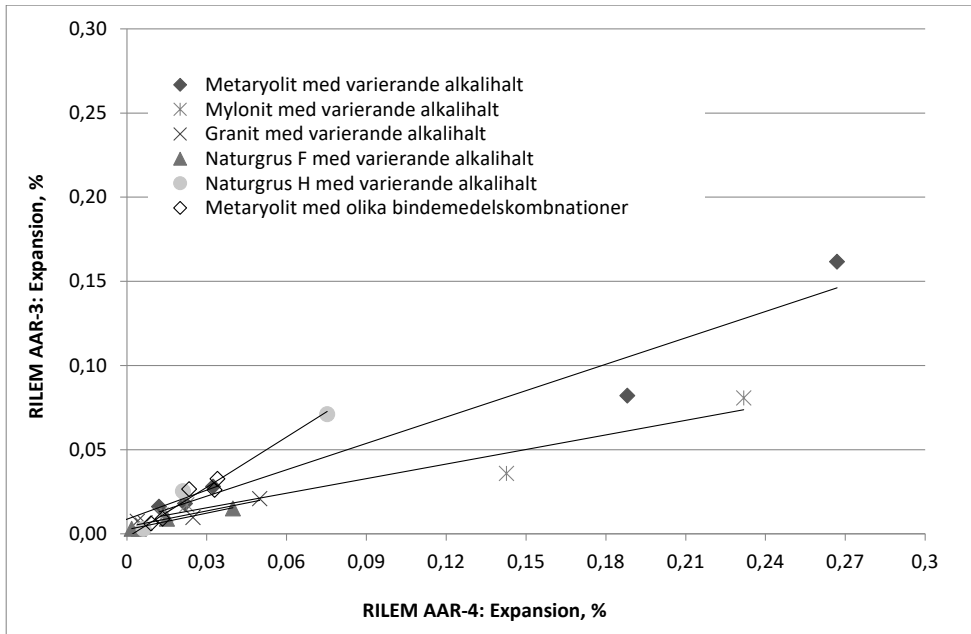
³⁾ Reaktivitet även känd från fält

Tabell D.2. Bindemedel som ingår i pågående provningar

Bindemedel	Cementtyp	Na ₂ Oeq ¹⁾ %	Tillsatsmaterial (fabriksblandad)
CEM I 42,5 LA	Lågalkaliskt anläggningscement	0,55	-
CEM I 52,5 R	Snabbhärdande cement	0,96	-
CEM I R 42,5 R	Högalkaliskt cement	1,19–1,23	-
CEM II/A-LL 42,5 R	Byggcement	0,9	Ca 13 % kalksten
CEM II/A-V LA	Lågalkaliskt flygaskcement	0,55	Ca 14 % flygaska + 4 % kalksten
CEM II/A-V 52,5 N	Basement	1,02	Ca 14 % flygaska

D.2.2 Sammanfattning av resultat från pågående provningar

Provning enligt RILEM AAR-3 och AAR-4 visar att en omfattande lakning av alkalier sker vid provningen. Vid jämförelse mellan metoderna är det tydligt att AAR-4 är mer konservativ än AAR-3 (figur D.3), även om olika länder har olika angreppssätt för detta. Utifrån figur D.3 är det också tydligt att olika ballasttyper reagerar olika i de två metoderna, där korrelationen mellan AAR-3 och AAR-4 för respektive ballasttyp representeras av separata trendlinjer.



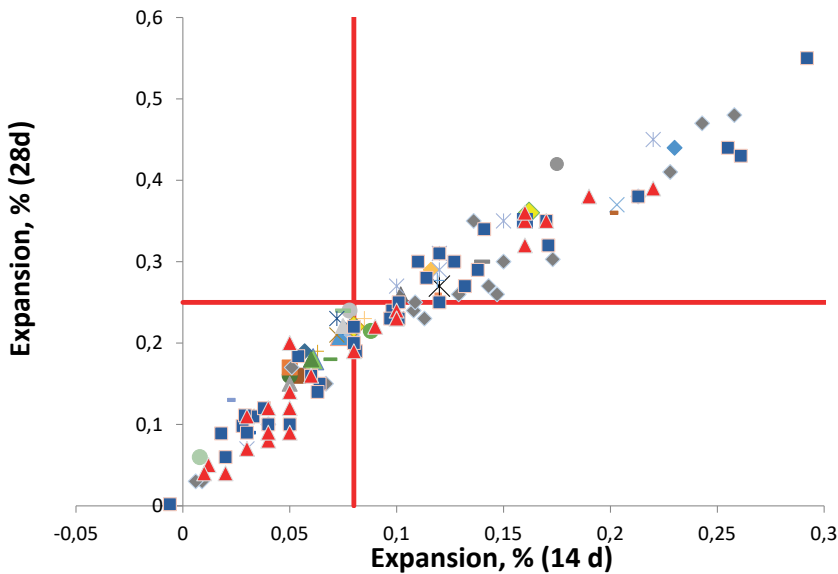
Figur D.3. Resultat från expansionsprovning RILEM AAR-3 efter 1 år och AAR-4 efter 20 veckor, där varje provpunkt representerar en betongblandning med identisk ballast- och cementsammansättning. Linjerna representerar trendlinjer för de olika ballastserierna.

Provning med RILEM AAR-10 och AAR-11 inleddes under 2019, varför ingen utvärdering ännu kan göras. Rapporten kommer istället uppdateras då dessa provningar är klara. Tillsammans med resultaten från RILEM AAR-3 och AAR-4 kan uppsatta gränsvärden komma att revideras.

D3. VALIDERING AV GRÄNSVÄRDEN

Gränsvärden har upprättats utifrån etablerade labb/fält-relationer runt om i världen. De gränsvärden som den svenska standarden SS137003:2015 anger, härrör bl.a. från Partner-projektet och den norska standarden NB21 (2004). Gränsvärden i den norska standarden (1996, 2004, 2017) bygger på erfarenhet från flera forskningsstudier (bl.a. Lindgård & Wigum 2003), där gränsvärdet på 15 % vid provning enligt RILEM AAR-1 inkluderar felmarginalen för det norska gränsvärdet.

Det svenska gränsvärdet för RILEM AAR-2 på 0,25 % expansion efter 28 dagar upprättades efter Partner-projektet och motsvarar ett gränsvärde om 0,10 % efter 14 dagar med långa smala prismor (25x25x285 mm). Värdet motsvarar också en synlig sprickbildning i betongen. Inom RILEM (AAR-0:2016) anges också ett gränsvärde på 0,08 % för 40x40x160 mm prismor efter 14 dagar i NaOH-lösning. Figur D.4 visar en tydlig korrelation mellan 14 och 28 dagars provning i RILEM AAR-2, varför de nya rekommendationerna anger ett möjligen konservativt gränsvärde på 0,08 % efter 14 dagar som komplement till gränsvärdet 0,25 % efter 28 dagar.



Figur D.4. Resultat från RILEM AAR-2 efter 14–28 dagars expansion med krossballast.

Efter Partner-programmet modifierades metod RILEM AAR-3 och de gränsvärden som anges i RILEM AAR-0:2016 har upprättats baserat på provningar med ballast som man från fältförsök vet är alkalireaktiv. I 2016 års version anges 0,05 % som gräns för oskadlig ballast, men detta gränsvärde kommer troligen sänkas i kommande version p.g.a. nya erfarenheter.

I RILEM AAR-4:2016 anges gränsvärdet 0,03 % efter 15 veckor.

I 2017 års version av NB 21 sänktes gränsvärdet för det totala alkaliinnehållet i ”oskadlig betong” från 3,0 till 2,5 kg/m³ på grund av konstaterade skador i konstruktioner med högreaktiv ballast trots alkalinivåer på $\leq 3,0$ kg/m³. Då inga sådana reaktiva ballasttyper hittills påvisats i Sverige, kvarstår tidigare gränsvärde, men då ballast importerats är det viktigt att de gränsvärden som anges i ballastens ursprungsland också tillämpas här.

Utifrån pågående studie kommer de svenska gränsvärdena uppdateras alternativt valideras ytterligare, vilket avses göras i kommande version.

REFERENSER

K. Appelquist, J. Trägårdh, M. Göransson, M. Döse, Alkalisilica-reactivity of Swedish aggregates used for concrete, Proceedings of Nordic Baltic Seminar, Riga, Latvia, 2014.

Appelquist, Mueller, Trägårdh, Utveckling av performance test för ASR i betong, delrapport för åren 2013–2016, CBI Uppdragsrapport 3P00033, 36pp.

Lindgård, J.; Nixon, P. J.; Borchers, I.; Schouenborg, B.; Wigum, B. J.; Haugen M.; Åkesson, U.: The EU *Partner* project – European standard tests to prevent alkali reactions in aggregates, *Cement and Concrete Research*, 40 (2010) pp 611-635.

Lindgård, J., Wigum, B.J.: Alkalireaksjoner – feltefaringer, SINTEF-rapport nr. STF22 A02616, Trondheim 2003, 127 sidor + 8 bilagor.

Lindgård, J, Alkali-silica reaction (ASR) – Performance testing, Doctoral theses at NTNU, 2013-269, October 2013 (<https://brage.bibsys.no/xmlui/handle/11250/249422>).

