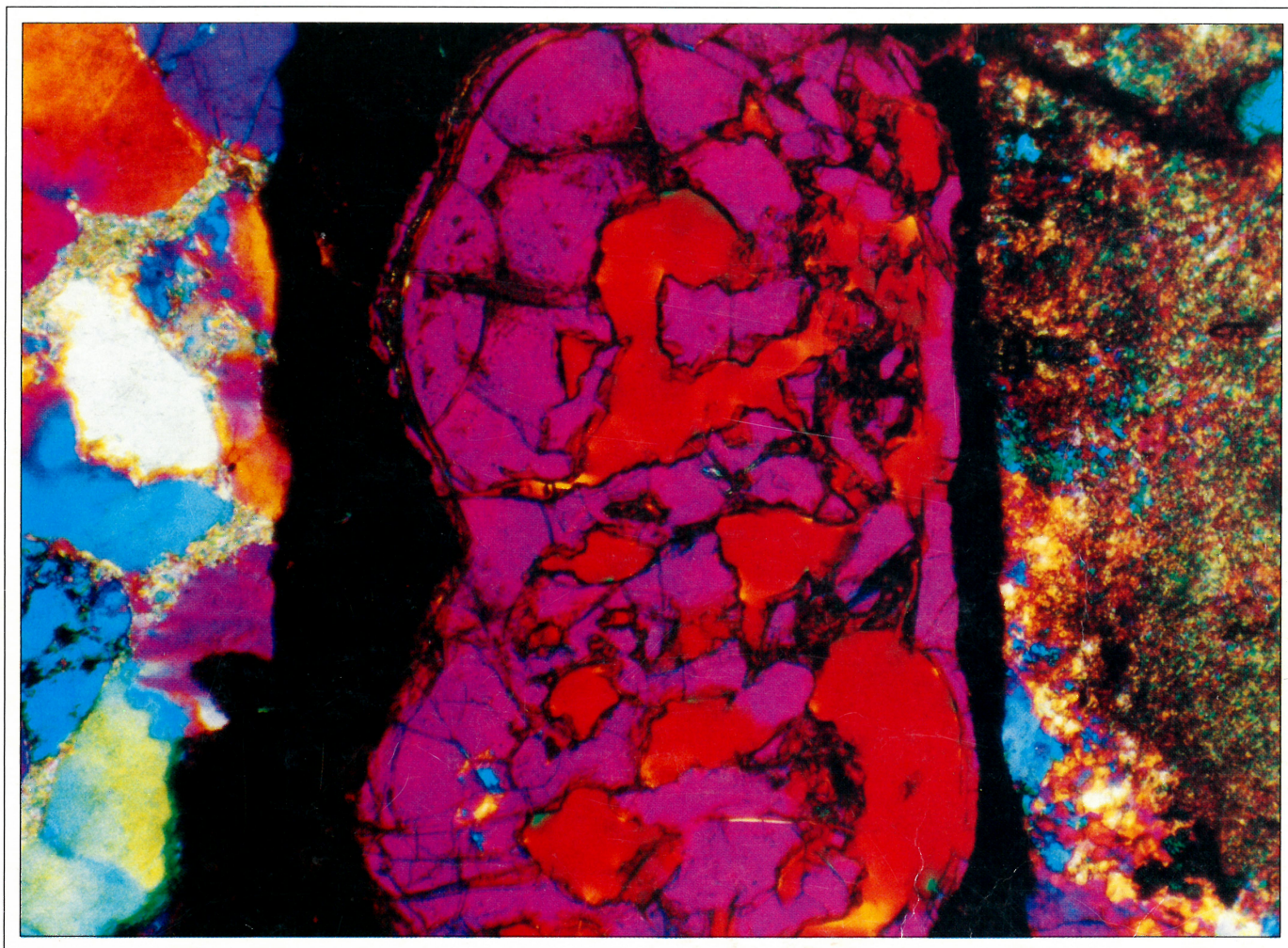


Prosjekt damsikkerhet

November 1992

Rapport nr. 7



Grøner Anlegg Miljø a.s. • Sintef FCB

Alkalireaksjoner i betongdammer

Prosjektansvarlige:

NVE Tilsyns- og beredskapsavdelingen (NVE-T)

Vassdragsregulantenes Forening (VR)

DAMSIKKERHETSPROSJEKTET

Forord

Moderne norsk dambygging startet omkring århundreskiftet, da vi tok til å utnytte våre vannkraftressurser. Innledningsvis dominerte mur- og betongdammene, men særlig etter 1950 kom de store fyllingsdammene inn i bildet for fullt. I hele det aktuelle tidsrommet har norsk damteknologi holdt et høyt nivå, og dammene har hevdet seg godt internasjonalt med hensyn til kvalitet og sikkerhet.

I den intense utbyggingsperioden vi har vært gjennom i de senere tiår, har begrepet damsikkerhet i sterk grad vært knyttet til planlegging og bygging, der beregningsmetoder, laster, materialegenskaper og utførelse har vært nøkkelbegreper. Men damsikkerhet avhenger også i sterk grad av hvordan vi overvåker, manøvrerer og tar vare på dammene, og hvor godt vi forstår og er forberedt på ulike hendelser og situasjoner som kan oppstå i driftsfasen. Det var særlig dette som var bakgrunnen for at NVE i 1987 tok initiativet til et samarbeidsprosjekt med VR og damiere om damsikkerhet. Forprosjektet utga rapporten "Risikoanalyse for dammer" i 1987, og selve hovedprosjektet startet med etablering av et styringsutvalg høsten 1988. Prosjektlederen tiltrådte i april 1989, og fra da av kom det praktiske arbeidet i gang. Prosjektet avsluttes i 1992.

Styringsutvalget består av:

- Sjefingeniør Bjarne Nicolaisen, NVE (formann)
- Sjefingeniør Jan Daleng, VR
- Professor Dagfinn K. Lysne, Institutt for vassbygging, NTH
- Sjefingeniør Thorleif Hoff, Statkraft

Prosjektleder er sivilingeniør Svein Larsen.

Prosjektet har tatt utgangspunkt i dagens situasjon, og har fått utredet ulike spørsmål som har betydning for damsikkerheten i driftsfasen, slik som aldring, flomavledning, overtopping, lekkasjer, funksjonssikkerhet av flomluker og beredskapsplanlegging. Dessuten behandles erfaringsinnsamling, dambruddstatistikk og risikovurderinger. Enkelte utredninger blir presentert i egne delrapporter som denne, men prosjektet avsluttes med sluttrapport som summerer opp resultatene av de utredninger prosjektet har utarbeidet.

Den delrapport som fremlegges her: "Alkalireaksjoner i betongdammer" er utarbeidet av GRØNER Anlegg Miljø AS og Sintef FCB.

Erkjennelsen av at alkalireaksjoner kan være årsak til betongskader i Norge er forholdsvis ny, selv om slike reaksjoner har forekommet i mange år. Siden 1989 har det pågått et større forskningsprosjekt om alkalireaksjoner ved Sintef FCB. En oppsummering av resultatene fra dette forskningsprosjektet pr. 1.1.92 er presentert i denne delrapporten (del 1).

Det har så langt vært få data om hvor store utvidelsene har vært pga. alkalireaksjoner ved ulike konstruksjoner i Norge. Ved dam Votna har

man ved hjelp av deformasjonsmålinger som er foretatt siden dammen ble bygget, kunnet rekonstruere utvidelsestakten bakover i historien. Dette er presentert i del 2 (Grøner). Konklusjonen er at de siste 10 årene har skjedd en betongutvidelse lik totalt ca. 0,4 o/oo, og at nåværende utvidelsestakt er ca. 0,06 o/oo pr. år.

Forskningen i Norge omkring alkalireaksjoner har så langt i liten grad fokusert på de virkninger som reaksjonene har på krefter og spenninger i de enkelte konstruksjonstyper, og hva dette betyr sikkerhetsmessig. I del 3 er dette belyst (Grøner).

Virkningene kan oversiktsmessig grupperes i 4 deler:

- Konstruksjonen får en deformasjon som kan føre til lukefastkiling, fugegjenklemming o.l.
- Konstruksjonen får en oppsprekking i overflaten som åpner for andre nedbrytende prosesser.
- Betongens egenskaper som permeabilitet, elastisitet, trykk, strekk og skjærstyrke endres.
- Den indre utvidelse i betongen fører til tilleggsspenninger i armering, betong og evt. oppspenningskabler. Virkningen er annerledes enn en utvidelse pga. temperatur.


Konstruksjonsutvidelsen pga. alkali kan være av størrelse 0,5 o/oo, og dette alene gir tilleggsspenninger i armering som er av betydelig størrelse. Utvidelsen vil for enkelte konstruksjonstyper føre til tilleggsmomenter, og en full oversikt over dette får en kun med en analyse av den enkelte konstruksjon.

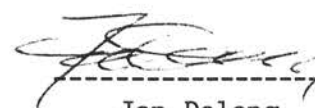
Det har ikke være Damsikkerhetsprosjektets målsetting å klarlegge de sikkerhetsmessige konsekvenser som alkalireaksjonene fører med seg for dam Votna. Rent generelt for hvelvdammer vil imidlertid konstruksjonsutvidelse gi momenter som er av motsatt fortegn av hovedlasttilfellet "full vannlast", mens momenter ved lasttilfelle "temperaturøkning ved tomt magasin" vil øke.

Det er viktig at vi øker vår viten om alkalireaksjoner og deres virkninger. Forskning og analysearbeid bør derfor fortsette.

Oslo, 15. november 1992


Bjarne Nicolaisen


Svein Larsen


Jan Daleng

ALKALIREAKSJONER I SØR-NORGE

Viggo Jensen & Svein Willy Danielsen

SINTEF-FCB

Rapporten gir en oversikt over dagens viten mht alkalireaksjoner i betong i Norge, og oppsummerer en del viktige resultater fra SINTEF-prosjektet Alkalireaksjoner (1989-92). Grunnleggende prinsipper og forutsetninger gjennomgås og kommenteres i forhold til norsk geologi, eksponeringsbetingelser og betongbruk.

Dammer/kraftanlegg er sammen med vegbroer de konstruksjonene hvor denne problemstillingen er funnet å være mest aktuell. I rapporten gis det en oversikt over dammer som har vært vurdert i så måte. Et antall tilslagstyper er identifisert som potensielt reaktive. Disse blir nærmere beskrevet, og utbredelsesområdene angitt. Utbredelsen av alkalireaksjoner i ulike deler av landet drøftes, og det vises til at dette hos oss er reaksjoner som først oppstår etter ca 20 års eksponeringstid i fuktig miljø. Avslutningsvis drøftes skade- og levetidskonsekvenser, sammen med mulige tiltak og forholdsregler for hhv eksisterende konstruksjoner og nye betongkonstruksjoner.

INNHOLD

		Side
1	INNLEDNING	1
	1.1	1
	1.2	2
2	HVA ER ALKALIREAKSJON (AAR)?	2
3	REAKSJONSMÅTE	4
4	TRE HOVEDBETINGELSER NØDVENDIG FOR AAR	6
	4.1	6
	4.2	7
	4.3	9
5	UNDERSØKELSER OG DIAGNOSE	12
	5.1	12
	5.2	12
	5.3	12
6	HVOR UTBREDT ER AAR I NORGE?	13
	6.1	13
	6.2	13
7	SKADEKONSEKVENSER OG LEVETID	14
	7.1	14
	7.2	15
8	TILTAK OG FORHOLDSREGLER I NY BETONG	15
	8.1	15
	8.2	16
	8.3	16
	APPENDIX 1: Fotografier	
	APPENDIX 2: Laboratoriemetoder	
	APPENDIX 3: Datautskrift av dammer	
	APPENDIX 4: Tiltak og beslutninger	

ALKALIREAKSJONER I SØR-NORGE

Viggo Jensen & Svein Willy Danielsen
SINTEF-FCB

1 INNLEDNING

Erkjennelsen av at alkalireaksjoner (AAR) kan være en årsak til betongskader i Norge er forholdsvis ny, selv om slike reaksjoner etter all sannsynlighet har forekommet i mange år, og ble omtalt av Idorn /1/ og Kjennerud /2/ allerede på 60- og 70-tallet. I løpet av de siste 4-5 årene har det imidlertid kommet et økende antall rapporter (utarbeidet av NBI, FCB, NOTEBY, AEC m.fl.) som peker på og tildels dokumenterer alkalireaksjoner som årsak til betongskader. I vesentlig grad fokuseres det på betong i fuktpåkjente konstruksjoner som vannkraftanlegg og brufundamenter /3/, /4/, /5/.

1.1 Forskningsprosjekt ved SINTEF FCB

Siden 1989 har det pågått et større forskningsprosjekt om alkalireaksjoner ved FCB. Siktemålet er å etablere et faglig grunnlag for å håndtere dette problemområdet for norske forhold, mht geologi, eksponeringsbetingelser og materialbruk. Prosjektet har hatt finansiell støtte fra NTNUs Byggforvaltningsprogram og såvel finansiell som aktiv, praktisk støtte fra en gruppe på totalt 26 deltagere, som representerer Dameierne, NVE, NGU, Vegkontorene, Vegdirektoratet, Sement-, Betong-, Tilslags- og Entreprenørbransjen. Det er også mottatt stipendmidler fra ATV (Nordisk Industri-forskerutdannelse) og benyttet interne midler ved FCB og Bygglaboratoriet, NTH.

Foreløpige resultater fra prosjektet har vært publisert både i hjemlige fora og internasjonalt /6/, /7/, /8/, /9/.

Prosjektet tar for seg tre hovedområder:

- (1) **Tilslagsmaterialer:** Identifisering (basert på betongundersøkelser) og lokalisering (ut fra geologi) av potensielt alkalireaktive bergarter i Norge.
- (2) **Prøvningsmetoder:** Evaluering/utvikling av sikre prøvningsmetoder for betongtilslag for norske forhold, dvs metoder som gir resultater i laboratoriet i samsvar med det som observeres i felt.
- (3) **Rehabilitering:** Evaluering av aktuelle reparasjonsmetoder for betong som har vært utsatt for AAR.

Prosjektet har vært sterkt inkorporert i undervisningen i tilslagsmaterialer ved Institutt for Geologi og Bergteknikk, NTH. Som del av dette er det bl a gjennomført ett dr.-gradstudium /10/, fire diplomer og diverse prosjektoppgaver /11/, /12/, /13/, /14/.

1.2 Mye oppnådd allerede

Så langt er følgende utført og oppnådd:

- * Ca. 550 betongkonstruksjoner eldre enn 10 år (mest bruer og dammer/kraftverk) har vært undersøkt i felt, ca. 40 av disse har vært gjenstand for grundige laboratorieanalyser. Dette danner grunnlag for en omfattende skadestatistikk og tolkning omkring reaksjonsmekanismer etc /10/.
- * Det er utarbeidet en liste over og beskrivelse av potensielt reaktive tilslagstyper (bergarter), samt en tentativ oversikt over deres utbredelse/lokalisering i Sør-Norge.
- * De fleste internasjonalt tilgjengelige prøvningsmetoder for tilslagsmaterialer vedrørende AAR har vært undersøkt mht deres evne til å reproducere det som kan observeres i betongkonstruksjoner i Norge. Det er etablert en 3-trinns undersøkelsesprosedyre på dette grunnlaget, som også er innarbeidet i den nye Deklarasjons- og godkjenningsordningen for betongtilslag /27/.
- * Et betydelig antall tilslagsprøver fra de fleste deler av landet har ved SINTEF FCB vært undersøkt og klassifisert i henhold til denne prosedyren.
- * Et større anlegg (dam) er gjenstand for prøvereparering med alternative reparasjonsprodukter, med oppfølgende målinger mht ekspansjoner og fuktutvikling.