Nixon, P.J., Sims, I. (2016): RILEM Recommended test method AAR-0 – Outline guide to the use of RILEM methods in the assessment of the alkali-reactivity potential of aggregates, *RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures. State-of-the-art reports 17*, pp 5-34, DOI 10.1007/978-94-017-7252-5_2.

Nixon, P.J., Sims, I. (2016): RILEM Recommended test method AAR-3 - Detection of potential alkalireactivity – 38°C Test method for aggregate combinations using concrete prisms, *RILEM Recommendations for the prevention of damage by alkali-aggregate reactions in new concrete structures. State-of-the-art reports 17*, pp 79-97, DOI 10.1007/978-94-017-7252-5_5.

EN 12620:2002+A1:2008, Aggregates for concrete.

CEN/TR 16349:2012 “Framework for a specification on the avoidance of a damaging Alkali-Silica Reaction (ASR) in concrete”

NB 32 (2005): Norsk Betongforenings publikasjon nr. 32 (NB 32) ”Alkalireaksjoner i betong. Prøvmetsoder og krav til laboratorier”

NB 21 (2017): Norsk Betongforenings publikasjon nr. 21 (NB 21) ”Bestendig betong med alkalireaktivt tilslag – Desember 2017”

NB 21 (2004): Norsk Betongforenings publikasjon nr. 21 (NB 21) ”Durable concrete with alkali reactive aggregates”

NB 21 (1996): Norsk Betongforenings publikasjon nr. 21 (NB 21) ” Durable concrete with alkali reactive aggregates”

RILEM, AAR-1 - Detection of potential alkali-reactivity of aggregates — Petrographic method, *Materials and Structures* (36) (2003) 480–496.

RILEM, AAR-2 - Detection of potential alkali-reactivity of aggregates — the ultraaccelerated mortar bar test, *Materials and Structures* (33) (2000) 283–289.

RILEM, AAR-3 - Detection of potential alkali-reactivity of aggregates — method for aggregate combinations using concrete prisms, *Materials and Structures* (33) (2000) 290–293.

BILAGA E – LABORATORIEUNDERSÖKNINGAR AV ASR I BEFINTLIGA KONSTRUKTIONER

Bilagan innehåller beskrivningar av analyser och provningar som är lämpliga för identifiering och utvärdering av ASR samt för prognostisering av alkalisilikareaktionens effekter på konstruktioner.

4. Okulär granskning av borrkärnor

En initial undersökning av betongen genom okulär granskning av borrkärnors mantelytor kan ge en indikation på om ASR förekommer i betongen. Vid en misstanke om ASR bör alltid göras en kompletterande strukturanalys av betongen i tunnslip. Okulär granskning av borrkärnor är också ett snabbt sätt att få en uppfattning om hur djupt i betongen som kraftig sprickbildning har skett. Som hjälp vid den okulära granskningen kan man använda en handhållen lupp (*Figur 1*! **Hittar inte referenskölla.**) eller en stereolupp.

Typiska tecken på ASR är spruckna ballastkorn som består av typiska alkalireaktiva bergarter, sprickor som ”skär” igenom ballastkorn och som löper i olika riktningar i betongen. Ett säkert tecken på ASR är förekomst av alkalisilikagel i sprickor som ofta finns i anslutning till kraftigt spruckna ballastkorn och i betongens luftporer. Alkalisilikagelen är vit eller färglös. Den är ofta reagerad med kalcium från cementpastan och fast men kan också uppträda som flytande färglöst ämne. Sprickor orsakade av ASR i ballastkorn syns ofta tydligt även på torra (men inte nedsmutsade) mantelytor i borrkärnor. Sprickor i betongen syns dock ofta bättre om man fuktar betongen. Luftporer fyllda med alkalisilikagel är relativt lätta att se men man bör tänka på att luftporer kan vara fyllda med andra sekundärt bildade ämnen, såsom kalciumhydroxid (portlandit) eller kalciumsulfoaluminat (ettringit). Sådana utfällningar i luftporer är särskilt vanliga i sprucken och fuktbelastad betong. Dessa ämnen har också vit kulör och kan vara omöjliga att skilja från vit alkalisilikagel. Säker identifiering av alkalisilikagel kan göras via strukturanalys av betongen i tunnslip (*avsnitt 2*) eller via kemisk analys, till exempel med EDS/SEM (*avsnitt 5*).



Figur 1. Okulär granskning av en borrkärna med hjälp av lupp. Luftporer är fyllda med vit alkalisilikagel och ballast visar sprickor karaktäristiska för ASR.

Provuttag:

Prover bör tas från flera ställen i konstruktionen och minst ett från område med misstänkta skador, till exempel där krackeleringsmönster är synlig på betongens yta. Hantering av kraftigt fragmenterade borrkärnor är svår, så prover bör inte tas från kraftigt spruckna områden i konstruktionen. Lämpliga prover är borrkärnor med diameter 50 - 100 mm och längd 150 mm.

Förväntat resultat från analysen:

Undersökningen ger ett svar på om kraftig ASR har inträffat i analyserade prover.

Begränsningar:

ASR som ännu inte har orsakat makroskopiska sprickor i ballasten och betongen kommer inte att upptäckas. En korrekt petrografisk analys av ballastens finfraktion är svår att göra.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

För att analysen ska bli så bra som möjlig är det viktigt att laboratoriet får en allmän information om konstruktionen, provtagningsställena och avstånd till eventuella skador.

5. Strukturanalys i tunnslip och planslip

Strukturanalys i tunnslip och planslip är en bra och relativt enkel metod för att avgöra om ASR förekommer i betongen, om ASR har orsakat sprickor som har en negativ effekt på betongens beständighet och om synergieffekt mellan ASR och frost/tö-verkan på betongen har uppstått. En sådan analys bör utföras av en mikroskopist med erfarenhet av svensk ballast och ASR-problematik.

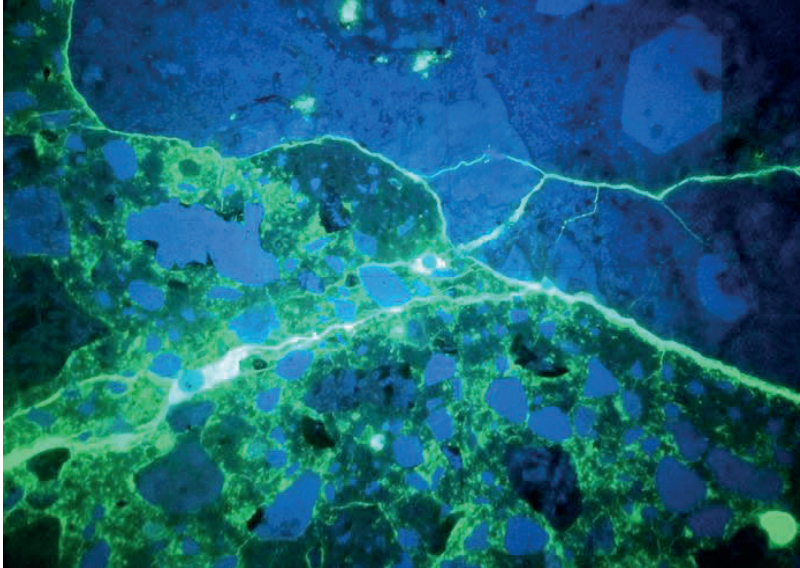
5.1 Tunnslip

Tunnslip ger en bra bild av mikrosprickor som finns i betongen (*Figur 2*). Beroende på sprickornas utseende, orientering och eventuell förekomst av karaktäristiska reaktionsprodukter i sprickorna går det att avgöra om dessa är orsakade av ASR, frost eller om de har andra orsaker. *Figur 3* visar ett exempel på karaktäristiska mikrosprickor orsakade av ASR, fyllda med alkalisilikagel. Tunnslipsanalysen ger förutom uppgiften om ASR även uppfattning om betongens andra egenskaper som vct-ekvivalent, ungefärlig lufthalt, urlakning, kemiska angrepp på cementpasta mm.

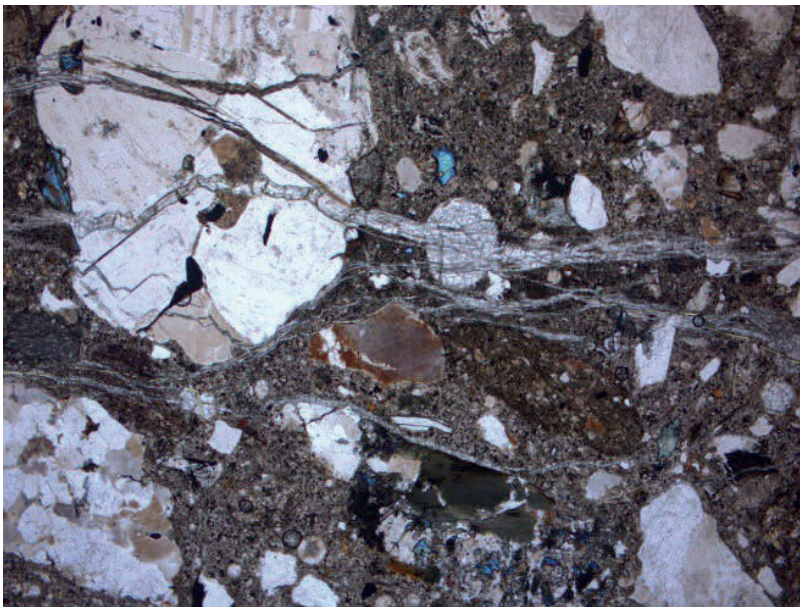
För inledande kvalitativ laboratorieundersökning ("fönsterundersökning") räcker med strukturanalys av ett tunnslip tillverkat av ett prov taget från ett representativt ställe i konstruktionen. Vi rekommenderar ändå analys av två tunnslip per betong från två borrkärnor tagna från olika ställen för att få ett bättre underlag för bedömningen. Områden i tunnslip kan väljas så att de omfattar ballastkorn som via okulär granskning av borrkärnorna bedömdes bestå av potentiellt alkalireaktiva bergarter. Detta ökar chansen att kunna identifiera ASR i betongen. Observera dock att ett sådant tunnslip inte är representativt för betongens ballast och inte bör användas för kvantitativ petrografisk analys. Resultat från kvantitativ petrografisk analys av ballasten gjord i ett sådant tunnslip kan ge förhöjda halter av alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva bergarter.

Betong för tillverkning av tunnslip tas vanligtvis ut från borrkärnor. Vid behov, till exempel då betongen är kraftigt sprucken kan stödimpregnering av borrkärnan vara nödvändig innan preparering av tunnslip. Tillverkning av betongtunnslip sker genom att betongen sågas, slipas, torkas, impregneras med fluorescerande epoxi och slipas igen. Belysning av ett impregnerat prov med UV ljus aktiverar fluorescensmedlet och underlättar att se betongens porositet och

mikrosprickor. Ett färdigt tunnslip består av ett objektglas med fastlimmat betongskikt som har en tjocklek på cirka 25 mikrometer, oftast täckt med ett tunt täckglas för att skydda preparatet. Ett tunnslip omfattar oftast en yta i betongen med mått 25 - 45 till 50 - 90 mm. Utvärdering av tunnslip görs normalt med ett polarisationsmikroskop och förstoringar på 20 till 400 gånger. Ljuskällor för vanligt ljus och UV ljus användes vid utvärderingen.



Figur 2. Tunnslip fotograferat i UV ljus. Området i bilden är 7 mm brett. I bilden ser man sprickor i ballast och cementpasta orsakade av ASR.



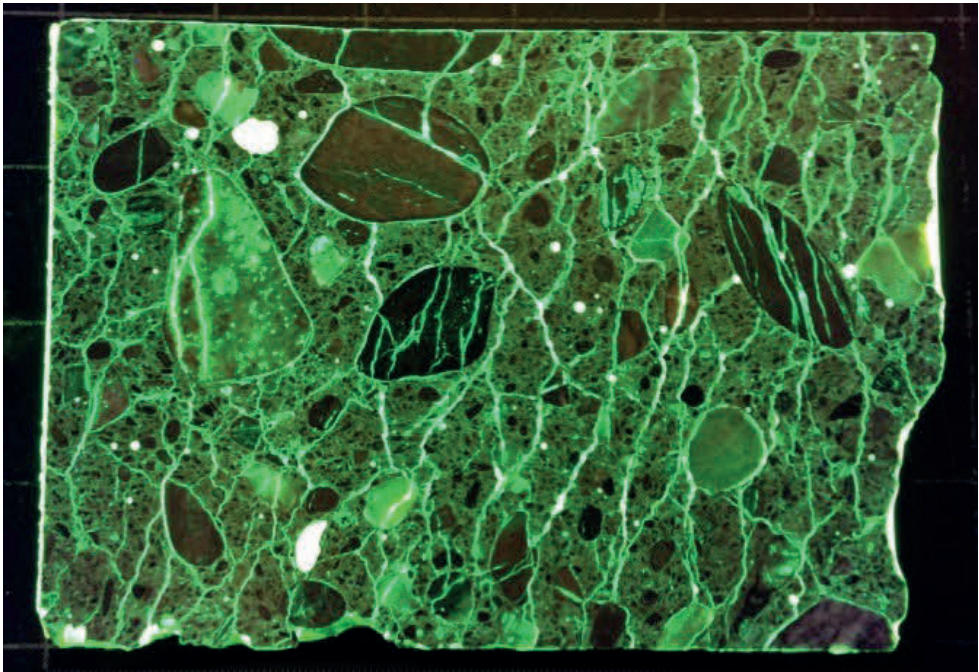
Figur 3. Tunnslip fotograferat i polariserat ljus. Området i bilderna är 7 mm brett. I bilden ser man sprickor och luftporer fyllda med alkalisilikagel.

5.2 Planslip

Ett planslip är en skiva av betong som har sågats ut från till exempel en borrkärna. De sågade ytorna slipas och kan även impregneras med fluorescerande epoxi för att synliggöra mer detaljer i provet, exempelvis luftporer och mikrosprickor (*Figur 4*). Planslip är också lämpliga att användas för uppskattning av halten alkalireaktiva bergarter i ballastens grovfraction.

Planslipen omfattar generellt större ytor i betongen än vad tunnslip gör, vilket ger en mer storskalig bild av sprickor och deras orientering. Planslip är ett bra komplement till tunnslip då de visar ett större område i betongen medan tunnslip visar fler olika strukturella detaljer hos provet. Planslip som består av snitt orienterade vinkelrätt mot betongens yta och omfattar området från betongens yttre del är särskilt bra som underlag för bedömning av omfattningen av skador på grund av frost/tö-verkan på betongen. Observera att sprickbredder uppmätta i tunnslip och planslip har en generell tendens att vara större än i konstruktionen på grund av relaxation av betongen när borrkärnan tas ut ur konstruktionen.

Vanlig storlek hos planslip är 100x200 mm men den varierar mycket, beroende på tillgång på provmaterial. Planslip utvärderas okulärt och med hjälp av stereolupp med förstoring upp till ca 50 gånger.



Figur 4. Planslip tillverkat av betong impregnerad med fluorescerande epoxi och belyst med UV ljus. Planslipets längd är 150 mm. Sprickor i betongen är orsakade av ASR.

Provuttag:

Prover bör tas från flera ställen i konstruktionen och minst ett från område med misstänkta skador, till exempel där krackeleringsmönster är synlig på betongens yta. Hantering av kraftigt fragmenterade borrkärnor kan dock vara svår, varför prover inte skall tas från kraftigt

spruckna områden. Lämpliga prover är 1 - 2 borrhärnor med diameter 50 - 100 mm och längd 150 mm.

Förväntat resultat från analysen:

Undersökningen ger svar på om ASR har inträffat i betongen från analyserade prover, om ASR har orsakat sprickbildning och om det finns synergieffekter med andra skademekanismer.

Begränsningar:

Endast material som finns i prover analyseras, vilket betyder att det vid provtagningen är viktigt att betongen tas från ställen där det finns skador. Att ASR inte noteras i samband med strukturanalysen betyder inte att det inte finns alkalireaktiv ballast i betongen och en potentiell risk för framtida skador till följd av ASR.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

För att analysen ska bli så bra som möjlig är det viktigt att laboratoriet får information om konstruktionen, eventuella skador och provtagningsställena. Ange också om borrhärneförsluster har noterats vid borring.

6. Damage Rating Index

Metoden är en semi-kvantitativ betongpetrografisk analys som ger ett mått på inre sprickbildning i betong med fin- och grovkornig ballast som en funktion av ökande expansion orsakad av ASR. Metoden går ut på att mäta frekvensen hos olika typer av sprickor som enligt bedömning är orsakade av ASR. Sprickmätningen görs med hjälp av stereolupp (15 - 18 gångers förstoring) i planslip tillverkade av borrhärnor tagna från en konstruktion. Sprickdensitet (antal sprickor per ytenhet) hos sprickor som uppvisar olika karaktäristika mäts inom en yta på minst 200 cm². Den analyserade ytan är indelad i 1x1 cm-stora områden av ett rutnät som ritas på den slipade betongytan. Sprickorna är indelade i flera kategorier: slutna sprickor i ballastkorn, öppna sprickor i ballastkorn, sprickor fyllda med reaktionsprodukt (alkalisilikagel) i ballastkorn, sprickor i cementpasta, sprickor i cementpasta fyllda med alkalisilikagel, släpp mellan ballastkorn och cementpasta och reagerade ballastkorn. Olika viktningsfaktorer används för de olika sprickkategorier när ett DRI-värde beräknas. En mer detaljerad beskrivning av metoden finns i Sanchez et al (2015).

Metoden är inte ämnad för att ersätta standardiserade metoder för betongpetrografisk analys utan är ämnad som ett kompletterande petrografiskt verktyg som ”kvantifierar” alkalisilikareaktionens skadliga verkan (*”damage degree”*) på en betong för att jämföras med andra konstruktionsdelar eller objekt och för en jämförelse över tid.