2 HVA ER ALKALIREAKSJON (AAR)?

Alkalireaksjon (AAR) er en kjemisk - fysisk prosess, hvor tilgjengelige alkaliioner i betongens sementpasta reagerer med visse bergarter. Ved reaksjonen blir det dannet et reaksjonsprodukt - en alkaligel - som har den egenskapen at den sveller ved vannopptak. Dette medfører en volumøkning, som i "skadelige" tilfeller har som konsekvens at sementpastaens strekkfasthet overskrides og betongen sprekker opp.

Alkalireaksjon (eller Alkali Aggregate Reaction) er først blitt beskrevet av Stanton i 1940, som hadde observert noen uforklarlige krakkeleringer i flere veibruer i California, USA. Etter få års intensiv forskning la Stanton fundamentet for noe av den viten vi idag har om alkalireaksjon. I 1947 kjente man kun få mineraler (og bergarter) som kunne reagere i betong. Disse mineralene var opal, chalcedon, vulkansk glass og tridymit (høytemperatur kvarts), alle metastabile silikater /15/.

Allerede i begynnelsen av 1960-årene ble det klart at flere forskjellige typer alkalireaktive bergarter og mineraler kunne gi problemer i betongen. I 1975 foreslo en kanadisk forsker at tre typer alkalireaksjoner forekommer /16/:

- (I) **Alkali silika reaksjon** (I Danmark er denne reaksjon kalt alkalikiselreaksjon). Reaktive mineraler/bergarter er metastabile som f.eks opal.

- (II) **Alkali karbonat reaksjon** Den reaktive bergart er en leirholdig dolomit-kalsittkalkstein. Reaksjonen tenkes å være en kombinasjon av dedolomitisering og svelling av leirmineraller. Reaksjonen har vært kjent siden 1957 /17/
- (III) **Alkali silikat reaksjon** De reaktive bergarter er leir-siltstein (argillite), fyllitt og gråvakke. Reaksjonen ble foreslått ut fra en 5-årig undersøkelse (1965-1970) av AAR i Nova Scotia, Canada /18/. Det reaktive mineral tenkes å være et montmorillonittlignende leirmineral /19./

I 1970-årene ble mange flere typer alkali reaktive bergarter oppdaget, f.eks sandstein, kvartsitt, granitt etc., bergarter som helt sikkert ikke inneholdt et montmorillonittlignende leirmineral. Det ble også klart, at mer "stabile" former av kvarts (f.eks mikrokrystallin kvarts og "strained" kvarts) kunne reagere i betong, men at reaksjonen tok lengre tid før skader kunne observeres i betongen. I 1986 omdøpte man i Canada alkali-silikat reaksjonen til **Langsom/sen-ekspansivalkali-silikat/silika-reaksjon** (Slow/Late-Expanding Alkali Silicate/Silika Reaction eller forkortet SLEASSR) /20/. Det valgte navn for reaksjonen beskriver nok den viktigste karakteristikk ved reaksjonen, nemlig at den er langsom og sentutviklende. Samtidig er det valgte navn nøytralt vedrørende hvilke mineraler som reagerer, men selvfølgelig langt og vanskelig. Alle alkalireaktive bergarter som idag er kjent i Norge tilhører den sist nevnte type reaksjon, nemlig langsom/sen-ekspansive. På FCB har vi valgt å kalle reaksjonen i Norske betonger for **Alkalireaksjon**, for å vise at reaksjonen er forskjellig fra alkalikiselreaksjon.

I etterfølgende tabell er vist et utvalg av alkalireaktive bergarter som er blitt beskrevet i internasjonale publikasjoner /21/.

Rock Type	Subgroup (Table 7.1)	Author(s) (Publication, see Reference)	Rock Type	Subgroup (Table 7.1)	Author(s) (Publication, see Reference)
Andesite	A ₁	Meissner, 1941	Metavolcanics	A ₁	Gillott and Swenson, 1973b
Andesite, glassy	A ₁	Kennerly <i>et al.</i> , 1975, 1981	Opal (Beltan-"Standard")	A ₁	Diamond, 1978
Andesite/Rhyolite	A ₁	Stark, 1980	Opaline sandstone	A ₁	Lenzner and Ludwig, 1978
Arenite	A ₂	Dolar-Mantuani, 1971b, 1976a	Opaline shale	A ₁	Price, 1961
Quartzose } arenite }	A ₂	Grattan-Bellew <i>et al.</i> , 1976	Phyllite (chalcidonic)	A ₁	Swenson, 1957a
Argillite	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1976a		A ₁	Grattan-Bellew, 1981a
	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1969a, 1971b		A ₁	Gillott, 1970 (Nova Scotia)
	A ₂	Grattan-Bellew, 1978		A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b (Nova Scotia)
	A ₂	Duncan <i>et al.</i> , 1973b	Quartzite	A ₁	Gogte, 1973
Arkose	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1971b		A ₁	Buck and K. Mather, 1978
Basalt	A ₁	Gudmundsson, 1971		A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1971b
	A ₁	Gogte, 1973		A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b (Nova Scotia)
Beekite	A ₁	Midgley, 1976		A ₁	
Chalcedony	A ₁	McConnell <i>et al.</i> , 1947	Quartzite with highly strained quartz	A ₁	Brown, 1955
Charnockite	A ₁	Gogte, 1973	Quartzite, feldspatic	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1971b, 1975b
Chert	A ₂ /A ₁	McConnell <i>et al.</i> , 1947	Quartzarenite	A ₁	Bérard <i>et al.</i> , 1977
	A ₂	Gillott and Swenson, 1973		A ₁	Grattan-Bellew <i>et al.</i> , 1976, 1978
Chert, Paleozoic	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1972	Quartzwacke	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1976a
Chert, quartzose	A ₂	Idorn, 1967	Rhyolite	A ₁	Grattan-Bellew, 1978
Dacite, silicified	A ₂	K. Mather, 1958, 1976		A ₁	Meissner, 1941
Flint	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1976a		A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b
Granite	A ₂	Idorn, 1967	Rhyolite-Obsidian	A ₁	Kennerly <i>et al.</i> , 1975
	A ₂	Gogte, 1973	Sandstone, argillaceous	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1976a
Granite- } gneiss }	A ₂	Buck and K. Mather, 1969, 1978	Schist, quartzose	A ₁	Gogte, 1973
	A ₂	K. Mather, 1973	Schist	A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b (Nova Scotia)
	A ₂	K. Mather <i>et al.</i> , 1964	Siltstone	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1971b
	A ₂	L. Dolar-Mantuani, 1981c		A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b (Nova Scotia)
Granodiorite-gneiss	A ₁	Gogte, 1973	Slate	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1971b
Greywacke	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1969a, 1971b	Subarenite	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1976a
	A ₁	St. John and L. Smith, 1978	Subgrey: wacke	A ₁	L. Dolar-Mantuani, 1969a
	A ₁	Oberholster <i>et al.</i> , 1978	Vein quartz	A ₁	Gillott and Swenson, 1973b
	A ₁	Duncan <i>et al.</i> , 1973b (Nova Scotia)		A ₁	Buck and K. Mather, 1969
Hornfels	A ₁	Oberholster <i>et al.</i> , 1978 (meta-argillite?)		A ₁	K. Mather, 1980

Det antas at alkali-ioner og hydroksid-ioner "angriper" bergarten fra overflaten, og at disse kan "trenge" helt inn til sentrum av denne. For porøse og hurtigreaktive bergarter er det også observert at alkali-ioner kan være jevnt fordelt og i høye konsentrasjoner i reagerte bergarter, f eks i porøs flint (som normalt ikke inneholder alkali-ioner). For tette og krystallinske bergarter, som de norske alkalireaktive bergartene, er det vanskelig å forstå at alkali-ioner og hydroksid-ioner kan trenge helt inn i bergartene via overflaten. Dette fordi disse bergartene er lite permeable og at reaksjonen normalt ser ut til å være begrenset til riss i bergartene.

Fig 2 viser en typisk reagert norsk bergart - en rhyolitt. Legg merke til at reaksjonen hovedsaklig er begrenset til et "stort" gjennomgående riss som løper ut i sementpastaen og som her er utfyllt med gel.

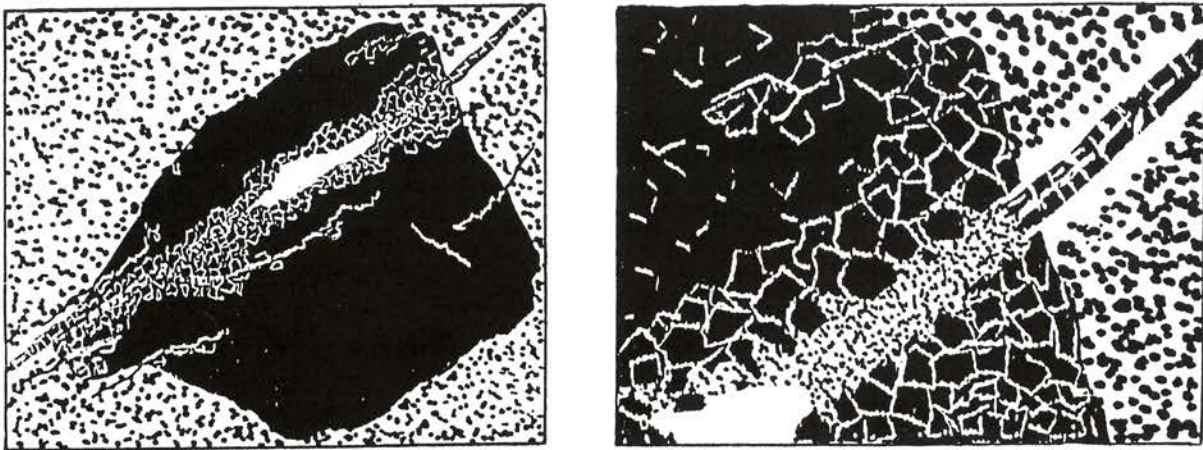


Fig 2. *Reagert rhyolitt-bergart. Til høyre detalj av overgangssonen til sementpastaen.*

I bergarten ses at det er forsvunnet materiale og at krystaller er "løsnet" langs krystallflater (illustrert ved tynne hvite streker). I detaljbildet til høyre ses at det finnes to typer reaksjonsprodukter;

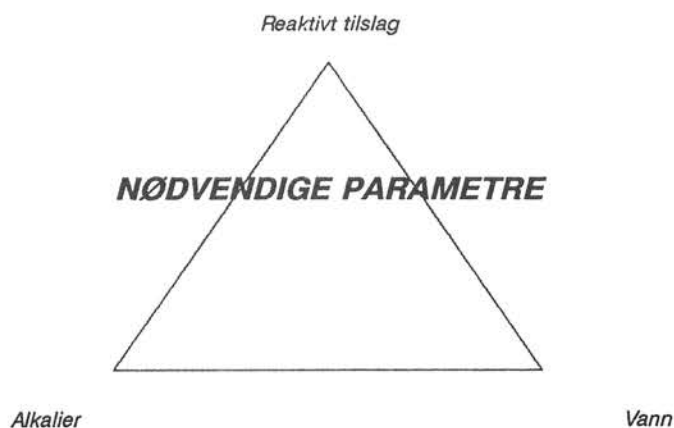
- 1) i bergarten finnes et kryptokrystallinsk reaksjonsprodukt illustrert ved små prikker,
- 2) i overgangssonen og i sementpastaen går det kryptokrystallinske reaksjonsproduktet over til gel (med svinnriss som illustrert i figuren).

Legg merke til at det finnes en hvit sone omkring gelen i sementpastaen. Dette skyldes at gelen reagerer med kalsiumhydroksid (portlanditt) fra sementpastaen, som medfører at det oppstår en såkalt "portlanditt-fri sone".

Tilsvarende reaksjonsmønster som illustrert i fig 2 er rapportert fra flere land, bl a Australia, Canada, Sør-Afrika og England, hvor tette langsomtreagerende bergarter har forårsaket alkalireaksjon i betong. Det gjenstår imidlertid å finne en tilfredsstillende forklaring på hvordan reaksjonen forløper i tette bergarter.

4. TRE HOVEDBETINGELSER NØDVENDIG FOR AAR

For at en alkalireaksjon kan forekomme skal tre betingelser samtidig være oppfylt: Et høyt innhold av tilgjengelige alkalier, vann og reaktive bergarter i "passende" konsentrasjon. Dersom kun en av disse betingelsene ikke er oppfylt, vil alkalireaksjoner ikke kunne forekomme. De tre hovedbetingelser er illustrert i den etterfølgende RAV-trekant (Reaktivt tilslag, Alkalier og Vann).



Dessuten er denne reaksjonen som alle andre kjemiske reaksjoner temperaturavhengig, dvs at ved "høye" temperaturer økes reaksjonshastigheten og det blir dannet mer gel. Høye temperaturer medfører også at gelen blir mer "tyntflytende" og utøver et mindre "svelletrykk". Det motsatte er tilfelle ved "lave" temperaturer hvor gelen blir mere "tykflytende" og er derved i stand til at utøve et større "svelletrykk" enn ved høyere temperaturer. Dette betyr at når gelen er blitt dannet i betongen, vil det kunne forekomme større ekspansjoner i betongen ved lave temperaturer enn ved høyere temperaturer.

Noen forskere mener også at kalsiumhydroksyd deltar aktivt i en alkalireaksjon /23/. I normale betonger med portlandsementer og uten silikatilsetning vil denne betingelsen alltid være oppfylt.

4.1 Alkalier

Normalt er det sementens innhold av alkalier som har størst betydning for konsentrasjonen av tilgjengelige alkalier i betongen, men alkalier fra tilsetningsstoffer, -materialer og tilslagsmaterialer, samt inntrengning av alkalier fra ytre omgivelser (f eks i marine miljøer) kan også være betydelige. Litt forenklet har undersøkelser vist at lavalkalisementer med et alkali-innhold på under 0,6 vekt-% Na_2O -ekvivalent har gitt en rimelig sikkerhet for at alkalireaksjon ikke vil forekomme i betongen (Na_2O ekvivalent = $\text{Na}_2\text{O} + 0.658 \text{K}_2\text{O}$). Dette vil være gjeldende i de fleste tilfeller, men det er også rapportert om alkalireaksjon i betongen til tross for bruk av lavalkali-sementer, men disse er sjeldne.

Norske standard- og rapidsementer er høyalkaliske. 4A- og SR-sementene er derimot forholdsvis lavalkaliske. Opplysninger om alkali-innholdet i sementene fra før 1959 er imidlertid mangelfulle. Figur 3 viser årsmiddelverdier av alkali-innholdet i Norcems P30 sement fra Dalen sementfabrikk i årene 1959-1990. Legg merke til at det er små variasjoner i alkali-innholdet, med en svak tendens til høyere verdier og større variasjoner før 1964. I 1983-1984 er det et større sprang i alkali-innholdet. Bemerkt også at norske sementer

fra Dalen inneholder lave konsentrasjoner av natrium i forhold til kalium. Dette er ikke tilfellet for sementer fra Kjølsvik som mer eller mindre har samme konsentrasjoner av natrium og kalium.

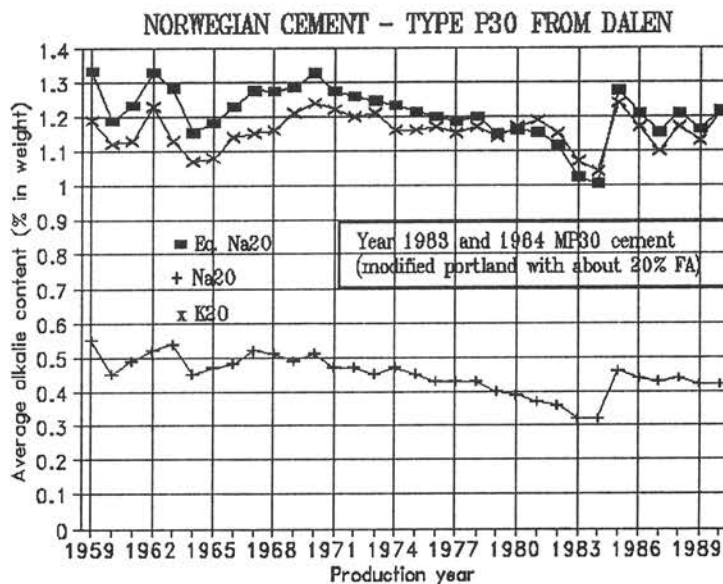


Fig 3 Årsmiddelerverdier i perioden 1959-1990 for alkali-innholdet i P30 sement fra Dalen sementfabrikk [24]

I figur 3 er det tale om årsmiddelerverdier. Dette betyr at det i perioder kan være til dels meget høye alkalikonsentrasjoner som ikke går frem av årsmiddelerverdien.