Uppmätta DRI-värden visade sig öka nästan linjärt med ökad expansion i betong som tillverkades och provades i laboratoriemiljö. Denna korrelation mellan DRI-värden med fri expansion av betongen innebär att det är tänkbart att metoden kommer på sikt att utvecklas för att ge en uppskattning av expansion hos betong från en verklig konstruktion.

Provuttag:

Planslip med en yta på minst 200 cm² skall tillverkas av betongen. Provtagningen skall därför inte göras i kraftigt spruckna områden i konstruktionen. Lämpligt prov är borrhärna med diameter 100 mm och längd minst 200 mm.

Förväntat resultat från analysen:

Metoden ger ett DRI-värde som är ett mått på nedbrytning av betongen pga ASR. Detta i sin tur ger möjlighet att jämföra ASR-relaterad sprickbildning mellan olika objekt. Det ger också möjlighet att se utveckling av ASR-skador över tid.



Figur 5. Slipad betongyta, lämplig att användas för DRI. I bilden kan man se sprickor i ballast och cementpasta fyllda med vit alkalisilikagel.

Begränsningar:

I skrivande stund är metoden under utveckling och inte standardiserad. Metodens tillämpbarhet för svenska förhållanden har inte utvärderats färdigt. Det saknas allmänna kriterier för klassificering av låg, medel och hög grad av nedbrytning.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förses med allmän information om konstruktionen och provtagningsstäl-
lena.

7. Petrografisk analys av ballast i betongprov

Petrografisk analys av ballast består av bestämning av ballastens huvudbeståndsdelar, typer av alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva bergarter samt deras halt. Betongens ballast undersöks *kvalitativt* genom 1) okulär granskning av grovfraktionen på borrhämsmantelytor eller på slipade betongytor (planslip); eller 2) analys i tunnslip som kan göras för ballastens samtliga fraktioner. En *kvantitativ* petrografisk analys ska göras i tunnslip med punkträkningsmetod ("*point-counting*") och i väsentliga drag följa provningsmetod RILEM AAR-1 eller motsvarande. En *kvantitativ* petrografisk analys innebär en uppskattning av halter av

ballastens alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva komponenter. Om betongen bedöms innehålla både snabbreaktiva och långsamreaktiva bergarter skall detta nämnas och halter av respektive ballasttyp skall anges separat. Analysen skall utföras av en mikroskopist med erfarenhet av svensk ballast och ASR-problematik. Erfarenheten är ofta nödvändig för en rätt bedömning eftersom alkalireaktivitet hos en och samma bergartstyp, till exempel sandsten varierar kraftigt (från oskadlig till snabbreaktiv). Ett annat exempel är gnejser som ofta är oskadliga men den kraftigt deformerade typen kan vara alkalireaktiv. Naturgrus från åsar innehåller ofta flera olika typer av gnejs och kanske bara en del av gnejskornen bör betraktas som alkalireaktiva.

Beroende av tunnslipens storlek och betongens ballastsortering rymms olika antal ballastkorn inom ett tunnslip. I betong med ballastens maximala storlek 32 mm kommer området för tunnslipet att innehålla en kraftigt begränsad mängd ballastkorn av de grövre fraktionerna. Om tunnslipstorleken är ca 45x25 mm är det därför lämpligt att utföra en kvantitativ petrografisk analys av ballast på ett underlag som består av flera tunnslip. Vår rekommendation är att tre tunnslip med en sammanlagd analysyta på 150x75 mm används, vilket är en god kompromiss mellan kostnad för analysen och ett representativt underlag för den kvantitativa analysen. Om tillverkning av större tunnslip, till exempel ca 100x50 mm är möjligt kan antalet tunnslip begränsas till två. Tunnslip för kvantitativ petrografisk analys av ballasten bör tillverkas av slumpmässigt valda områden i betongen och områden som till större delen består av ett och samma ballastkorn bör undvikas. Observera att områden i tunnslip tillverkade för att identifiera ASR i utredningens tidigare skede, till exempel i samband med en fönsterundersökning kan ha valts för att innehålla en stor andel typiskt alkalireaktiva bergarter varför dessa inte är representativa för betongens ballast i stort. Användning av dessa tunnslip för kvantitativ petrografisk analys kan ge förhöjda halter av alkalireaktiva och potentiellt alkalireaktiva bergarter.

Provuttag:

Två till tre borrhörnar tagna på flera ställen i konstruktionen.

Förväntat resultat från analysen:

Analysen ger svar på om betongen innehåller alkalireaktiv eller potentiellt alkalireaktiv ballast (kvalitativ analys) och om halter av alkalireaktiva/potentiellt alkalireaktiva ballastkomponenter (kvantitativ analys).

Begränsningar:

Analysen anger inte om ASR har inträffat och beskriver inte omfattning av skador på betongen orsakade av ASR. Om betongen innehåller alkalireaktiv eller potentiellt alkalireaktiv ballast ger analysen inte svar på om denna kommer att reagera och orsaka skadlig expansion i aktuell betong och miljö.

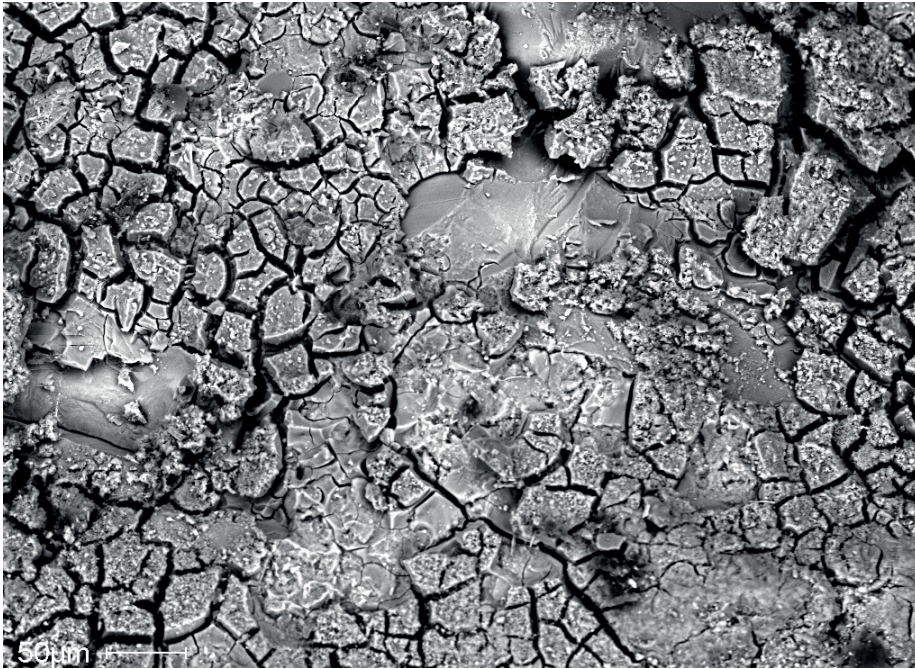
Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förse med allmän information om konstruktionens ålder, geografiska läge och en kort beskrivning av provtagningsställena. Lämpliga prover är borrhörnar med diameter 50 - 100 mm och längd 150 mm. En till två borrhörnar för en kvalitativ petrografisk analys av ballast och minst tre borrhörnar för en kvantitativ analys.

8. Mikrostrukturanalys av betongen med SEM

Analys med svepelektronmikroskop (SEM) kan omfatta både mikrostrukturanalys (avbildning i hög förstoring) och analys av kemisk sammansättning hos en provyta, vilka båda kan visa på förekomst av ASR. Särskilt förekomsten av alkalisilikagel (kaliumsilikathydrat) kan anses vara ett bevis på att ASR har inträffat i betongen. Även om gelens utseende i bilder tagna med sekundära elektrondetektor (SE) eller bakåtspridda elektrondetektor (BSE) kan vara olika från fall till fall, beroende på bland annat uttorkningsgrad och kalcifieringsgrad av gelen så kan man ofta uppmärksamma några typiska kännetecken hos alkalisilikagel. Gelen uppträder som skiktade utfällningar som på grund av uttorkning har spruckit/krackelerat (*Figur 4*). Gelen hittas enklast i sprickor i reagerade ballastkorn, i cementpastan som finns i anslutning till dessa eller i betongens luftporer. Gelen kan också befinna sig mellan reagerade ballastkorn och cementpasta såsom en reaktionsrand. Om SEM är utrustat med energidispersivt spektroskop (EDS) för grundämnesanalys kan identifikation av alkalisilikagel kompletteras med en analys av dess kemiska sammansättning. Även en kvalitativ grundämnesanalys kan visa en kemisk signatur som underlättar identifieringen. Alkalisilikagel består främst av kisel, kalium och vatten (vattenhalten kommer dock inte att framgå från EDS-analysen) med mindre och varierande halter av kalcium och natrium.

Sammansättningen hos alkalisilikagel ändras över tid, främst genom utbyte av K- och Na-joner mot Ca-joner från cementet. K- och Na-halten är ofta relativt högt inne i ett ballastkorn men minskar samtidigt som Ca-halten ökar ju längre ut i cementpastan gelen tränger. Av erfarenhet vet vi att identifiering av alkalisilikagel görs enklast på brottytor i betongen, men poletrade prover kan också användas. Vid preparering av prov för SEM-analys bör användning av vatten undvikas eller i största möjliga mån begränsas då en relativt nybildad alkalisilikagel är vattenlöslig och kan spolats bort från provet. Beläggning av provytan med ett elektriskt ledande skikt är normalt inte nödvändigt.