I dag stilles det i flere land, f eks Danmark og England, krav til betongens totale alkali-innhold, dvs alkalier fra sementen, tilsetningsstoffer, tilsetningsmaterialer og tilsatt vann. Både i Danmark og England må betong til aggressivt miljø ikke inneholde mer alkalier enn 3 kg Na₂O- ekv/m³ betong.

4.2 Vannet

Laboratorieforsøk og feltforsøk har vist at for at alkalireaksjon skal kunne forekomme, må den relative fuktigheten, RF, i betongen være større enn 80 %. Figur 4 viser forenklet betydningen av betongens relative fuktighet i forhold til graden av skade.

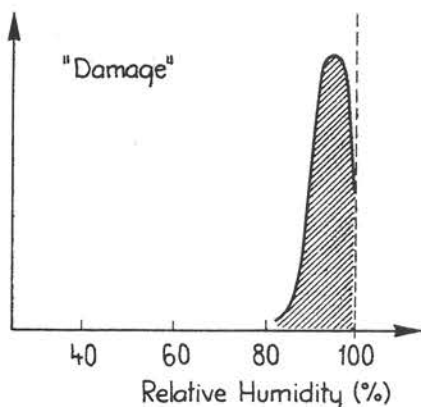


Fig 4 Den relative fuktighet i betong relatert til skadegrad [25]

For vegbruer, dammer og de fleste betongkonstruksjonene i noe - og meget aggressivt miljø vil det normalt også være en høy relativ fuktighet, slik at denne betingelsen for AAR som regel er oppfylt. Ut over at vann i form av hydroxid-ioner inngår i reaksjonen, har vannet den betydning at det kan opptas i gelen som er svellende. I figur 4 er vist sammenhengen mellom vanninnholdet i flere typer syntetiske geler som en funksjon av relativ fuktighet.

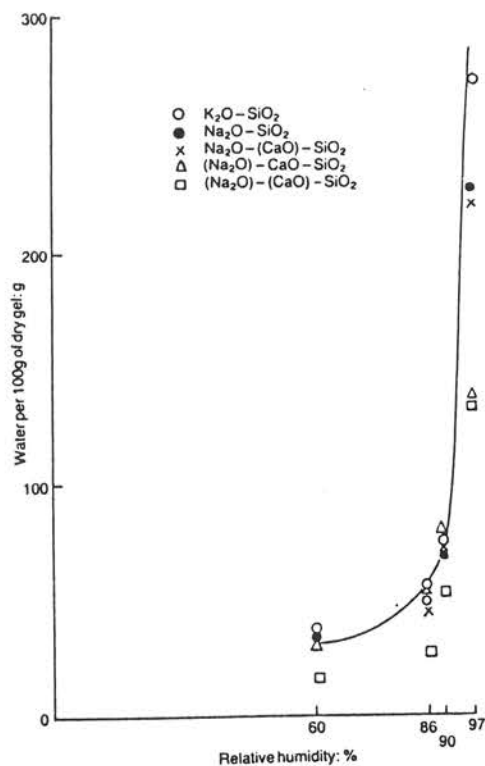


Fig 5 Vanninnholdet i syntetiske geler som en funksjon av relativ fuktighet [26].

Bemerk at geler har et eksponensielt opptak av vann ved høye relative fuktigheter. Merk også at geler som inneholder CaO generelt ekspanderer mindre enn geler uten CaO. Det økte vanninnholdet i gelen ved økt relativ fuktighet medfører en volumøkning, som i "skadelige" tilfeller har den konsekvens at sementpastaens strekkfasthet overskrides og betongen sprekker opp.

4.3 Reaktive bergarter

De alkali-reaktive bergartene i Norge er tette, krystallinske bergarter. De er alle såkalte "langsomtreagerende", dvs at det normalt går ca 20 år før tegn på alkalireaksjon blir synlig i konstruksjonene. Laboratorieforsøk viser imidlertid at på lengre sikt kan noen langsomtreagerende bergarter medføre større ekspansjoner enn såkalte "hurtigreagerende" bergarter.

Utbredelsen av potensielt reaktive bergarter i det sørlige Norge er vist på kartet i figur 6. Bergarter som inntil videre er funnet alkali-reaktive, er videre ført opp i tabell 2. Utbredelsen av disse bergartsgruppene i Sør-Norge er presentert i form av bergartskart og forkastnings-/tektonikk-kart i rapportering fra prosjektet /6/, /9/, /10/.

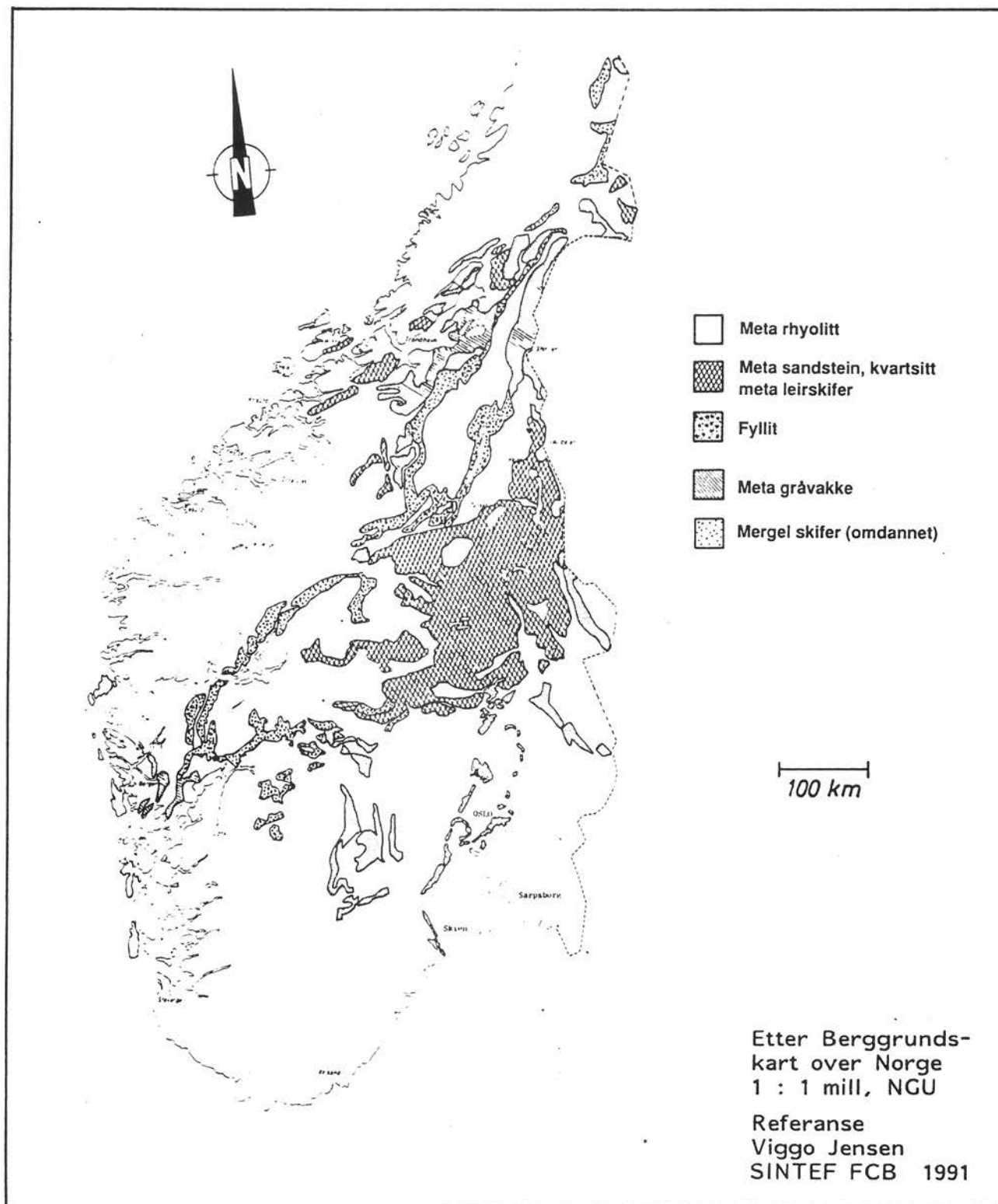


Fig 6 Geologisk kart over det sørlige Norge som viser den foreløpige utbredelsen av potensielle alkalireaktive bergarter. Kartet viser ikke utbredelsen av kataklastiske bergarter /10/.

Tabell 2 Alkali reaktive bergarter i Sør-Norge

BERGARTSGRUPPE	BERGARTER	FOREKOMST (gjelder Sør-Norge)
1 Magmatiske	1.1 Rhyolitt (uomdannet til lav metamorf omdannet) 1.2 Kvarteratofyr (rhyolittårer i grønnstein i Trondheimsområdet) 1.3 Granitt (NB! kun i enkelte konstruksjoner)	1.1 Enkelte avgrensede områder innen det syd-norske grunnfjell, først og fremst Telemark/Rjukanområdet og Trysil. Trondheimsfeltet, først og fremst i grenseområdene. 1.2 Spredte lokaliteter, Trøndelag. 1.3 Usikker forekomst av reaktiv variant
2 Metamorfe	2.1 Fyllitt 2.2 Gneis (NB! kun i enkelte konstruksjoner) 2.3 Hornfels (kontaktmetamorf omdannet bergart, observert i kun en prøve)	2.1 Langs den Kaledonske fjellkjeden gjennom Sør-Norge, flere områder fra Sørvestlandet til Trøndelag. 2.2 Usikker forekomst av reaktiv variant. 2.3 Oslofeltet.
3 Sedimentære (uomdannet til lavmetamorf omdannet)	3.1 Gråvakke 3.2 Sandstein-siltstein 3.3 Kvarstitt 3.4 Leirskifer, leir-siltskifer 3.5 Mergelskifer	3.1 Spredte områder langs den Kaledonske fjellkjeden, mest i midt-Norge. 3.2 Store deler av det sentrale øst-Norge (Sparagmittområdene), samt mindre områder langs den Kaledonske fjellkjeden. 3.3 Områder både i og utenfor grunnfjellet. Ikke all kvartstitt er reaktiv. 3.4 og 3.5 Oslofeltet
4 Kataklastiske	4.1 Mylonitt og tilsvarende (disse bergartene blir nærmere omtalt nedenfor)	4.1 Finnes i flere geologiske områder, bl a langs fjellkjeden og innenfor grunnfjellet.

Alkalireaktive kataklastiske bergarter er observert i ca 50 % av alle undersøkte konstruksjoner med alkalireaksjoner /10/. Kataklastiske bergarter dannes ved deformasjoner og knusing av kvarts- og feltspatholdige bergarter som granitt/gneis, sandstein og kvartstitt. Derfor finnes kataklastiske bergarter i forkastningssoner og skyvningssoner. Disse sonene går på tvers av geologiske bergartsgrenser. Kataklastiske bergarter er vidt utbredte i Norge, men er kun kartlagt i få områder.

I Østfold finnes to meget store soner med kataklastiske bergarter, nemlig "Mjøsa-Vänern mylonittsone" og en "mindre" sone fra Øyern til svenskegrensen. Ellers kan man forvente å finne kataklastiske bergarter i større forkastningssoner og i skyvningssoner.

Alt etter knusningsgraden kan kataklastiske bergarter klassifiseres som mikrobrekse, kataklasitt, mylonitt og blastomylonitt (rekrystallisert).

5 UNDERSØKELSER OG DIAGNOSE

5.1 På konstruksjonen

Krakeleringsriss og tegn på volumøkninger i konstruksjonsdeler er viktige indikasjoner på tilstedeværelse av alkalireaksjon.

Krakeleringsriss er den mest synlige indikasjon på alkalireaksjon i konstruksjoner. Disse er observert overalt i verden hvor alkalireaksjon er diagnostisert. Krakeleringer kan også skyldes andre prosesser, f eks tidlig svinn i betongen og fryse-tine skader. Med litt erfaring kan som regel krakeleringer forårsaket av fryse/tine identifiseres, idet fryse-tine er en overflateprosess (i motsetning til alkalireaksjon som forekommer inne i betongen) karakterisert ved at betongoverflaten skaller av eller smuldrer. Dette kan eventuelt vises ved å hamre på betongoverflaten. Krakelering forårsaket av svinn kan først bekreftes ved å bore en kjerne ut av betongen og undersøke denne i laboratoriet.

5.2 I laboratoriet

Den eneste sikre metoden for å identifisere alkalireaksjon i konstruksjoner er å bore ut prøver av konstruksjonen og foreta en strukturanalyse. Da alkalireaksjon i Norge hovedsakelig er forårsaket av steinfraksjonen og ikke er et overflatefenomen (i flere tilfeller ses reaksjonstegn først 2-10 cm inne i betongen), er det nødvendig at prøvene er tilstrekkelig store. Ved FCB anvendes borkjerner med diameter 100 mm og lengder 300-500 mm - hvis mulig. Observasjoner foretatt i borkjerner, samt i fluorescensimpregnerte plan- og tynnslip gir sammen informasjon om en eventuell forekomst av alkalireaksjon, og om denne kan klassifiseres som skadelig (rissdannende).

5.3 Undersøkellesprosedyre

I etterfølgende tabell 3 er vist en prosedyre i flere trinn som anbefales ved undersøkelser for AAR i betongkonstruksjoner.

Tabell 3: Undersøkelsetrinn ved diagnostisering av AAR i betongkonstruksjoner

Trinn	Metode	Dimensjon (mm)	Observasjon	Diagnose vedr. AAR
1	Tilstandsundersøkelse i felt, ytre observasjoner	1000-100 000	Rissmønster, rissvidde, tegn på forskyvning / volumutvidelse	mulig
2	Utboret kjerne, visuell vurdering	300-500	Riss, sonering rundt tilslag, gel i porer	sannsynlig
3	Strukturanalyse: Planslip, fluorescensimpregnert, pålysmikroskop	200	Rissmønster i tilslag og pasta, gel	sannsynlig til sikker
4	Strukturanalyse: Tynnslip, fluorescensimpregnert, polarisasjonsmikroskop	20-50	Rissmønster i tilslag og pasta, gel i riss, porer og pasta	sikker og dokumentert
5	Elektronmikroskopi	0.001-2	Reaksjonsprodukters karakter og sammensetning	Nærmere tolkning

For å kunne stille en holdbar diagnose om mulige alkalireaksjoner i en betongkonstruksjon, er det viktig at dokumentasjonsgrunnlaget innbefatter både makro- og mikroundersøkelser. Konklusjoner basert ene og alene på ytre tilstandsundersøkelse er like usikre som dem som kun baseres på tynnslipanalyse: Riss og sprekker kan ha mange årsaker, og tynnslip representerer et svært lite volum av betongen. Prosedyren angitt i tabell 3 anbefales, og benyttes av FCB. I appendix 1 er vist noen fotografier av typiske feltobservasjoner av AAR og i strukturanalyser (borkjerner, planslip og tynnslip). Appendix 2 beskriver kort litt om strukturanalyser og ekspansjonsmålinger i betongkjerner og av tilslag.

6 HVOR UTBREDT ER AAR I NORGE?

6.1 Fuktpåkjente konstruksjoner og risikobergarter

I Norge er AAR først og fremst påvist i fuktpåkjente konstruksjoner, primært i forbindelse med bruer, dammer, vannkraftanlegg og svømmebassenger. Problemet synes også konsentrert til områder med alkalireaktive bergarter, som angitt i figur 6 og tabell 2. Dette er bergarter som gir langsomme reaksjoner, og AAR er hos oss ikke registrert i konstruksjoner yngre enn ca 20 år. Det er nok også i stor grad tale om alkalirik betong, ikke bare fordi norsk sement er høyalkalisk, men også fordi betong i de aktuelle konstruksjonene gjerne er sementrik.

6.2 Krakelering i betong i og utenfor "risikoområder"

Tabell 4 er basert på en feltundersøkelse av i alt 468 dammer og vegbruer eldre enn 10 år, tilfeldig utvalgt over hele Sør-Norge. Som indikasjon på alkalireaksjon ble evt krakeleringer rapportert i hver enkelt konstruksjonsdel. I tillegg ble den maksimale rissvidden, samt en estimert prosentvis utbredelse av krakeleringer i

konstruksjonsdelen registrert. Andre observasjoner, som f eks tegn på armeringskorrosjon, fryse/tine skader, setninger av konstruksjonsdeler etc. ble også rapportert. Alle de registrerte dataene er innført i en database, så vel som opplysninger fra feks laboratorieundersøkelser. Appendix 3 viser en datautskrift (reduisert) av dammer og kraftverk fra databasen. Alle konstruksjonene er klassifisert i henhold til et klassifikasjonssystem utviklet spesielt for vurdering av graden av krakeleringer i konstruksjonene. Videre er alle konstruksjonene plottet inn på et digitalisert kart fra Norges Geologiske Undersøkelser. Dette kartet har bl a vært til hjelp for å plassere konstruksjonene i to typer geologiske områder; 1) konstruksjoner beliggende i kjente alkali-reaktive berggrunnsområder som vist i figur 6 og 2) konstruksjoner beliggende i områder hvor det ikke er rapportert om alkalireaktive bergarter.

Tabell 4: Utbredelsen av krakeleringer i undersøkte konstruksjoner i det sørlige Norge (%)

Observasjon i konstruksjoner	Alle konstr. i Sør Norge	Ikke reaktive områder	Reaktive områder
Ingen krakelering	31 %	39 %	18 %
Krakelering < 0,05 mm	16 %	17 %	15 %
Krakelering > 0.05 mm	53 %	44 %	67%

Inndelingen av krakeleringer i to størrelsesgrupper skyldes at rissvidder mindre enn 0.05 mm ikke kan observeres med det blotte øye. Det skal legges til at tabellen ikke angir utbredelsen av alkalireaksjon, men av krakeleringer i konstruksjoner. Erfaringsmessig viser det seg dog, at i konstruksjoner hvor krakeleringer er vidt utbredt og har store rissvidder, er det en stor sannsynlighet for at alkalireaksjon også forekommer. Dette er gjeldende for et stort antall av de undersøkte konstruksjonene.

7 SKADEKONSEKVENSER OG LEVETID

7.1 Strukturelt, kun estetisk, eller følgeskader?

Håndtering av AAR, såvel ved ny betong som ved eldre konstruksjoner, bør innbefatte en totalvurdering mht art og betydning av skader. Dette innbefatter faktorer som økonomisk og funksjonell levetid, sikkerhetsrisiko og årskostnader ved vedlikehold i forhold til investeringsvolum.

For mange forhold kan et rissmønster pga AAR være kun et rent estetisk spørsmål (fasader), så lenge man unngår følgeskader (som frostangrep og korrosjon). Nedbrytningen skal komme langt før betongens konstruktive styrke reduseres i vesentlig grad, selv om flere resultater tyder på at E-modulen kan reduseres forholdsvis tidlig.

De største problemer pga AAR har oppstått som følge av volumekspansjon. Volumøkningen kan ofte observeres ved at betongelementer har forflyttet seg i forhold til hverandre og at fuger er redusert.

I flere tilfeller har volumekspansjoner i betongen gitt problemer. Eksempler på dette er turbinfundamenter og en dam hvor luken i damplata hadde satt seg fast; sammenpressing av fuger, fastkiling av damluker og

turbinlagre, sprekker/brudd ved tverrsnittsendringer. Det er også eksempler på at konstruksjonselementer har forflyttet seg slik at øvre del av pillarer mer eller mindre er brukket i stykker. En har også observert at dampillarer har mistet heften til berggrunnen under.

7.2 Rehabilitering og vedlikehold: Vite hva man gjør, og hvorfor

Man har pr idag små muligheter til å fullstendig stanse en AAR når den først har kommet igang. Av de tre hovedfaktorene tilslag, alkalier og fukt, er det kun den siste som i noen grad kan påvirkes i en ferdig konstruksjon. Det vil her snarere være tale om å begrense/styre skadeutviklingen, enn å stanse denne helt.

En måte for å redusere fuktigheten i betong er å legge på en elastisk membran med "stor" bruddforlengelse, som samtidig er vannavvisende og diffusjonsåpen mht vanndamp. Denne løsning forutsetter at det ikke er vanntilførsel ved kapillærkrefter og/eller bakenforliggende vanntrykk, som f.eks i damplater, pillarer, fundamenter etc slik at vanntransporten er større enn fordampningen på overflaten. Polyuretan er et eksempel på en slik produktkategori som er diffusjonsåpen. Som ved alle overflatebehandlinger forutsettes det at betongoverflaten er grundig forbehandlet (rengjort). Hvis man har en situasjon med kraftig vanntransport fra baksiden (vannsiden) vil det være mest hensiktsmessig -hvis det er mulig å legge på en tett belegg på baksiden (vannsiden) og/eller injisere sprekker (og betongen) med en tyntflytende elastisk harpiks.

En annen metode for å at redusere fuktigheten i betong baserer seg på elektrokjemisk uttørring, men denne metoden er stadig på et forsøksplan og er ennå ikke blitt dokumentert på en norsk betongkonstruksjon.

Siden sommeren 1990 har det pågått et forskningsprosjekt på Hunderfossen dam og elvekraftverk, nær Lillehammer, hvor ulike overflatebehandlingsmetoder er anvendt på luftsiden av pillarer. Formålet er å teste de ulike overflatebehandlingsmetoders evne til å forsinke (stoppe?) AAR på bakgrunn av de tidligere beskrevne prinsipper. Foreløpige vurderinger av de ulike metoders egnethet til å forsinke AAR forventes å foreligge sommeren 1992.

Før man setter i gang utbedringsarbeider, er det viktig at det foretas en analyse av situasjonen, slik at en forståelse av mekanismer og konsekvenser ligger til grunn for planleggingen. I motsatt fall kan man risikere å oppnå det stikk motsatte av hensikten.

8 TILTAK OG FORHOLDSREGLER I NY BETONG

8.1 Fastlegge forutsetningene

For å unngå eller begrense AAR i ny betong er det først og fremst viktig å fastlegge forutsetningene: Eksponeringsbetingelser og bruksområde for betongen, alternative tilslagsforekomster, kostnadssiden og eventuelle skadekonsekvenser.

I Appendix 4, figur 1 er det presentert et forslag til flytdiagram for tiltak og beslutninger ved håndtering av AAR-problematikk.

8.2 Undersøkelse og dokumentasjon av tilslag

NS 3420 stiller krav om at tilslaget ikke skal inneholde alkalireaktive komponenter i et omfang som kan medføre skader i betong. Konsekvensen av et slikt innhold vil nødvendigvis være avhengig av eksponeringsbetingelser. Norsk Betongforenings "Deklarasjon- og godkjenningsordning for betongtilslag" /27/ har derfor innarbeidet en gradering av tilslagskrav mht AAR ut fra miljøklasse og fuktforhold.

Ved krav til tilslagsdokumentasjon anbefales det en tre-trinns laboratorieprosedyre som er basert på resultater fra det foran refererte FCB-prosjektet, se Appendix 4, figur 2.

"Fasit" for et tilslagsmateriales egnethet i betong vil imidlertid alltid være oppførselen i betong etter lengre tids eksponering. Tilslag bør derfor også dokumenteres ved hjelp av betongundersøkelser, forutsatt at det kan fremlegges tilstrekkelig grunnlag for betongsammensetning og eksponeringsbetingelser, se Appendix 4, figur 3.

8.3 Materialproporsjonering

Bruk av, evt bytte til, ikke-reaktivt tilslag er enkleste løsning der dette overhodet er mulig. Materialteknisk har man dessuten også muligheten til å begrense betongens alkaliinnhold (sementtype og -mengde, tilsetningsstoffer). Andre proporsjoneringsvariable som kan være av betydning, men hvor sikkert forskningsgrunnlag foreløpig mangler, er v/c-tall (indikasjoner på lavere reaktivitet ved særlig lave v/c-tall pga lav relativ fuktighet i pastaen) og pozzolaner/silikastøv (positive indikasjoner fra andre land, mer usikre resultater hos oss).

Skulle materialtekniske løsninger ikke la seg gjennomføre, gjenstår muligheten for fuktbegrensning, noe som i så fall bør tas hensyn til tidligst mulig i prosjekteringsfasen. Dette kan innbefatte utforming og/eller beskyttelse av konstruksjonen for å minimalisere vannansamling/oppfukting, muligens også bruk av kapillærbrytende lag.

Referanser

- 1 Idorn G.M. (1967): "Durability of concrete structures in Denmark". Avhandling DTH, København.
- 2 Kjennerud A. (1978): "Alkaligrusreaksjoner påvist i Norge. Skadene vanligere enn antatt?" Plan og Bygg nr. 1, feb. 1978.
- 3 Danielsen S.W., Gran H.C. (1988): "Alkali-silika. Feltundersøkelser av skadet betong". Rapport fra prosjektet "Betongens Funksjonsdyktighet", STF 65 A 88100

- 4 Nebdal-Svendsen V., Torblaa E.J. (1989): "Alkalireaksjoner i norske betongdammer". Vassdragsdirektoratet, NVE-rapp. nr. 20, 1989.
- 5 Danielsen S.W., Nebdal-Svendsen V. (1991): "Ageing of Norwegian concrete dams with emphasis on alkali-aggregate reactions". Proc.Dix-septieme Congres des Grands Barrages, Vienne 1991, pp 637-656.
- 6 Jensen V. (1990): "Present state of knowledge on Alkali Aggregate Reaction in Norway". Proc. Advanced Seminar on Alkali-Aggregate Reaction, Queen Mary and Westfield College, University of London.
- 7 Danielsen S.W. (1991): "Alkalireaksjoner i betongkonstruksjoner. Hva vet vi? Hvordan skal vi sikre oss?" Foredr. FABEKO-konf. mars 1991.
- 8 Meland I. (1991): "Alkalireaksjoner i betong; analyser peker ut fem risikobergarter". Våre Veger nr. 3, mars 1991.
- 9 Jensen V. (1991): "Alkalireaksjoner i norsk betong. Ta dem på alvor, men uten panikk". Foredr. FCB's informasjonsdag, Trondheim, 1991.
- 10 Jensen V. (1992): "Alkali-Aggregate Reaction in Southern Norway". Doktoravhandling, NTH (under fullføring).
- 11 Haaland K. (1990): "Alkalireaksjoner i betong med tilslag fra Oslofeltet og tilgrensende grunnfjellsområder". Diplomoppgave NTH.
- 12 Hageby C. (1990): "Alkaliereaksjoner i betong med tilslag fra det sørnorske grunnfjellsområdet". Diplomoppgave NTH.
- 13 Wigum B.J. (1990): "Alkalireaksjoner i betong med tilslag fra Trondheimsområdet og Gauldalen". Diplomoppgave NTH.
- 14 Berg N. (1991): "Mår Kraftverk, Rjukan. Alkalireaksjoner som mulig årsak til betongskader". Diplomoppgave NTH.
- 15 Mielenz et al. (1947): "Cement-Aggregate Reaction in Concrete", Journal of the American Concrete Institute, Detroit, vol 19 No.2, pp 93-129
- 16 Gilliot, J.E. (1975): "Practical implication of the mechanisms of Alkali Aggregate Reaction", 5th Int. Conf. on Alkali Aggregate Reaction, Reykjavik, Island.
- 17 Gillott, J.E. (1964): "Mechanism and Kinetics of Expansion in The Alkali-Carbonate Rock Reaction". Canadian Journal of Earth Sciences, Vol 1, No 2, pp 121-145, Canada

- 18 Duncan, M.A.G., et al. (1973): "Alkali-aggregate reaction in Nova Scotia I. Summary of a five-years study", *Cement and Concrete Research*, vol 3, pp 55-68, Pergamon Press, Ltd, USA
- 19 Gilliot, J.E. et al. (1973): "Alkali Aggregate Reaction in Nova Scotia IV. Character of the reaction", *Cement and Concrete Research*, vol 3, pp 521-535, Pergamon Press, Ltd, USA.
- 20 Canadian Standards Association (1986): "Supplement No.2-1986 to CSA Standards CAN3-A23.1-M77, Concrete Materials and Methods of Concrete Construction and CAN3-A23.2-M77, Methods of Test for Concrete, Concrete Materials and Methods of Concrete Construction/Methods of Test for Concrete", Toronto, pp 37
- 21 Dolar-Mantuani, L. (1983): "Handbook of concrete aggregates-A petrographic and technological evaluation", pp 345, Noyes Publication, USA
- 22 Dent Glasser, L.S. & Kataoka, N. (1981): "The chemistry of alkali-aggregate reactions". The 5th International conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete, Cape town, South Africa.
- 23 Chatterji, S. (1989): "Mechanisms of Alkali-Silica Reaction and Expansion". Proceedings 8th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, July 17-20, Japan, pp 101-105
- 24 Søpler, B. (1991): Analyse resultater av sementer fra Dalen fremlagt ved et medlemsmøte i Norsk Betong Forening 26 februar 1991.
- 25 Nilsson, L.O. (1983): "Moisture Effects on the Alkali-Silica Reaction", 6th International Congress on Alkali-Silica Reactions, Copenhagen Denmark, pp. 201-208
- 26 Krogh H. (1975): "Examination of synthetic alkali-silica gels". Danmarks Ingeniørakademi, Copenhagen, Denmark.
- 27 Norsk Betongforening (1991): "Deklarasjon- og godkjenningsordning for betongtilslag". NB-publikasjon nr. 19.