Fi-

gur 4. Alkalisilikagel på en sprickyta i betong. Bilden är tagen med BSE-detektor kopplad till SEM. Området i bilden är ca 0,5 mm brett.

Provuttag:

Provyta som behövs för denna analys kan vara endast 2 - 4 cm². Det är dock rekommenderat att ett större prov av betongen undersöks först okulärt, till exempel att en okulär granskning av borkärna görs. Lämpliga prover är borkärnor med diameter 25 - 100 mm.

Förväntat resultat från analysen:

Metoden kan användas för att identifiera ASR i betongprover.

Begränsningar:

Metoden är inte standardiserad. Eftersom man analyserar endast ett litet område i betongen är det möjligt att missa tecken på ASR, särskilt om reaktionen är svag. Analysen ger inga uppgifter om reaktionens styrka eller i vilken omfattning den har orsakat sprickbildning. Den säger därför ingenting om reaktionens effekter på betongens beständighet hittills eller om dess utveckling med tiden.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förses med allmän information om konstruktionen och provtagningsstäl-
lena.

9. Cementpastans och betongens alkalihalt

Alkalisilikareaktionens hastighet beror bland annat på alkalihalten i betongen. I betong med lågalkaliska Portlandcement (Na₂O-ekvivalent alkalihalt ≤0,6 %) och långsamreaktiv eller medelreaktiv ballast antas reaktionen normalt vara så långsam/svag att ingen risk för skador orsakade av ASR föreligger.

Det finns ett flertal kvantitativa kemiska analyser som kan användas för att få fram cementpastans kemiska sammansättning. Resultat som är relevanta för ASR bör kunna relateras till betongstandarder och rekommendationer. Av intresse är då 1) cementpastans alkalihalt (krav för lågalkaliskt Portlandcement enligt SS 134203:2014: $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv.}} \leq 0,6$ vikt%) och 2) halt vattenlösliga alkalier i betongen (gränsvärde enligt SS 137003:2008: $\leq 3,0$ kg/m^3). För att analysresultaten skall kunna användas till bedömning av risker med ASR måste man tolka dessa rätt. Tolkningen av analysresultaten oavsett analysmetod måste ta hänsyn till att ett betongprov består av hydratiserade Portlandcementklinkers + eventuella tillsatsmaterial + vatten (fukt i cementpastans kapillära porositet) + ballast + tillsatsmedel (kan normalt betraktas som försumbart). Beräkning av betongens totala alkalihalt görs med hänsyn till uppgifter om cementpastans alkalihalt och cementhalten i betongen. En metod för att få fram den senare finns beskriven i *avsnitt 7*.

Det finns för närvarande ingen standardmetod för bestämning av alkalihalten från betongprover. RISE CBI Betonginstitutet har nyligen (2018) utvärderat två analysmetoder som är allmänt tillgängliga i laboratorier och inte medför någon stor kostnad: 1) SEM/EDS (svepelektronmikroskop utrustat med energidispersiv spektroskopi) och 2) IC (jonkromatografi). Slutsatsen av utvärderingen var att analys av bindemedel med SEM/EDS ger mer lättolkade resultat.

9.1 Analys med SEM/EDS

Analys av cementpastans kemiska sammansättning kan göras med hjälp av svepelektronmikroskop (SEM) utrustat med bakåtspridda elektron-detektor (BSE-detektor) och energidispersivt röntgenspektroskop (EDS). Alla analysområden bör först kontrolleras med BSE-detektor för att undvika inblandning av ballast i analyserna. Mätosäkerhet för halter av Na_2O och K_2O bör inte överstiga +/- 0,1 vikt% om kvantifieringen av EDS-spektra är kalibrerad mot en lämplig referens, helst en cementpasta med känd kemisk sammansättning. Analysen skall göras på färsk brottytor gjorda i laboratoriet. Analysen skall inte göras på sågade, slipade eller polerade provtytor. Erfarenhet från CBI visar att EDS-analys av sådana ytor inte alltid ger korrekta halter. Eftersom alkalihalten hos cementpasta kan variera lokalt, t.ex. på grund av fukttransport genom betongen är det rekommenderat att analysera cementpasta i minst två betongbitar tagna från olika ställen i varje analyserat prov/borrkärna. Observera att prover för analysen inte skall vara tagna från kraftigt sprucken betong eller nära betongens yta eftersom cementpastan där kan vara urlakad. Prov från djup på minst 200 mm i betongen därför rekommenderas. Eftersom betong består till större del av ballast men analysen bara skall omfatta cementpasta är det nödvändigt att analysera små områden i varje provbit. Storleken hos analysområdena bör väljas så att man får en optimal kompromiss mellan representativitet, dvs en så stor total yta hos cementpasta som det är praktiskt och kostnadsmässigt möjligt och förmågan att utesluta/minimera risk för kontamination av analysområdena med ballast. Så kallad punktanalys är inte rekommenderad. Erfarenhet från CBI Betonginstitutet visar att analys av 10 - 20 områden med storlek ca 0,1x0,1 mm ger adekvata resultat.

Na_2O -ekvivalent alkalihalt hos cementpasta beräknas från Na_2O - och K_2O -halter uppmätta i betongens cementpasta, enligt formeln $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv.}} = \% \text{Na}_2\text{O} + 0,658 \times \% \text{K}_2\text{O}$. Krav för LA (lågalkaliskt) Portlandcement är enligt SS134203:2014 att cementet innehåller en total alkalihalt som motsvarar Na_2O -ekvivalent alkalihalt $\leq 0,6$ vikt%.

9.2 Analys med jonkromatografi:

Jonkromatografi (IC) är en alternativ metod för analys av cementpastans kemiska sammansättning och alkalihalt. Denna metod innebär en osäkerhet som bland annat beror på eventuell

urlakning av alkalier från ballasten vid preparering av prov för analys och på svårigheter att beräkna rätt cementpastavolym i analyserat prov.

Provuttag:

Borrkärnor bör vara minst 200 mm långa och helst längre än 300 mm och tagna från oskadad betong. Endast små bitar av betong behövs för analysen men det är viktigt att provet inte innehåller urlakad, kemiskt angripen eller karbonatiserad cementpasta. En borrkärna per betong räcker.

Förväntat resultat från analyser:

Halt av alkalier (natrium och kalium) hos cementpasta. Na_2O -ekvivalent alkalihalt hos cementpasta kan användas för beräkning av total alkalihalt i betongen.

Begränsningar:

Analysen ger felaktiga värden om analyserat område i betongen innehåller ballast eller kalkstensfiller. Analysmetoderna tar inte heller hänsyn till eventuell urlakning av alkalier som kan ha skett i sprucken och fuktbelastad betong.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förse med allmän information om konstruktionens ålder, geografiska läge och beskrivning av provtagningsställena. Det är viktigt att ange om proverna är tagna från områden med kraftiga skador eller vattenförande sprickor.

10. Betongens cementhalt

Analys av cementhalten görs för att kunna beräkna betongens totala alkalihalt. Cementhalten kan beräknas från CaO-halt som mäts upp med en titreringsmetod. Denna metod ger dock ett ungefärligt värde eftersom provet löses upp i svavelsyra, varvid kalcium från eventuellt förekommande kalciummineral i ballasten och kalkstensfiller kommer att påverka analysresultatet och ge skenbart högre cementhalter. Vi rekommenderar 5 kg betong för att nå god representativitet i analysen. Betongen delas senare ner till ett mindre prov.

Provuttag:

Lämpliga prover är borrkärnor med diameter 50 - 100 mm. Borrkärnor skall vara minst 150 mm långa och helst längre än 300 mm och om möjligt tagna i oskadad betong. Det är viktigt att provet inte består av betong med urlakad, kemiskt angripen eller karbonatiserad cementpasta. Tänk på att 5 kg betong rekommenderas för analysen.

Förväntat resultat från analysen:

Betongens cementhalt som tillsammans med uppgifter om alkalihalten i cementpastan används för att beräkna betongens totala alkalihalt. Cementhalten skall vara uttryckt som kg/m^3 .

Begränsningar:

Analysen ger förhöjda värden om betongen innehåller kalciumhaltig ballast eller kalkstensfiller. Metoden tar inte heller hänsyn till eventuell urlakning av kalcium som kan ha skett om betongen är fuktbelastad.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förse med information om konstruktionens ålder och beskrivning av provtagningsställena. Det är viktigt att ange om proverna är tagna från områden med kraftiga skador, rinnande vatten eller vattenförande sprickor.

11. Ballastens kvarvarande alkalireaktivitet

Det finns flera standardiserade expansionsprovningar för alkalireaktiv ballast (*avsnitt 2.3, 2.5*). Metoderna går generellt ut på att exponera bruk- eller betongprismor för en miljö som ger en accelererad ASR och mäta expansionens storlek under en viss tid. Expansionen uttrycks som en längdförändring hos betongprismorna och uttrycks i promille eller mm/m. De standardiserade metoderna och deras gränsvärden är framtagna för provning av ny ballast. De kan således inte tillämpas rakt av för utvärdering av alkalireaktivitet hos ballast i betong från befintlig konstruktion. När ballast i prover av äldre betong skall kontrolleras med avseende på alkalireaktivitet finns det idag inga standardmetoder.