APPENDIX 1

Fotografier



Foto 1 Krakkelering i en ledevegg pga AAR



Foto 2 Fugemateriale presset ut av fugen pga ekspansjoner i betongkonstruksjonen



Foto 3 Reaksjonsrenner i reagert tilslag. Merk den mørke ytre randen og hvite utfellingsprodukter inne i tilslaget



Foto 4 Reagert sannstein. Merk at et riss kan følges fra tilslaget og ut i sementpastaen og at reaksjonsprodukter finnes både i tilslaget og i sementpastaen

APPENDIX 2

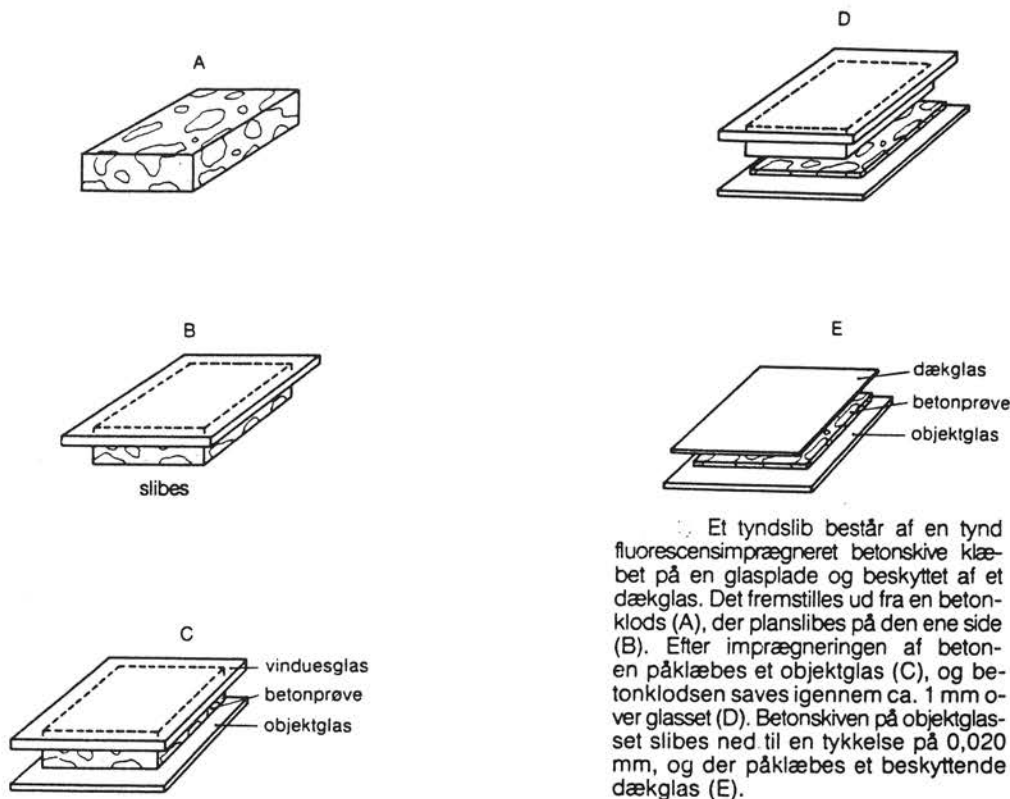
Laboratoriemetoder

1 STRUKTURANALYSE

Strukturanalysen er den viktigste undersøkelsesmetoden for å diagnostisere alkalireaksjoner (AAR) i betong. En strukturanalyse blir normalt utført på utborede kjerner. Av borkjernen blir det fremstilt ett eller flere planslip og tynnslip.

Et planslip er borkjernen saget på langs og dernest planpolert (ca 100mm x 200mm).

Et tynnslip er en tynn, ca 40mm x 45mm x 0,02mm "skive" av betongen. I etterfølgende figur er vist hvordan et tynnslip i prinsippet blir fremstilt.



Et tynnslip består av en tynd fluorescensimpregneret betonskive klæbet på en glassplade og beskyttet af et dækglass. Det fremstilles ud fra en betonklods (A), der planslibes på den ene side (B). Efter impregneringen af betonen påklæbes et objektglas (C), og betonklodsen savs igennem ca. 1 mm over glasset (D). Betonskiven på objektglasset slibes ned til en tykkelse på 0,020 mm, og der påklæbes et beskyttende dækglass (E).

Appendix 2 - Fig 1 Prinsippet i fremstillingen av tynnslip- etter "Beton teknik: Strukturanalyse af beton", 1985, cto, Danmark.

Både planslip og tynnslip er blitt impregnert med epoxy tilsatt et fluorescerende fargestoff. Ved belysning med ultrafiolett lys (langbølget UV-lys) vil kun fargestoffet utsende synlig lys, resten vil være mørkt. Herved vil kun riss, porøse områder og hulrom i betongen bli fremhevet.

Strukturanalysen består således av flere delundersøkelser med økende detaljeringsgrad og forstørrelser. Det vil si at eventuelle tegn på AAR først undersøkes i borkjernen, dernest i et eller flere planslip og til sist i et eller flere tynnslip. Eventuelt blir flere undersøkelse metoder anvendt, hvis nødvendig, f.eks elektronmikrosk-

op. Observasjoner fra borkjerner, planslip og tynnslip anvendes sammen til tolkningen om AAR forekommer i betongen eller ikke, og om AAR kan vurderes som skadelig. Sist nevnte vurdering er hovedsakelig basert på observasjoner av riss i planslip og tynnslip.

Det er viktig at borkjerner ikke har for liten diameter og er passende lange. Dette fordi at observasjoner i norske (og utenlandske) betongkonstruksjoner med AAR i flere tilfeller har vist at tegn på AAR ikke kan observeres i de ytterste 2-10 cm av betongoverflaten, og at det er de grovere fraksjoner som har reagert i norske betonger. Ved FCB anvende borkjerner med min. diameter på 100mm og lengder på 300-500mm -hvis mulig.

Etterfølgende observasjoner er viktige indikasjoner for å diagnostisere AAR.

BORKJERNER: Registrering og overflatebeskrivelse av prøvematerialer.

Observasjonen av reaksjonsrenner i tilslag og hvite utfellinger i større luftporer antyder forekomsten av AAR. Synlige riss i tilslaget kan også skyldes AAR.

PLANSLIP: Makroanalyse ved stereomiskop og ved UV-lys

Hvite (eller gulfargede pga epoxy-impregnering) reaksjonsprodukter i riss (tilslag og pasta) og i luftporer. Flere steintilslag med riss antyder også forekomsten av AAR. Ved "skadelige" AAR observeres riss som løper fra "reagerte" tilslag og ut i sementpastaen. I et mer fremskredne stadier av AAR forbinder disse riss flere reagerte tilslagskorn.

TYNNSLIP: Mikroanalyse ved polarasjonsmikroskop med fluorescensutstyr

Hvis gel blir observert i tynnslipet, vil forekomsten av AAR være dokumentert, da alkaligel kun kan dannes ved en reaksjon mellom reaktivt tilslag og aggressive bestanddeler i sementpastaen. I norske betonger med AAR finnes to hovedtyper gel:

- 1) I tilslaget og i større luftporer (i kontakt med reagerte tilslagskorn) finnes et fargeløst/brunfarget kryptokrystallinsk reaksjonsprodukt.
- 2) I sementpastaen og luftporer finnes en fargeløs/brunfarget (amorf) gel som ofte inneholder svinnriss. Denne type gel kan også være rekrystallisert.

Appendix 1 har vist noen fotografier av typiske tegn på AAR fra norske betonger.

2 RESTEKSPANSJONSMÅLINGER PÅ BORKJERNER

I konstruksjoner hvor AAR er blitt dokumentert, er det nærliggende å prøve å måle "restekspansjonen" i utborede kjerner. I teorien skulle det være mulig å estimere 1) hvor meget betongen vil kunne ekspandere, 2) hvor lang tid det vil ta. Flere faktorer medfører dog at "restekspansjons"-målinger på utborede kjerner er meget usikre og nesten umulige å tolke.

Restekspansjonsmålinger på flere borkjerner fra to norske dammer med AAR har tidligere vært utført av Viggo Jensen (1988). Borkjernene ble eksponert i 100% RF ved 11°C og 38°C og målt i opp til 48 uker. Bortsett fra en liten, tidlig ekspansjon som skyldes tidlig opptak av vann, ble det ikke målt ekspansjoner i disse borkjernene. Dette til tross for at betongen i den ene dammen helt sikkert stadig ekspandte, noe som kunne sees ved at et nytt epoxy-overflatebehandlingslag var sprukket opp. I en nylig artikkel av Jacobsen & Gran, NBI /1/ ble "restekspansjons" målinger av flere borkjerner fra en dam og veibru med AAR foretatt. Disse borkjerner ble eksponert i 100% RF ved 40°C og målt i 481 dager. Bortsett fra en tidlig ekspansjon pga vannopptak, ble det ikke målt noen ekspansjon i disse borkjernene.

Flere faktorer har betydning for restekspansjonen i borkjerner (hvis de over hodet ekspanderer):

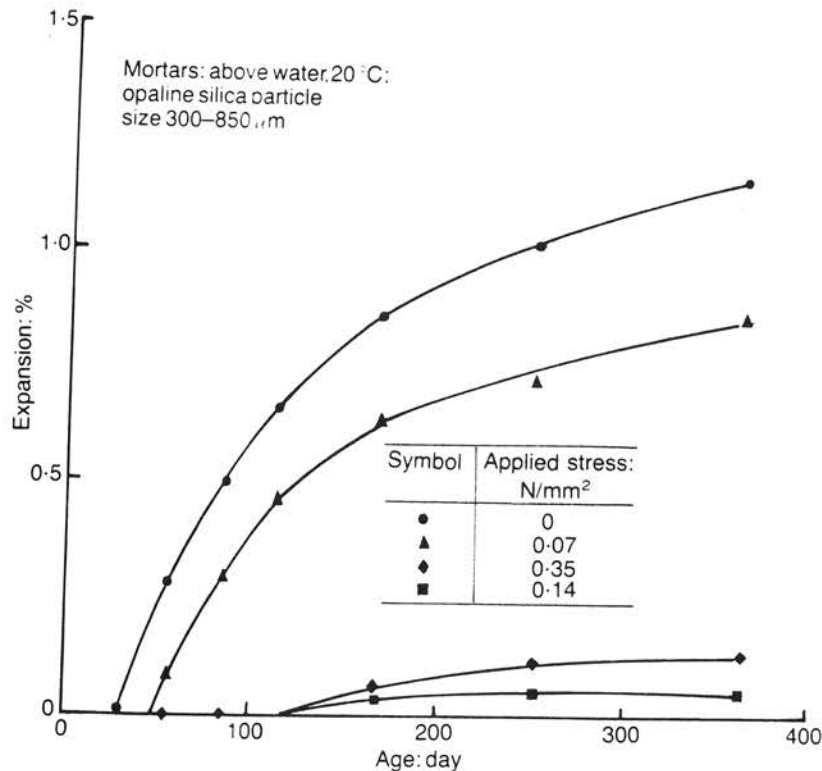
Temperaturen. Ved langtidsforsøk vil lave temperaturer gi de største ekspansjoner. Dette er vist i engelske forsøk /2./

Eksponeringsmiljøet. Ved å utføre "restekspansjons"-målinger iht TI-B51, dansk aksellerert prøving hvor prøvene blir eksponert ved temperaturen 50°C og neddyppet i en mettet NaCl oppløsning (som foretatt av noen laboratorier), vil der bli tilført ubegrenset av alkalier (natrium). Dette er urealistisk i de fleste norske konstruksjoner (dammer) med AAR. Det er således tale om endrede forsøksbetingelser som avviker fra virkeligheten.

Dimensjonseffekten. Utborede kjerner er "små" i forhold til hele betongmassen. Det vil herved forventes at borkjernene har et endret fysisk, kjemisk og "mekanisk" miljø i forhold til betongen i hele konstruksjonen.

Armeringen. Engelske og Japanske forsøk har vist at armeringen har stor betydning for ekspansjonen i armerte betongkonstruksjoner. Jo mer armering det er i en konstruksjon, jo mindre ekspanderer betongen /3/.

Belastning av betongen. Forsøk har vist at selv mindre belastning av betongen vil medføre signifikant reduserte ekspansjoner. Dette er vist i etterfølgende figur 2.



App 2 -fig 2 Ekspansjonskurver av samme prøve med forskjellig belastning -efter Hobbs 1988 /3/.

Merk i fig 2 at selv relative mindre belastninger av betongen medfører betydelige reduksjoner av ekspansjonen. Ut fra ovennevnte kommentarer er det klart at det er betydelige usikkerheter forbundet ved restekspansjonsmålinger i betongprøver.

Inntil man eventuelt har fått utviklet metoder for restekspansjonsmåling som sikrere kan dokumentere sammenheng mellom laboratorieresultater og det som skjer i konstruksjonen, anbefales at det i stedet for målinger på utborede kjerner utføres målinger direkte på konstruksjonen. Herved vil det oppnås mer realistiske resultater som kan anvendes til å stipulere en eventuell restekspansjon i betongen. Direkte målinger på konstruksjonen vil også kunne gi et bilde på hvordan forskjellige betong-elementer "forflytter" sig i forhold til hverandre, f.eks mellom ekspansjonsfuger.

Referanser til restekspansjons målinger

- /1/ Jacobsen & Gran (1991): "Alkali Aggregate Reaction (AAR) in Norway: Thin section analysis and expansion measurements from a dam and a bridge". Nordic Concrete Research, 1991.

- /2/ Wood, J.G.M. (1990): "Physical effects of AAR: Structures as a laboratory". Int. Workshop on AAR in concretes: Occurrences, testing and control, Halifax N.S., Canada.
- /3/ Hobbs, D.W. (1988): "Alkali-silica reaction in concrete"., Thomas Telford Ltd, London

3 EKSPANSJONSMÅLINGER AV TILSLAG

Ekspansjonsmålinger av tilslag anvendes for å vurdere om tilslaget er "uskadelig" eller potensielt alkalireaktivt. I alkaliprojektet ved FCB er flere forskjellige prøvingsmetoder blitt testet med alkalireaktivt norsk tilslag. Disse forsøkene har vist at to prøvingsmetoder er anvendelige til norske alkalireaktive tilslag. Disse metodene er; 1) en aksellerert mørtelprismemetode fra Sør-afrika, og 2) en betongprismemetode fra Canada.

- 1) Mørtelprismemetoden NBRI-M fra Sør-afrika anvender standard ASTM C227 mørtelprismer, men disse blir eksponert i en 1 Normal NaOH-løsning ved 80°C. Hvis ekspansjonen etter 12 dager overstiger 0.1%, vurderes tilslaget som potensielt alkalireaktivt. Hvis ekspansjonen er under 0.1%, vurderes tilslaget som ikke reaktivt (nevnte grenser er blitt lettere modifisert i NB 19 -se appendix 4).
- 2) Betongprismemetoden CAN3-A23.2-14A fra Canada anvender en nøye spesifisert betongblanding og forsøksprosedyrer. Prismene eksponeres ved 100% RF ved 38°C. Hvis ekspansjonen overstiger 0.04% etter et år vurderes tilslaget som potensielt alkalireaktivt, ellers som ikke reaktivt.

Det anbefales å foreta petrografiske analyser av "ukjent" tilslag før ekspansjonstest. Det er etablert en 3-trinns undersøkelsesprosedyre for tilslag, som er innarbeidet i den nye Deklarasjons- og godkjenningsordningen for betongtilslag, NB 19 - se appendix 4.

APPENDIX 3

Datautskrift av dammer

I det følgende er listet dammer og kraftverk fra en database som er laget i forbindelse med alkaliprojektet ved FCB. Databasen inngår i et Dr ing prosjekt av Viggo Jensen. I flere av konstruksjonene er det påvist skadelig AAR.

I listen er det foretatt plassering i geologisk område. Følgende forkortelser av geologiske områder er anvendt: r = rhyolit, s = sandstein, g = gråvakke, f = fyllitt, m = mylonitt, a = formodet ikke alkali reaktivt bergart (f.eks granitt). Suffix: t = forkastning og o = overskyvning.