De befintliga standardmetoderna kan dock i en modifierad form användas för att få fram ballastens kvarvarande expansionspotential ("maximal" expansion) och "maximal" expansionshastighet. Observera dock att expansionshastighet som uppmäts i en sådan provning inte tar hänsyn till betongens faktiska alkalihalt eller verkliga fukt- och temperaturförhållanden. Provningsresultaten motsvarar ett scenario som sannolikt är värre än vad som kan inträffa i verkligheten. Med hjälp av tidigare erfarenheter för en viss ballasttyp och avvägning mot betongens andra egenskaper kan en sådan provning ge ändå viss uppfattning om alkalireaktionens utveckling med tiden. Eftersom det inte finns några gränsvärden att förhålla sig till behöver man göra en anpassad tolkning av resultaten i varje specifikt fall. Denna tolkning görs i kombination med resultat från andra analyser, såsom alkalihalt i betongen (*avsnitt 6*), halt och typ av alkalireaktiv ballast i betongen, konstruktionens ålder och tidigare ASR-förlopp. De metoder som hittills visat sig vara mest tillämpliga för en konstruktions kvarvarande alkalireaktivitet är de relativt långsamma expansionsprovningarna, med en provningstid på ca 0,5 - 1 år. För kvarvarande expansionspotential förespråkar vi en modifierad variant av CBI-metod nr 1:1992, där betongproverna är nedsänkta i en natriumhaltig vattenlösning och för maximal expansionshastighet rekommenderas en modifierad variant av RILEM AAR-3 eller -10.

Det kan tilläggas att provning av kvarvarande expansionspotential för långsamt alkalireaktiva bergarter kan ta mycket lång tid eftersom man fortsätter provningen tills expansionen har avstannat. Eftersom efter en tid i den mycket aggressiva miljön som provning med CBI-metod nr 1:1992 innebär kommer all ballast att reagera och bidra till expansionen kan det hända att ett mått på maximal expansion som är relevant för utvärdering av ASR inte uppnås.

CBI-metod nr 1:1992 är den provning av ballastens alkalireaktivitet som man i Sverige har längst erfarenhet av och har tagit fram en tidskorrelation mellan laboratorieprovningen och exponering i verklig utomhusmiljö som kan med hjälp av avvägningsskriterier tillämpas på vissa medel- och långsamreaktiva ballasttyper. Observera att provning med CBI-metod nr 1:1992 innebär att man tillför betongen alkalier från vattenlösningen som provkropparna är nedsänkta i, dvs man ändrar förutsättningarna för alkalisilikareaktionen. Detta kan i sin tur innebära att ballast som uppvisar kraftig alkalireaktivitet i provningen behöver inte utveckla skadlig ASR i verkligheten där halten av vattenlösliga alkalier i betongen är $\leq 3,0 \text{ kg/m}^3$. Detta kan gälla till exempel betongen i dammar som ofta innehåller ett lågalkaliskt Portlandcement och där tillförsel av alkalier utifrån inte är vanligt. I samband med utredningar av ASR i befintlig konstruktion har de modifierade metoderna i en del fall gett tydliga utslag som indikerade skadlig expansionspotential hos ballasten, vilket stämde väl överens med bedömning gjord på basis av petrografisk analys av betongen (*avsnitt 2 och 4*). I andra fall har provningen levererat resultat som indikerade svag (inte skadlig) expansion hos betongprover från 40 - 50 år gamla konstruktioner med ASR-relaterade skador där halten av oförbrukad långsamreaktiv ballast uppskattades i den petrografiska analysen till $>15 \%$ och risken för fortsatt skadlig expansion bedömdes vara hög. Det är svårt att avgöra vilken av dessa två metoder skall

föväntas ge en mer tillförlitlig prognos av alkalisilikareaktionens utveckling på sikt. Vi rekommenderar att vara försiktig i användning av denna typ av expansionsprovning för att frikänna en betong från risken för framtida skador orsakade av ASR. Om ASR och hög halt av alkalireaktiv ballast (>15 % av ballasten) har konstaterats i betongen bör man generellt rekommendera en ökad frekvens hos inspektioner av konstruktionen.

Provuttag:

Provning av resterande alkalireaktivitet hos betongens ballast med modifierad CBI-metod nr 1:1992 kräver minst tre prover som består av borrkärnor med diameter 75 - 100 mm och längd minst 320 mm vid stenstorlek på max 16 mm och 150x320 mm vid stenstorlek på max 32 mm. Borrkärnorna skall inte vara delade, kraftigt spruckna eller innehålla andra material än betong, som till exempel delar av armeringsjärn. Proverna skall inte tas i kraftigt skadade/spruckna områdena i konstruktionen.

Föväntat resultat från provningen:

Provningen visar om betongens ballast fortfarande har potential till expansiv ASR. Provningen ger ett mått på expansion per tidsenhet hos accelererad reaktion som i vissa fall kan översättas till reaktionens hastighet i verkligheten. Provningen kan också ge maximal expansion som kan ske i betongen. Det senaste fungerar dock endast med snabb- och medelreaktiv ballast. Långsamreaktiv ballast ger sällan maximal expansion inom en praktiskt acceptabel provningsperiod.

Begränsningar:

Inga gränsvärden för resultat från de modifierade metoderna finns för närvarande. Provningen ger expansion i friliggande betong, den tar inte hänsyn till spänningsförhållanden i konstruktionen på grund av till exempel armering eller överliggande betongens tyngd. Tidskorrelation med verklig expansion i konstruktionen är inte säker på grund av ett flertal faktorer.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förses med allmän information om konstruktionens ålder, geografiska läge och en beskrivning av provtagningsställena.

12. Mekaniska egenskaper

Provning av betongens mekaniska egenskaper görs med gällande standardmetoder. I skrivande stund bestäms betongens tryckhållfasthet enligt SS-EN 12390-3:2009, spräckhållfasthet enligt SS-EN 12390-6:2009, draghållfasthet enligt SS 137231 eller liknande (t.ex. CBI-metod nr 6) och betongens elasticitetsmodul (E-modul) enligt SS-EN 12390-13:2013. Cylindriska provkroppar för dessa provningar tas vanligtvis från borrkärnor med diameter 60 - 100 mm. Provkropparnas längd skall helst inte understiga deras diameter och de bör inte innehålla fragment av armeringsjärn eller liknande. Eftersom enstaka sprickor kan ha stor konsekvens för provningsresultaten och sprickmängden kan variera stort inom olika områden i betongen bör man utföra provning på flera provkroppar tagna från olika delar av konstruktionen.

Sprickor orsakade av svag ASR behöver inte påverka betongens tryckhållfasthet i någon märkbar grad. Eftersom prover borras vinkelrätt mot betongens yta och sprickorienteringen i betongens yttre delar är ofta parallell med betongytan kommer sprickorna främst påverka betongens draghållfasthet och spräckhållfasthet. Provning av spräckhållfastheten hos cylindrar tagna ur borrkärnor kan därför förväntas ge en tydligare indikation på att betongens hållfasthet är påverkad av ASR än provning av tryckhållfastheten.

Provuttag:

Lämpliga prover är borrhävar med diameter 60 - 100 mm, beroende på provningsmetod. Eftersom provkroppar med en viss minimal storlek krävs skall provtagningen inte göras i kraftigt spruckna områden i betongen. Antalet provkroppar och deras dimensioner framgår ur gällande standard.

Förväntat resultat från provningar:

Värden för beräkning av betongens hållfasthet.

Begränsningar:

Det är viktigt att vara medveten om att hållfasthetsvärdena är rikttningsberoende om vissa sprickriktningar dominerar, vilket är vanligt förekommande.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förses med allmän information om konstruktionen och provtagningsställen.

13. Frostbeständighet

En bedömning av risken för en kombinerad effekt av ASR och frost/tö-verkan på betongen bör innehålla en kompletterande bedömning av betongens frostbeständighet. Denna kan göras via en indirekt metod som analyserar betongens lufthalt och luftporsystemets avståndsfaktor. Sådan luftporskaraktäristik kan tas fram med standardmetod SS-EN 480-11:2005. En direkt provning av betongens frostbeständighet i kloridhaltig eller inte kloridhaltig miljö kan göras med standardmetod SS 137244 (56 eller 112 frostcykler).

Provuttag:

Lämpliga prover är borrhävar med diameter ca 100 mm. Eftersom provkroppar med en viss minimal storlek krävs skall provtagningen inte göras i kraftigt spruckna områden i betongen. Antalet provkroppar och deras dimensioner framgår ur gällande standard.

Förväntat resultat från provningen:

Resultatet ger besked om betongen har acceptabel eller inte acceptabel frostbeständighet.

Begränsningar:

Resultatet säger inget om frostbeständighetens försämring med tiden på grund av ASR.

Kommunikation med analyserande laboratorium:

Laboratorium skall förses med allmän information om konstruktionen och provtagningsställen.

BILAGA F – CBI METOD NR. 1

1 Metodbeskrivning

Bestämning av alkalisilikareaktivitet i betong.

Accelerated test method for alkali silica reaction in concrete.

1.1 Orientering

Denna standard bygger på en tidigare registrerad NORDTEST-metod NT BUILD 295, ”Sand-alkali-silica Reactivity Accelerated Test” (Bruksprismametoden). Vissa ändringar har emellertid gjorts för att även kunna mäta reaktiviteten hos betong (ballastkorn-storlek 0–16 mm). Med den typ av reaktiv ballast som förekommer i Sverige är ofta även sten (>8 mm) och grus (4–8 mm) reaktivt. De avsteg som gjorts från NT BUILD 295 gäller därför främst provkropparnas storlek och ballastmaterialets kornstorlek.

1.2 Tillämpning

Metoden kan användas för kontroll av ett ballastmaterials eller en speciell betongblandnings benägenhet till att utveckla expansiv alkalisilikareaktion. Metoden kan användas för att testa både sand (0–4 mm), grus (4–8 mm) och sten (8–16 mm) såväl som hela materialet upp till 16 mm. Om en viss fraktion testas skall de andra fraktionerna bestå av lågreaktiv ballast. I så fall görs en referensmätning med lågreaktiv ballast enligt kalibreringsinstruktionerna i kapitel 4. Även olika cementsorters och tillsatsmaterials inverkan på alkalisilikareaktionen och därmed expansionen kan testas med metoden. Om ett ballastmaterials reaktivitet är föremål för provningen används ett portlandcement CEM I (alkalihalt: ca 1,0 vikt% $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv.}}$) eller motsvarande cement. Om en viss betongblandning i kombination med ett visst ballastmaterial skall testas, kan avsteg göras från det givna betongreceptet och ett annat portlandcement användas. I det senare fallet mäts inte ballastmaterialets reaktivitet specifikt utan en speciell betongblandnings benägenhet till expansion. Det reaktiva materialet kan vara en begränsad del av det totala materialet vilket gör att det är viktigt att en representativ provuttagning sker. Vid gjutningen är det viktigt att följa den föreskrivna konsistensen och luftinnehållet eftersom luftinnehållet i betongen kan påverka expansionen. Det är även viktigt att mätningarna sker vid samma temperatur och att avsvälningen av provkropparna sker under samma förhållanden (+20 °C). Tidsperioden för avsvälning skall vara samma inför varje mätillfälle (ca 24 tim.).

1.3 Princip

I en betong med ett alkalisilikareaktivt ballastmaterial som vattenlagras i en varm mättad saltlösning (NaCl), kommer cementet att reagera med reaktiva bergartstyper och expandera. Denna expansion tar sig uttryck i en längdändring som kan mätas. Expansionen mäts med jämna intervall vid lagring i varm mättad NaCl-lösning (50°C). Provkropparna initialmäts efter 28–30 dygns lagring i klimatkammare (RF 100 %). Slutmätning sker tidigast efter 20 veckors lagring i saltbadet.

1.4 Utrustning

Mätklocka (digital) med avläsningsnoggrannhet 10 µm.

Mätappar av rostfritt stål eller mässing.

Prismatiska stålformor eller trälaminatformor. Alternativt kan cylindriska stålformor användas.

Betongblandare (tvångsblandare).

Klimatkammare (RF 100 %, +20°C ±2°C) för lagring (mognad) av provkropparna.

Termostatstyrt saltbad (+50°C ± 2°C).

Våg (mättnoggrannhet ±1 g).

Vibratorbord.

1.5 Provmaterial

Det ballastmaterial som skall testas siktas vid behov och sten större än 16 mm tas bort. Materialet kan provas sammansatt (0–16 mm) eller fraktionsvis. Om någon fraktion utelämnas ersätts denna med ett dokumenterat lågreaktivt material (dvs. under 0,6 mm/m expansion efter 20 veckors saltlagring). Om provmaterialet består av 0–8 mm, så tillförs 8–16 mm sten som är dokumenterat lågreaktivt så att provmaterialet alltid består av 0–16 mm med en jämn kornstorleksfördelning.

1.6 Provmängd

Den ursprungliga provmängden skall vara minst 25 kg ballastmaterial så att tre provkroppar kan gjutas och en petrografisk analys utföras. Om materialet är naturfuktigt torkas det före vägning eller alternativt så bestäms fukthalten.

1.7 Gjutformar och provkroppar

Det är viktigt att provkropparna har en jämn yta. Provkropparna skall helst gjutas i prismatiska stålformar, men även väl rengjorda och vattenavstötande formar av ett trälamnat kan användas. Dimensionen skall vara 75x75x300 mm vid max stenstorlek 16 mm. Om en specifik betongblandning skall undersökas kan större stenstorlekar användas (max 32 mm). Provkropparnas dimension skall då minst vara 150x150x400 mm. Provkropparna kan även framställas i cylindriska stålformar och då bör diametern vara 75–100 mm och längden 300 mm vid en stenstorlek på max 16 mm. Om stenstorleken är max 32 mm skall diametern vara minst 150 mm. Alla provkropparna i en provserie skall vara av samma storlek. I kortändorna injutes mätappar av rostfritt stål eller mässing. Kontroll av referensmaterial görs vart 5:e år.

1.8 Betongrecept

Betongblandningen proportioneras efter följande recept om ett ballastmaterials reaktivitet skall provas:

Portlandcement CEM I; alkalihalt ca 1,0 vikt% Na ₂ O _{ekv.} (dvs. ca 4,2 kg/m ³)	
Cement	423 kg/m ³ ±7 kg/m ³
Vatten	211 kg/m ³ ±6 kg/m ³
Sand (0–4 mm) & grus (4–8 mm)	1130 kg/m ³ ±17 kg/m ³
Sten (8–16 mm)	551 kg/m ³ ±10 kg/m ³
Ballast tot.	1681 kg/m ³ ±25 kg/m ³
Sättnmätt	120 mm ±40 mm
Vattencementtal	0,50 ±0,02, naturlig lufthalt max. 3 %.

Om nödvändigt kan flytillsatsmedel få användas för att uppnå angivet sättmätt.

En tvångsblandare används med en kapacitet på minst 25 liter.

1.9 Provberedning

Ballastmaterialet vägs i torrt tillstånd eller alternativt så mäts fukthalten i provet och denna vattenmängd adderas till blandningsvattnet. Om krossat material skall testas kan det vara nödvändigt att dela upp 0–8 mm materialet och fukta de finare fraktionerna, t ex 0–2 mm, med en del av blandningsvattnet. Materialet får stå över natten i slutna kärl eller hinkar. Betongen blandas med en tvångsblandare. När cementet är tillsatt, låt blandaren gå i ½-1 minut för att få en god blandning mellan cement och ballast. Därefter tillsätts vattnet försiktigt. Efter blandningen kontrolleras konsistensen med en sättkon (sättnmätt). Formar med mätappar i kortändorna fylls med betong och vibreras på ett vibratorbord för att få god komprimering. Ytorna

putsas till och provkropparna övertäcks omedelbart eller förflyttas till ett klimatrum med 100 % relativ luftfuktighet. Avformningen sker efter 24 timmar och det är viktigt att mätapparnas då inte skadas. Omedelbart efter avformningen placeras provkropparna i en klimatkammare med RF 100 % och temperatur $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ i ca 28 dygn. För att undvika att alkalier lakas ur provkropparna skall dessa ligga i öppna plastpåsar. Plastpåsens ”botten” skall förses med hål så att vatten inte samlas i påsen. Man skall se till att fukt inte rinner på provkroppars ytor.

1.10 Provning

Efter lagringen i klimatkammare initialmäts proverna och placeras i ett kar med $+50^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ mättad saltlösning (NaCl). Det är viktigt att saltlösningen har fri tillgång till ytorna på provkropparna, därför fordras minst 2 cm mellanrum. Avläsning sker förslagsvis med 2–3 veckors intervall och bör omfatta 8 mättillfällen. En sista slutavläsning sker efter 20 veckor (ca 140 dygn). Beroende på kurvans lutning kan en kompletterande avläsning göras efter 30 dygn. Innan varje mättillfälle tas provkropparna ur saltbadet och får stå och svalna i ett rum med en reglerad temperatur på $+20^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$ i ca 24 timmar.

1.11 Resultat

Provkropparnas längdändring (ln) i promille beräknas av formeln:

$$\ln = ((l_x - l_i) / l_o) \times 1000 \text{ (promille, mm/m)}$$

där l_x är provkroppens längd vid mättillfället och l_i är provkroppens initiallängd. l_o är själva provkroppens längd utan mätappar.

Längdändringen presenteras som ett medelvärde av resultaten från minst tre provkroppar vid varje mättillfälle.

1.12 Gränsvärde

Gränsvärdet för provningen är 0,70 mm/m.

Vid testförsök med denna metod har det visat sig att sprickor synliga för blotta ögat börjar uppträda när expansionen når ett värde på 0,6 mm/m $\pm 0,05$ mm/m. Värdet grundas på ca 25 observationer med olika ballastmaterial (max stenstorlek 16 mm).