Enkelte av konstruksjonene er blitt undersøkt av Dansk Teknologisk Institutt, NBI og Noteby. I tillegg er ca 10 konstruksjoner ekstra blitt undersøkt for AAR, men disse er ikke inkludert i databasen (opplysninger om disse har ikke været tilgjengelig for forfatterne pr dd)

DATAUTSKRIFT AV DAMMER OG KRAFTVERKET

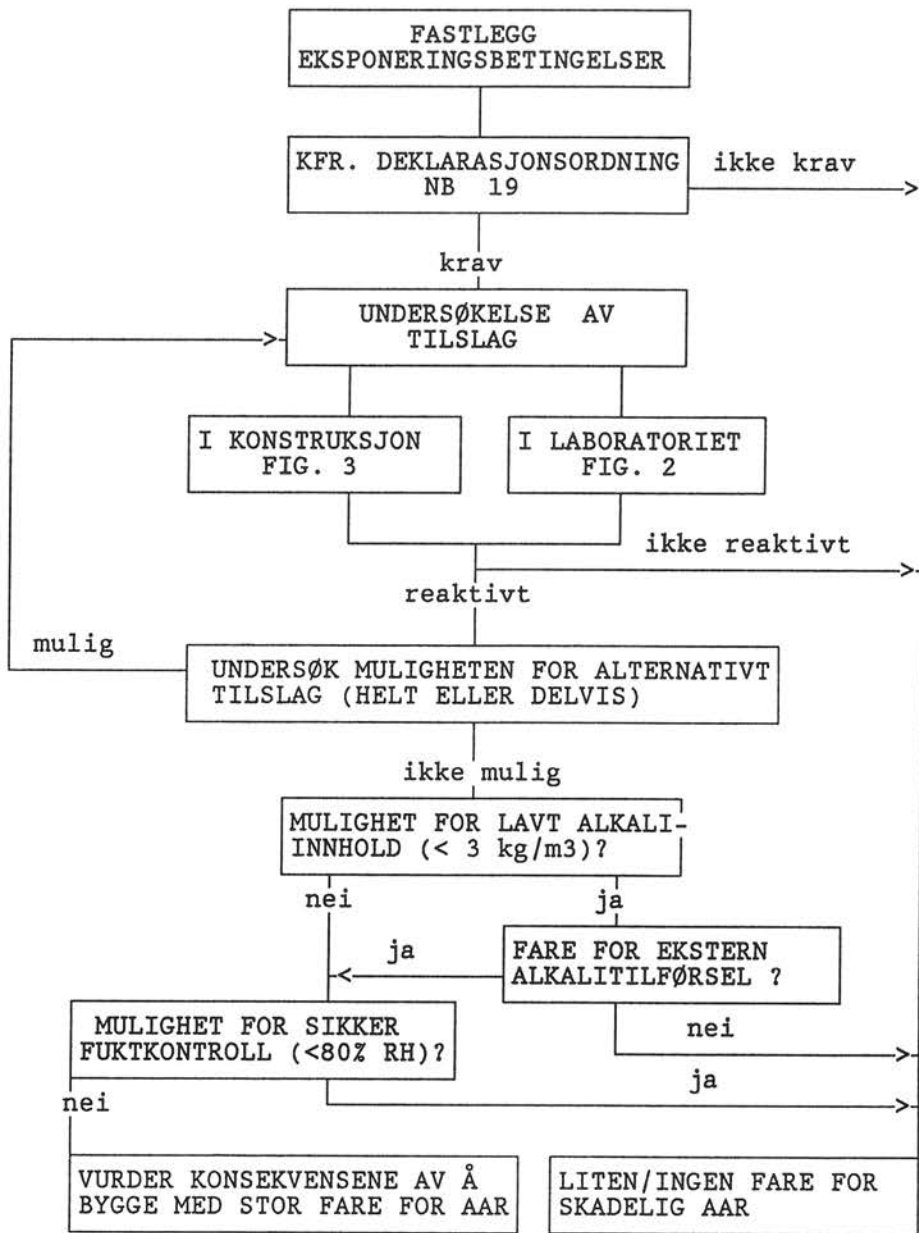
KONSTRUKSJON NR.:	1	BYGGEÅR:	59	NAVN:	Såheim kraftverk	GEOL.OMR.:	r
KONSTRUKSJON NR.:	2	BYGGEÅR:	54	NAVN:	Moflåt kraftverk	GEOL.OMR.:	r
KONSTRUKSJON NR.:	3	BYGGEÅR:	51	NAVN:	Vinsterdammen	GEOL.OMR.:	st
KONSTRUKSJON NR.:	4	BYGGEÅR:	63	NAVN:	Hunderfossen	GEOL.OMR.:	s
KONSTRUKSJON NR.:	5	BYGGEÅR:	51	NAVN:	Bløytjern dam	GEOL.OMR.:	sf
KONSTRUKSJON NR.:	6	BYGGEÅR:	65	NAVN:	Harpefoss	GEOL.OMR.:	st
KONSTRUKSJON NR.:	7	BYGGEÅR:	52	NAVN:	Sarpfossen	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	8	BYGGEÅR:	16	NAVN:	Fjergen dam	GEOL.OMR.:	g
KONSTRUKSJON NR.:	11	BYGGEÅR:	57	NAVN:	Fjæremfossen	GEOL.OMR.:	g
KONSTRUKSJON NR.:	13	BYGGEÅR:	17	NAVN:	Sølva dam	GEOL.OMR.:	so
KONSTRUKSJON NR.:	15	BYGGEÅR:	54	NAVN:	Markbulia dam	GEOL.OMR.:	f
KONSTRUKSJON NR.:	16	BYGGEÅR:	68	NAVN:	Høyeggen dam	GEOL.OMR.:	s
KONSTRUKSJON NR.:	20	BYGGEÅR:	55	NAVN:	Olstappen dam	GEOL.OMR.:	f
KONSTRUKSJON NR.:	22	BYGGEÅR:	71	NAVN:	Dam løpet	GEOL.OMR.:	st
KONSTRUKSJON NR.:	24	BYGGEÅR:	?	NAVN:	Storsjø dam	GEOL.OMR.:	so
KONSTRUKSJON NR.:	25	BYGGEÅR:	41	NAVN:	Osen dam	GEOL.OMR.:	s

KONSTRUKSJON NR.: 26 BYGGEÅR:48 NAVN: Pålsby dam GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 27 BYGGEÅR:? NAVN: Tunhovd dam GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 28 BYGGEÅR:43 NAVN: Rødberg dam GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 29 BYGGEÅR:60 NAVN: Skarfossen dam GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 30 BYGGEÅR:55 NAVN: Mæland dam GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 31 BYGGEÅR:53 NAVN: Dale dam GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 32 BYGGEÅR:33 NAVN: Grønvollfoss dam GEOL.OMR.:ro
KONSTRUKSJON NR.: 33 BYGGEÅR:15 NAVN: Årlifoss kraftverk GEOL.OMR.:ro
KONSTRUKSJON NR.: 35 BYGGEÅR:47 NAVN: kalhovd dam GEOL.OMR.:rt
KONSTRUKSJON NR.: 36 BYGGEÅR:47 NAVN: strengen dam GEOL.OMR.:ao
KONSTRUKSJON NR.: 37 BYGGEÅR:42 NAVN: grotte dam GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 38 BYGGEÅR:58 NAVN: Teislefjord dam GEOL.OMR.:f
KONSTRUKSJON NR.: 39 BYGGEÅR:80 NAVN: Flyvatn dam GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 48 BYGGEÅR:48 NAVN: Mår kraftverk GEOL.OMR.:r
KONSTRUKSJON NR.: 88 BYGGEÅR:38 NAVN: Jernvatn GEOL.OMR.:
KONSTRUKSJON NR.: 106 BYGGEÅR:52 NAVN: Fykan GEOL.OMR.:
KONSTRUKSJON NR.: 119 BYGGEÅR: ? NAVN: Fallfars GEOL.OMR.:
KONSTRUKSJON NR.: 120 BYGGEÅR:63 NAVN: Bleikvass GEOL.OMR.:
KONSTRUKSJON NR.: 121 BYGGEÅR: ? NAVN: Tustervassdam GEOL.OMR.:
KONSTRUKSJON NR.: 141 BYGGEÅR:77 NAVN: Bingsfoss bru/dam GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 155 BYGGEÅR:73 NAVN: Døvikfossen dam GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 157 BYGGEÅR:50 NAVN: Kongsfoss k-verk GEOL.OMR.:a
KONSTRUKSJON NR.: 158 BYGGEÅR:22 NAVN: Rånåsfoss dam GEOL.OMR.:a

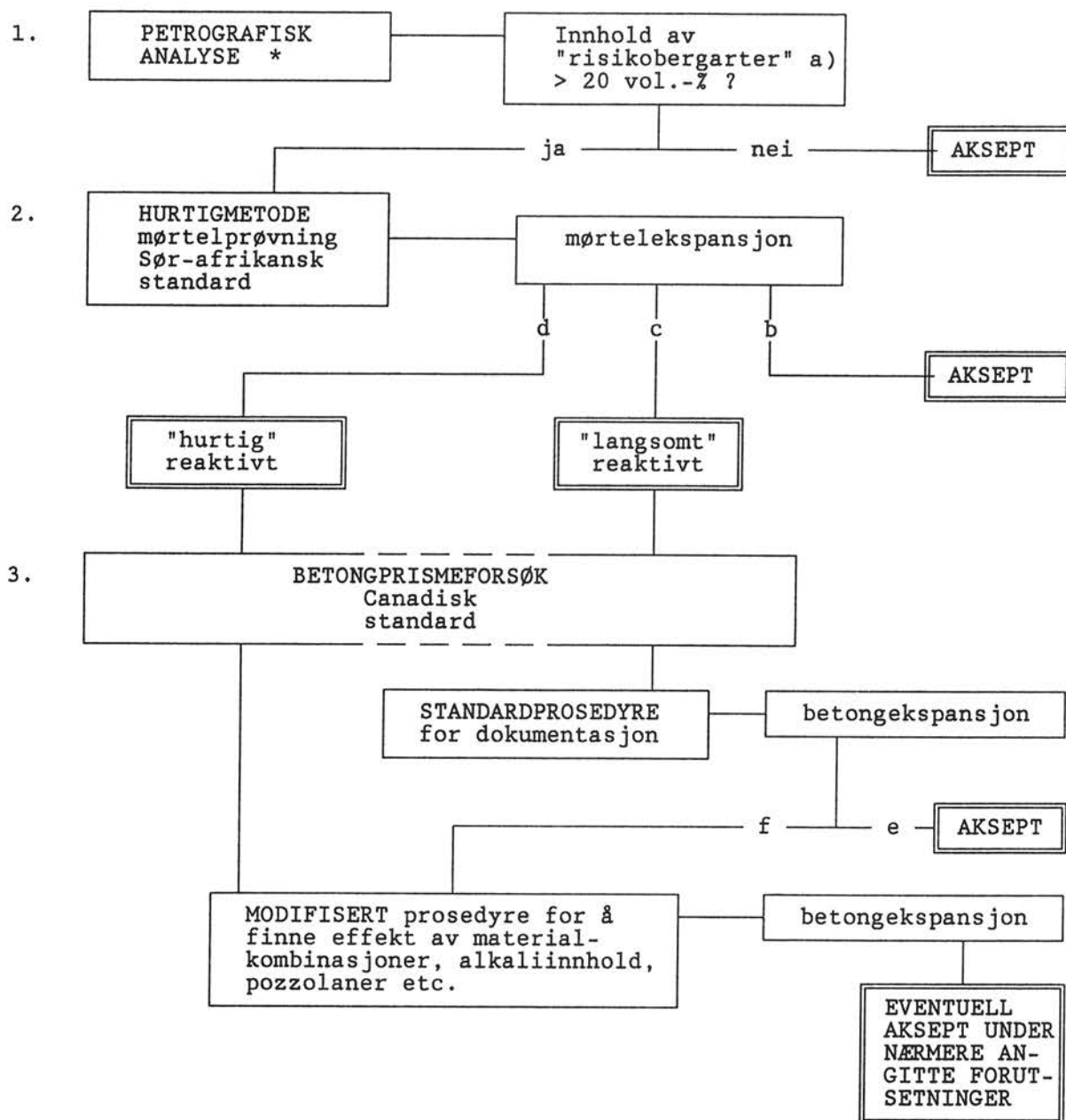
KONSTRUKSJON NR.:	161	BYGGEÅR:	60	NAVN:	Svanfossen	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	166	BYGGEÅR:	63	NAVN:	Sperillen dam	GEOL.OMR.:	at
KONSTRUKSJON NR.:	174	BYGGEÅR:	60	NAVN:	Eikrebekken dam	GEOL.OMR.:	so
KONSTRUKSJON NR.:	177	BYGGEÅR:	56	NAVN:	Hagafoss dam	GEOL.OMR.:	r
KONSTRUKSJON NR.:	182	BYGGEÅR:	81	NAVN:	Pikerfossen dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	194	BYGGEÅR:	14	NAVN:	Vamma dam	GEOL.OMR.:	m
KONSTRUKSJON NR.:	201	BYGGEÅR:	47	NAVN:	Farris dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	219	BYGGEÅR:	42	NAVN:	Storefossen dam	GEOL.OMR.:	ao
KONSTRUKSJON NR.:	220	BYGGEÅR:	53	NAVN:	Svartediket	GEOL.OMR.:	ao
KONSTRUKSJON NR.:	230	BYGGEÅR:	30	NAVN:	Kvitingvatn dam	GEOL.OMR.:	f
KONSTRUKSJON NR.:	241	BYGGEÅR:	?	NAVN:	Røldalsfjell	GEOL.OMR.:	ao
KONSTRUKSJON NR.:	244	BYGGEÅR:	64	NAVN:	Svartevannsdam	GEOL.OMR.:	ao
KONSTRUKSJON NR.:	259	BYGGEÅR:	64	NAVN:	Nespervatn dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	273	BYGGEÅR:	12	NAVN:	Haugsjådammen	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	275	BYGGEÅR:	58	NAVN:	Berlifoss dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	276	BYGGEÅR:	?	NAVN:	Vafoss dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	304	BYGGEÅR:	66	NAVN:	Tjønnfoss dam	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	421	BYGGEÅR:	84	NAVN:	Dam v Ålundfoss	GEOL.OMR.:	ao
KONSTRUKSJON NR.:	422	BYGGEÅR:	76	NAVN:	Zakariasdammen	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	423	BYGGEÅR:	?	NAVN:	? Tafjord	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	424	BYGGEÅR:	55	NAVN:	Raudalsvatn	GEOL.OMR.:	a
KONSTRUKSJON NR.:	425	BYGGEÅR:	?	NAVN:	Herva kraftverk	GEOL.OMR.:	s
KONSTRUKSJON NR.:	426	BYGGEÅR:	?	NAVN:	Skjefstadfoss k.	GEOL.OMR.:	r
KONSTRUKSJON NR.:	527	BYGGEÅR:	38	NAVN:	Svean kraftverk	GEOL.OMR.:	g
KONSTRUKSJON NR.:	530	BYGGEÅR:	52	NAVN:	Sylsjø dam	GEOL.OMR.:	ro

APPENDIX 4

Tiltak og beslutninger



Figur 1: Prinsipiell håndtering av AAR-problematikk for ny betong



* Petrografisk analyse skal innbefatte tynnslipmikroskopi

- a) Gjelder her påviste risikobergarter for norske forhold
- b) Mørtelekspansjon < 0,10 % etter 2 uker
- c) ----- "----- 0,10-0,25 % " "
- d) ----- "----- > 0,25 % " "
- e) Betongekspansjon < 0,04 % " 1 år
- f) ----- "----- > 0,04 % " "

Figur 2: ALKALIREAKSJONER I BETONG, opplegg for tilslagsundersøkelse

PROSJEKT DAMSIKKERHET

RAPPORT NR. 7
ALKALIREAKSJONER I BETONGDAMMER

Del 2
Betongutvidelse ved dam Votna

September 1992

 **GRØNER**

ANALYSE AV DEFORMASJONENE VED DAM VOTNA

1. ORIENTERING

Dam Votna er en ca. 50 m høy hvelvdam som ble bygget i årene 1965-67. Dammen ligger i Røldalsvassdraget og eies av Hydro Energi Røldal-Suldal.

Horisontale deformasjoner har vært målt ved 5 bolter plassert på damkronen. Målingene har vist at dammen i fjerdedelspunktene på hvelvet har en tendens til å deformeres mot oppstrøms side. Dette kan tyde på at det foregår en betongutvidelse i hvelvet.

Gjennom prosjektet "Status for dammer av betong i Norge" (1991) og gjennom dameierens tilsynsvirksomhet fikk en videre mistanke om at alkalireaksjoner kunne være i gang i betongen. Dette ble nærmere klarlagt av byggherren ved laboratorieundersøkelser, som ga som hovedkonklusjon at det ved dam Votna var en lite fremskreden alkalireaksjon i gang, og at det ble dannet ettringitt.

Dette kunne være forklaringen på de unormale deformasjonene som ble målt, og ved bruk av disse deformasjonsmålingene og en statistisk analyse av dammen kunne en fastlegge den historiske utvikling av betongutvidelsen.

Dette ville være til nytte for den forskning som pågår vedrørende alkalireaksjoner i betong i Norge, og er grunnen til at damsikkerhetsprosjektet har fått disse vurderingene gjennomført i samarbeid med dameieren.

2. KONKLUSJON

Deformasjonene ved bolt 14, som er mest representativ for utviklingen ved dammen, viser at det fra første (november 1966) til siste (september 1990) måling har skjedd en horisontal, radiell deformasjon mot oppstrøms side lik 37 mm.

Av dette skyldes 6 mm forskjeller i lastsituasjon og 7 mm skyldes varige deformasjoner pga. de årlige lastvekslinger. Fra og med 1980 (år 13) har det imidlertid foregått en betongutvidelse, som ved siste måling i 1990 utgjorde ca. 0,4 o/oo, og som er årsak til 23 mm av den totale deformasjon. Den årlige betongutvidelsen var i 1990 lik ca. 0,06 o/oo pr. år, og hadde en svak aksellererende tendens.

3. KONSTRUKSJON OG MATERIALER

Hvelvet er dobbeltkrumt med tykkelse 100-400 cm, og det har ingen isolasjonsvegg. HRV er lik k. 1020. Tilslaget har bestått av følgende:

- Sand: 50% natur (Nesflaten)
50% knust lokalt tilslag

- Pukk: Knust gneisbergart
 $D_{\max} = 70 \text{ mm}$

Betongen består for øvrig av 350 kg/m³ SP 30 C (Dalen) og har v/c = 0,5.

Det ble før bygging av dammen gjennomført en mineralogisk analyse av det aktuelle tilslag som fastslo at ingen prøver inneholdt reaktive mineraler i så store mengder at det var skadelig for betong.

4. LABORATORIEUNDERSØKELSER

Som følge av mistanken om mulige alkali kiselreaksjoner i Votnadammen engasjerte dameieren Norges byggforskningsinstitutt til å gjennomføre nærmere laboratorieundersøkelser på utborede prøver i 1990. Disse undersøkelsene viste tegn til alkalireaksjon, men i en meget beskjeden utstrekning. Det ble imidlertid i første rekke pekt på funn av ettringitt i betongporene. Ettringitt opptar mye vann og gir sprengende virkning i herdet betong i likhet med alkaligel.

Årsaken til ettringittdannelsen er ikke klarlagt, men slik dannelse er også andre steder observert i forbindelse med alkalireaksjoner. Det pekes også på muligheten av at svovelkis i bergarten fyllitt kan være årsak til ettringittdannelsen.

Ettringitt er nåleformede krystaller av kalsiumsulfoaluminat og består av ulike bestanddeler, bl.a. gips fra sementpasta. Det dannes også ved sulfatangrep på betongen.

Bestemmelse av bergartssammensetning/petrografi i tilslaget viste at tilslaget består av gneis, kvartsitt, fyllitt, metasandstein, metaarkose og omdannet kvartsdioritt. I forekomsten av fyllitt finnes ertsmineraler som er angitt til trolig å være svovelkis.

5. DEFORMASJONSMÅLINGER

Deformasjonsmålinger har vært utført på 5 bolter på damkronen siden 1966. Boltene er plassert i kronens senterpunkt, fjerdedelspunkt og ved vederlager. Det vises til fig. 1. Ved det nordre vederlag er hvelvet ikke ført til fjell, men avsluttet med en ca. 10 m høy pilar og med tilstøtende platedam. Første bolteinmåling skjedde ved lav vannstand 22.11.66, og foreløpig siste måling er foretatt 10.09.90 ved v.st. 1020,14 (HRV + 14 cm).

Det er bare målingene for de tre sentralt plasserte boltene som er benyttet i denne vurderingen.

På fig. 1 er den samlede målte deformasjon vist for hver bolt. Denne deformasjonen skyldes dels en langtidsdeformasjon og dels forskjeller i belastning ved måletidspunktene.

En oversikt over tidspunkt og belastningssituasjonen ved de enkelte målinger er gitt i tabell 1. Belastningssituasjonen er beskrevet ved angivelse av vannstand, lufttemperatur og vanntemperatur (overflate).

Den reelle temperaturlast på dammen som påvirker deformasjonen på kronen vil være sammensatt av hele temperaturbildet i betongen i dammens øvre del. Da dette ikke direkte måles, er det nødvendig å vurdere denne typiske betongtemperatur ut fra de målte luft- og vann-temperaturer, og ut fra de vanlige temperaturer for årstiden.

I tabell 1 er oppført våre vurderinger av den typiske betongtemperatur.

6. STATISK ELEMENTANALYSE

For å fastlegge de teoretiske, elastiske deformasjonene på hvelvet er det utført en statistisk elementanalyse. Deformasjonene ved bl.a. boltepunktene er beregnet for følgende lasttilfelle:

1. Vannlast k. 1000
2. Vannlast k. 1005
3. Vannlast k. 1010
4. Vannlast k. 1015
5. Vannlast k. 1020
6. Uniform fordelt temperaturlast +5°C

Analysens resultater er sammenholdt med deformasjonsmåleresultatene, og det er ved en samlet vurdering fastlagt en sammenheng mellom de elastiske deformasjonene i kronen, på hvelvet og lasten angitt ved vannstand og uniform temperaturendring.

Resultatet er gitt i tabell 2.

7. LANGTIDSDEFORMASJONER

Etter første gangs magasinifylling er det utført deformasjonsmålinger i gjennomsnitt hvert annet år. Ved å korrigere for de elastiske deformasjonene pga. lastsituasjonen på måletidspunktet, vil langtidsdeformasjonen fremkomme.

Det bildet som fremkommer av langtidsdeformasjonene ved dam Votna kan ikke forklares med bare å forutsette en betongutvidelse i hvelvet. En betongutvidelse alene skulle tilsi at både midtpunkt og fjerdedelspunkt i kronebuen beveget seg oppstrøms.

Hovedtrenden i deformasjonene er imidlertid at midtpunktet har beveget seg mot nedstrøms i de første årene, men mot oppstrøms i de siste årene, mens fjerdedelspunktene hele tiden har beveget seg mot oppstrøms.

Deformasjonsmønsteret blir imidlertid logisk ved å forutsette at det har skjedd to typer langtidsdeformasjoner.

a. Betongutvidelse

Prosessen har vært relativt liten de første årene, og relativt sterk de siste årene. Årlige endringer i dag domineres av denne prosessen. Prosessen gir til resultat en deformasjon mot oppstrøms ved både senterpunkt og fjerdedelspunkt.

b. Varig deformasjon pga. årlig lastsyklus

Effekten har relativt sett dominert i de første årene. Resultatet er en deformasjon av senterpunkt mot nedstrøms og fjerdedelspunktene mot oppstrøms.

En nærmere analyse av måleresultatene er gjennomført basert på ovenstående antakelse om to uavhengige langtidsprosesser. Som basis er benyttet gjennomsnittet av de målingene som er gjort under første gangs oppfylling. Det vises til tabell 3 og 4.

Langtidsdeformasjonene ved de 3 boltene korrigert for elastisk deformasjon pga. lastsituasjonen fremgår av tabell 5, 6 og 7.

På fig. 2 og 3 er deformasjonsutviklingen vist grafisk, og en har splittet deformasjonene i de to typer av langtidsdeformasjoner som er omtalt ovenfor.

De største horisontale elastiske deformasjoner vil ved fjerdedelspunktene opptre ved v.st. ca. k. 1010 kombinert med maks. temperaturlast som er anslått lik $+20^{\circ}\text{C}$ (-10°C til $+10^{\circ}\text{C}$). Dette tilsvarer en elastisk årlig deformasjon lik 13,8 mm.

Ved kronens midtpunkt vil de største horisontale elastiske deformasjonene opptre ved maks. vannlast kombinert med tilhørende temperaturlast, som er anslått lik $+15^{\circ}\text{C}$ (-10°C til $+5^{\circ}\text{C}$). Maks. vannlast vil variere fra år til år, men vi har forutsatt et gjennomsnitt lik kote 1017. Dette tilsvarer en elastisk årlig deformasjon lik -9,7 mm.

Vår vurdering av langtidsdeformasjonene er følgende:

År 0-13:

De varige deformasjonene frem t.o.m. år 13 (1980) skyldes de årlige lastsykluser, og de utgjør +7,5 mm i fjerdedelspunktene (bolt 12 og 14) og -4,5 mm i midtpunktet (bolt 13). Dette utgjør ca. 50% av den årlige elastiske deformasjon pga. lastsyklus.

Størsteparten av denne deformasjon har kommet allerede i år 4, som er første måling etter år 0. Deformasjonsstakten i år 4-13 ved bolt 12 og 14 er ca. 0,08 mm pr. år. Dette utgjør 0,6% av årlig elastisk deformasjon.

Det skjer ingen betongutvidelse i perioden.

År 13-23:

Vi antar at langtidsdeformasjonene ved alle 3 bolter har fortsatt i denne perioden med en årlig deformasjonstakt lik 0,5% av årlig elastisk deformasjon.

Samlet for perioden utgjør dette under 1 mm for alle boltene.

Hovedtyngden av deformasjonene i denne perioden skyldes imidlertid at det har foregått en betongutvidelse. Deformasjonsmønsteret er likt for boltene, men utslaget er noe forskjellig.

Nedenstående tabell angir vår vurdering av den horisontale, radielle deformasjon pga. betongutvidelse i årene 13-23 og den betongutvidelse dette tilsvarer for hvelvet.

Bolt nr.	Radiell deformasjon mm	Betongutvidelse o/oo
12	29,0	0,54
13	10,5	0,28
14	23,5	0,44

De ulike resultat for de 3 boltene kan enten skyldes at betongutvidelsen ikke er lik over hele hvelvet, eller at det 10 m høye betongvederlaget på dammens ene side (ved bolt 12) gir et usymmetrisk deformasjonsbilde ved en jevn betongutvidelse.

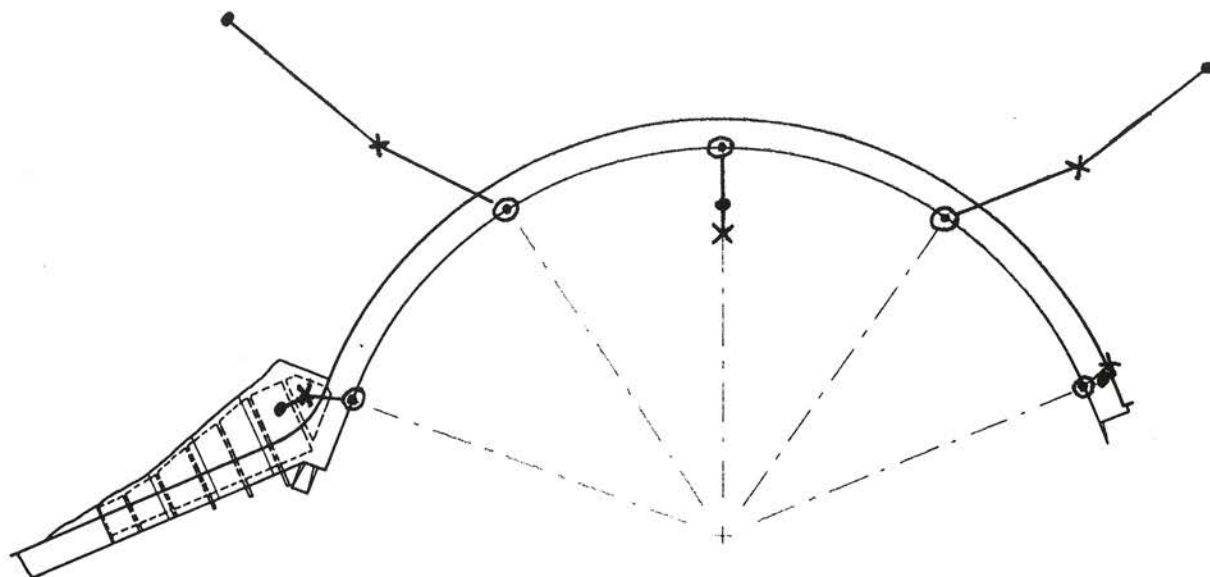
Vi anser at bolt 14 gir det mest representative bilde av utviklingen ved dammen.

Deformasjonene og betongutvidelsen har vært sterkest i de siste årene. For perioden år 19-23 (1986-90) har vi i nedenstående tabell angitt årlig horisontal, radiell deformasjon og tilsvarende årlig betongutvidelse.

Bolt nr.	Radiell deformasjon mm pr. år	Betongutvidelse o/oo pr. år
12	3,1	0,06
13	2,0	0,05
14	3,1	0,06

Høvik, 16. september 1992
GRØNER Anlegg Miljø AS

Svein Larsen
Svein Larsen



Plan 1:1000

Bolt nr.

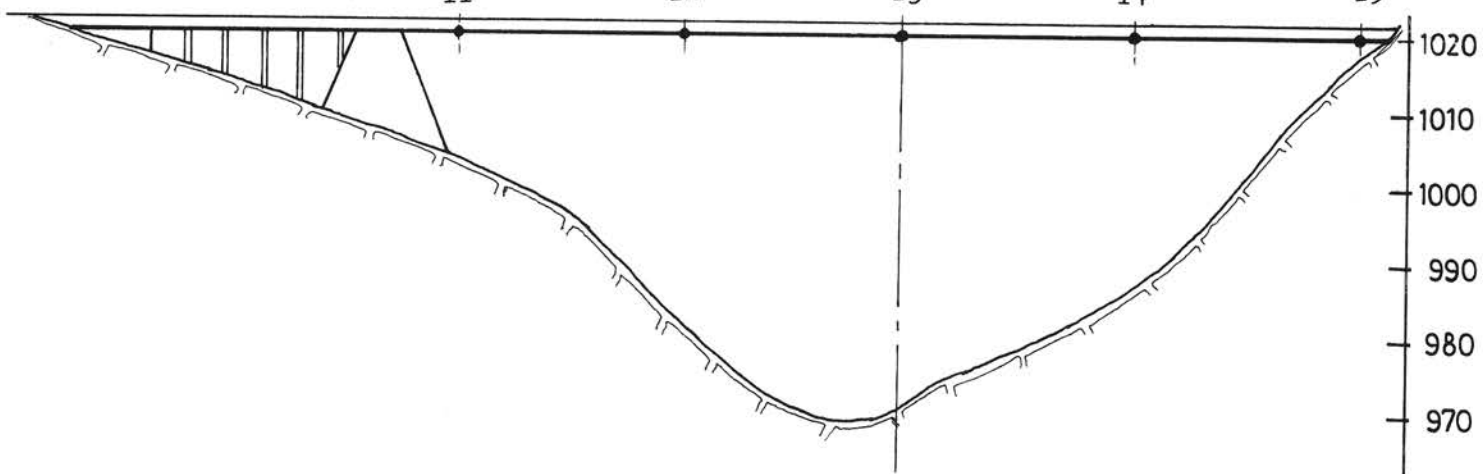
11

12

13

14

15



Oppriss 1:1000

Fig. 1
Plan og oppriss av dam Votna
Horisontale deformasjoner på krone (1:1)

— : målt deformasjon

o : 1967 (år 0)
 x : 1978 (år 11)
 • : 1990 (år 23)

Tabell 1
Utførte deformasjonsmålinger

ÅR	NR.	DATO	VANNSTAND m.o.h.	VANNTEMP. °C	LUFTTEMP. °C	BETONG- TEMP. 1)
0	1	22.11.66		-	-10	-10
0	2	13.06.67	997,00	-	+13	+10
0	3	06.07.67	1005,00	-	+15	+10
0	4	27.07.67	1013,80	+2	+10	+ 7
0	5	04.08.67	1017,00	+3	+ 9	+ 7
0	6	07.12.67	1020,00	-	-10	- 3
4	7	20.08.71	1016,90	+10	+15	+ 9
5	8	07.09.72	1018,87	-	+ 8	+ 5
7	9	01.10.74	1019,82	-	-	+ 1
9	10	12.09.76	1017,56	-	+ 3	+ 3
11	11	06.10.78	1014,66	+4	0	+ 3
13	12	07.10.80	1012,89	+4	+ 1	0
15	13	22.09.82	1019,61	+6	+ 2	+ 4
17	14	24.09.84	1013,36	+8	+ 7	+ 5
19	15	01.09.86	1013,14	+6	+ 8	+ 6
20	16	28.09.87	1019,00	-	+ 7	+ 3
21	17	13.09.88	1018,46	+6	+10	+ 6
23	18	10.09.90	1020,14	-	+ 8	+ 5

- 1) Betongtemperatur avgjørende for kronedeformasjon er anslått.