1.13 Rapport

Provkropparnas längdändring i mm/m redovisas i diagramform som en funktion av provningstiden. En rapport skall innehålla följande information:

- a) namn och adress på laboratoriet
- b) datum och identifiering av rapporten
- c) beredningsförfarande och provningsmetoder
- d) eventuell avvikelserapport
- e) namn och adress på beställaren
- f) uppgifter om provuttagning alternativt tillverkning
- g) märkning av prov
- h) datum för mottagning av prov
- i) tidsangivelse för utförande av provningen
- j) resultatet redovisas i diagramform som längdförändring i mm/m, dels som medelvärde av tre provkroppar, dels som längdförändringen för varje enskild provkropp. Kommentarer görs huruvida gränskriteriet 0,70 mm/m överskridits eller inte. Eventuell sprickbildning noteras.

Om kurvan har stigande trend vid ca 140 dygn och sista mätpunkten ligger i intervallet 0,5–0,7 mm/m förlängs mätperioden till maximalt 200 dygn.

- k) övriga uppgifter, om behövs.

Mätprotokoll, övriga rådata och kopia på rapport arkiveras i arkivskåp och/eller i databasen på intranätet i minst fyra års tid. Exempel på rapport framgår av mallen på intranätet.

1.14 Kvalitetssystem

CBI återkallar rapport som innehåller felaktigheter som kan påverka mätresultat som erhållits med metoden. Vid felaktigheter kontaktas kvalitets- och miljöansvarig och databasen ”Avvikelser” används.

2 Hanteringsinstruktioner

1. Sten större än 16 mm siktas bort och mängden överkorn bestäms och medtages ej i undersökningen.
2. De olika delmaterialen vägs på en våg med digital display enligt recept.
3. Vatten fylls i ett mätkärl.
4. Delmaterialen överförs i en tvångsblandare och blandaren får gå i ½-1 minut innan vattnet tillförs successivt. När vattnet är tillsatt, låt blandaren gå minst en minut.
5. Lufthalten mäts med en lufthaltsmätare när blandaren har stängts av.
6. För konsistensmätning (sättmått) tas ett prov från blandningen.
7. Återför provet i blandaren och blanda ytterligare en minut.
8. Rengjorda formar, med en vattenavstötande hinna (olja) på insidan, fylls med betong på ett vibratorbord. På formarnas kortsidor finns rostfria mätappar.
9. Betongen vibreras i ca 10 sekunder.
10. Provkroppar märks med en permanent tuschpenna (projektnummer, gjutdatum, provkroppsnnummer). Även ”mätsidan”/riktning hos provkroppen vid längdmätning märks ut på provkropparna. Vid längdmätningar skall provkroppen placeras så att dess sidor är alltid riktade åt samma håll.
11. Efter gjutningen placeras formarna i ett klimatrum med 100 % luftfuktighet i ett dygn.
12. Efter ett dygn avformas provkropparna och placeras i en klimatkammare (RF 100 %) för att mogna i 28–30 dygn.
13. Efter mognadsperioden tas provkropparna ut ur klimatkammare och får torka ett dygn i ett klimatrum med en luftfuktighet på 65 % och en temperatur av 20°C ±2°C.
14. Provkropparna initialmäts i ett klimatrum med en luftfuktighet på 65 % och temperatur av 20°C (±2°C). Provkroppen placeras i provhållaren i märkt mätposition. Tareringsstaven (ca 300 mm) fästes i en hållare i rätt position (märkt ände uppåt!). Mätklockan skruvas fast på mätramen. Mätklockan nollställs efter tareringsstaven minst tre gånger (ingen avvikelse i hundradelarna). Provkroppen mäts (relativ längd mot tareringsstaven). Mätklockan (nollställningen) kontrolleras mot tareringsstaven efter varje provkroppsmätning de tre första mätningarna. Om mätningen är stabil kan kontrollen mot tareringsstaven ske efter var tionde mätning.
Kontroll mot tareringsstaven skall alltid ske efter sista provmätningen.
Mätresultaten protokollförs och förvaras i en provmapp.
Mätklockan och tareringsstaven förvaras skyddat.
15. Efter initialmätningen placeras provkropparna i ett termostatstyrt saltbad med temperaturen 50°C ±2°C. Temperaturen kontrolleras 1 gång i veckan och dokumenteras under ”Bilagor” i metodmappen på intranätet.
16. Expansionsmätningen av provkropparna görs med jämna intervall (två till tre veckor) på samma sätt som initialmätningen. Vid dessa tillfällen tas provkropparna ut ur saltbadet och får sedan stå i ett klimatrum med en luftfuktighet på 65 % och en temperatur av 20 C (±2°C). Mätapparna rengörs från salt och smuts. Mätningen sker enligt punkt 14.
17. Provningsstiden är minst 20 veckor.

3 Mätosäkerhet

3.1 Förutsättningar

Bestäms som längdökningen i förhållande till den ursprungliga längden enligt:

$$\varepsilon = \delta / L \quad \delta = \delta_p - \delta_0$$

3.2 Osäkerhetsbidrag

a) Provkroppens längd

Spridningen i provkroppens längd antas vara $\square 1$ mm. Provkroppens längd bestäms som provkroppens längdavgivelse från en referensstång. Ursprungliga längden bestäms som medelvärdet av tre mätningar. Längden efter x antal dygn bestäms genom en mätning.

Varje mätning avslutas med mätning av referensstången. Vid stora avvikelser vid kontrollen av referensstången görs mätningen om.

b) Längdmätning

Längdändringens spridning antas vara 0,003 mm.

c) Mätklockans kontakt med mätdubb och referensstång

Maximala felet vid mätklockans kontakt med mätdubb och referensstång antas vara 0,005 mm.

d) Temperaturskillnad mellan provkropp och mätram

En temperaturskillnad mellan provkropp och mätram av 2°C leder till en längdändring av $2 \times 11 \times 10^{-6} \times 300 = 0,0066$ mm.

e) Mätklockans osäkerhet

Mätklockans osäkerhet är $\pm 0,003$ mm.

f) Mätklockans upplösning

Mätklockans upplösning är 0,001 mm.

3.3 Känslighetsfaktorer

$$\partial \varepsilon / \partial \delta_p = 1 / L \quad \partial \varepsilon / \partial \delta_0 = -1 / L \quad \partial \varepsilon / \partial L = -\varepsilon / L^2$$

3.4 Resultat

$$u = 0,034 \text{ mm/m}$$

$$U = 0,07 \text{ mm/m}$$

$$\varepsilon = 0,70 \pm 0,07 \text{ mm/m}$$

3.5 Kommentar

Erfarenheten visar att avvikelsen från medelvärdet vid provning av tre betongprismor är $\pm 0,08$ mm vid en expansion av 0,70 mm/m.

4 Kalibreringsinstruktioner

1. Provkroppar av betong med granitisk lågreaktivt referensmaterial, grus 0-8 mm och sten 8-16 mm, tillverkas i enlighet med hanteringsbeskrivningen och enligt recept under punkt 1.9 i metodbeskrivningen (receptmall kap 6). Expansionen med detta ballastmaterial finns dokumenterat och skall inte överstiga max 0,45 mm/m med ett portlandcement CEM I, ca 1,0 vikt % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$.
2. Provnings med referensmaterialet görs vart 5:e år.
3. Om referensmaterialet från en ny sändning används, kalibreras detta mot den gamla sändningen, dvs. materialet från den nya sändningen provas.
4. Kalibrering av mätklockan sker mot tareringsstaven. Detta skall ske innan mätning påbörjas och efter avslutad mätning samt var tionde provkropp som mäts.

5 Kalibreringsresultat

Resultatet från provning av referensgrus protokollförs och sparas i ledningssystemet.

6 Receptmall för provning av ballastens alkalireaktivitet

Betongrecept för CBI-metod 1.1992

Fraktion (mm)	Vikt (%)	Vikt (kg)
8-16	33	5,51
4-8	18	2,99
2-4	13	2,16
1-2	13	2,16
0-1	24	3,99

Totalt 16,8 kg ballast, 4,23 kg CEM I, ca 1,0 vikt % $\text{Na}_2\text{O}_{\text{ekv}}$, ca 2,1 l vatten.

7 Kontroll av saltbadet

Kontroll av saltbadets temperatur sker 1 gång i veckan och dokumenteras under bilagor i databasen på intranätet. Under pågående år förvaras originalet hos metodkunnig och skannas till en datafil (t ex pdf) halvårsvis. Den mättade saltlösningen kontrolleras ca varannan månad, övre gräns för densiteten hos saltlösningen är ca $1,195 \text{ g/cm}^3$ och nedre gräns $1,170 \text{ g/cm}^3$.

8 Referenser

Chatterji, S, 1978. An accelerated method for the detection of alkali-aggregate reactivities of aggregates, Cement and concrete Research, 8, 647.

Lagerblad, B, Trägårdh, J, 1992. Alkalisilikareaktioner i svensk betong, CBI rapport 4:92.
NORDTEST NT BUILD 295, Sand alkali-silica Reactivity Accelerated Test, Finland, 1985.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org
Besöksadress: Storgatan 19, Stockholm

ISSN 1104-1773