Tabell 2
Teoretiske, elastiske forskyvninger pga. vannlast
og uniform temperaturlast (mm)

VANNLAST	RADIELT		TANGENTIELT
	Midtpunkt	Fjerdedelspunkt	Fjerdedelspunkt
k. 1000	- 5,8	+ 2,2	+ 0,9
k. 1005	- 8,2	+ 2,8	+ 1,3
k. 1010	-10,2	+ 3,0	+ 1,8
k. 1015	-13,2	+ 1,4	+ 2,2
k. 1020	-18,6	- 3,8	+ 2,5
Temp.last + 5°C	+ 1,86	+ 2,67	+ 0,40

Fortegn:

Radielt + er bevegelse mot vannside
Tangentielt + er bevegelse mot fundamentet

Tabell 3
Målte og beregnede horisontalforskyvninger under første gangs
magasinfylling. Midtpunkt. Radiell forskyvning (mm)

MÅLING NR.	MÅLT FORSKYVNING	BEREGNET FORSKYVNING	DIFFERANSE
1	0	0	0
2	+ 3	+ 3,0	0
3	- 2	- 0,8	- 1,2
4	- 4	- 5,7	+ 1,7
5	- 5	- 8,9	+ 3,9
6	-17	-16,0	- 1,0
Middel	- 4,2	- 4,7	+ 0,5

Tabell 4
Målte og beregnede horisontalforskyvninger under første gangs
magasinfylling. Fjerdedelspunkt. Radiell forskyvning (mm)

MÅLING NR.	MÅLT FORSKYVNING		BEREGNET FORSKYVNING	DIFFERANSE	
	Høyre Bolt 12	Venstre Bolt 14		Høyre Bolt 12	Venstre Bolt 14
1	0	0	0	0	0
2	14	15	+ 12,6	+ 1,4	+ 2,4
3 1)	12	(12)	+ 13,5	- 1,5	- 1,5
4	13	13	+ 11,1	+ 1,9	+ 1,9
5	11	12	+ 9,1	+ 1,9	+ 2,9
6	2	3	0	+ 2,0	+ 3,0
Middel	+ 8,7	+ 9,2	+ 7,7	+ 1,0	+ 1,5
				+ 1,2	

- 1) Bolt 14 er ikke målt. Deformasjon antatt lik deformasjon ved bolt 12.

Tabell 5
Målte langtidsdeformasjoner. Fjerdedelspunkt, radielt (mm)
Bolt 12

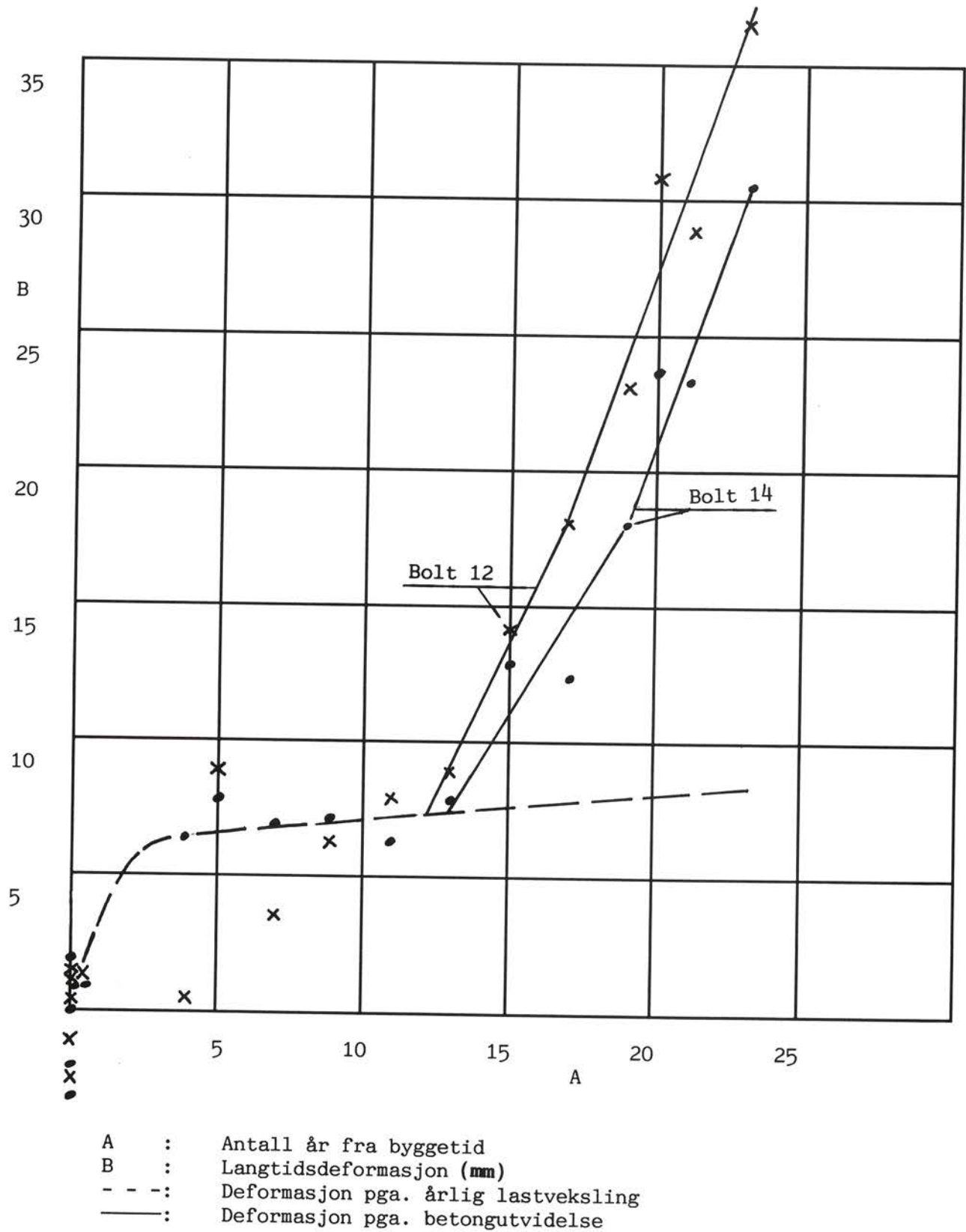
1	2	3	4
ÅR	MÅLT DEFORMASJON	BEREGNET ELASTISK DEFORMASJON	LANGTIDS- DEFORMASJON
0	+ 8,7	+ 7,7	0
4	+ 11,5	+ 10,1	+ 0,4
5	+ 15,5	+ 5,6	+ 8,9
7	+ 6,5	+ 2,2	+ 3,3
9	+ 13,5	+ 6,4	+ 6,1
11	+ 17,0	+ 8,3	+ 7,7
13	+ 17,0	+ 7,3	+ 8,7
15	+ 19,0	+ 3,9	+ 14,1
17	+ 29,0	+ 10,0	+ 18,0
19	+ 34,5	+ 10,5	+ 23,0
20	+ 35,0	+ 3,4	+ 30,6
21	+ 36,0	+ 6,2	+ 28,8
23	+ 41,5	+ 4,2	+ 36,3

Tabell 6
Målte langtidsdeformasjoner. Midtpunkt, radielt (mm)
Bolt 13

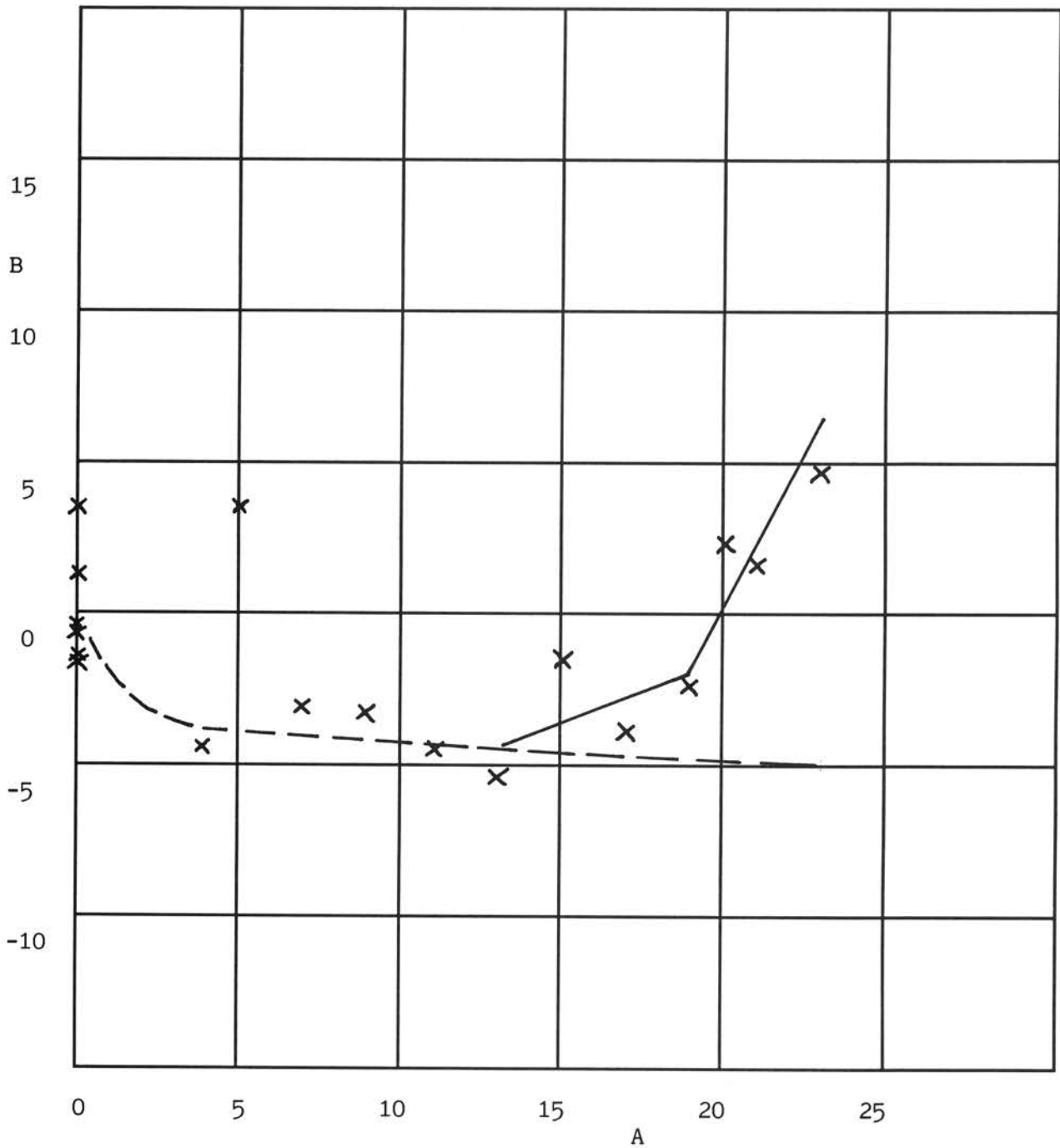
1	2	3	4
ÅR	MÅLT DEFORMASJON	BEREGNET ELASTISK DEFORMASJON	LANGTIDS- DEFORMASJON
0	- 4,2	- 4,7	0
4	- 12	- 8,2	- 4,3
5	- 8	- 11,8	+ 3,3
7	- 17	- 14,5	- 3,0
9	- 14	- 11,2	- 3,3
11	- 12	- 8,1	- 4,4
13	- 13	- 8,2	- 5,3
15	- 14	- 13,0	- 1,5
17	- 10	- 6,6	- 3,9
19	- 8	- 6,1	- 2,4
20	- 10	- 12,7	+ 2,2
21	- 9	- 11,0	+ 1,5
23	- 8	- 13,2	+ 4,7

Tabell 7
Målte langtidsdeformasjoner. Fjerdedelspunkt, radielt (mm)
Bolt 14

1	2	3	4
ÅR	MÅLT DEFORMASJON	BEREGNET ELASTISK DEFORMASJON	LANGTIDS- DEFORMASJON
0	+ 9,2	+ 7,7	0
4	+ 18,5	+ 10,1	+ 6,5
5	+ 15,5	+ 5,6	+ 8,4
7	+ 11,0	+ 2,2	+ 7,3
9	+ 15,5	+ 6,4	+ 7,6
11	+ 16,5	+ 8,3	+ 6,7
13	+ 17,0	+ 7,3	+ 8,2
15	+ 19,0	+ 3,9	+ 13,6
17	+ 24,5	+ 10,0	+ 13,0
19	+ 30,5	+ 10,5	+ 18,5
20	+ 29,0	+ 3,4	+ 24,1
21	+ 31,5	+ 6,2	+ 23,8
23	+ 36,5	+ 4,2	+ 30,8



Figur 2
Langtidsdeformasjon
Bolt 12 og 14



- A : Antall år fra byggetid
- B : Langtidsdeformasjon
- - -: Deformasjon pga. årlig lastveksling
- : Deformasjon pga. betongutvidelse

Figur 3
Langtidsdeformasjon
Bolt 13

PROSJEKT DAMSIKKERHET

RAPPORT NR. 7
ALKALIREAKSJONER I BETONGDAMMER

Del 3
Om alkalireaksjoner og virkninger
på betongdammer

Oktober 1992

INNHALDSFORTEGNELSE

	<u>Side</u>	
1.0	INTRODUKSJON. ORIENTERING -----	4
1.1	Prosjekt Damsikkerhet. Rapport nr. 1 -----	4
1.2	Rammen for rapporten -----	4
1.3	Denne del av rapporten omhandler -----	4
2.0	OM ALKALIREAKSJONER I BETONG -----	6
2.1	AAR eller alkalireaksjon på norsk ? -----	6
2.2	Fra AAR's "historie" -----	6
2.3	Tre typer AAR ? -----	9
.1	Alkali silica reaksjon -----	9
.2	Alkali silikat reaksjon -----	9
.3	Alkali karbonat reaksjon -----	10
.4	Kan sulfatangrep være AAR ? -----	10
2.4	Om virkninger av AAR på betong -----	10
3.0	OMFANG AV AAR PÅ BETONG I NORGE -----	13
3.1	Generelt -----	13
3.2	Stedsnavn med dammer hvor AAR er fastslått eller høyst sannsynlig skjer -----	13
4.0	AAR I UTENLANDSKE DAMMER Inntrykk etter en rask litteraturgjennomgang -----	15
4.1	Generelt. Orientering -----	15
4.2	Noen utenlandske dammer med AAR -----	15
.1	Nord-Amerika -----	15
.2	Syd-Amerika -----	17
.3	Europa -----	18
.4	Afrika -----	18
.5	Asia -----	18
.6	Australia -----	19
4.3	Litt om Chambon-dammen i Frankrike -----	19
4.4	Litt om Kariba-dammen i Zambia -----	20
.1	Orientering. Oversikt -----	20
.2	Om instrumenteringen -----	21
.3	Om måle- og beregningsresultater -----	21
4.5	Hovedinntrykk fra litteraturgjennomgangen -----	22

	<u>Side</u>
5.0 AAR's VIRKNING PÅ TYPISKE NORSKE DAMMER -----	24
5.1 Innledende bemerkninger -----	24
5.2 Generelt om virkningen av AAR -----	25
.1 Lekkasje og utluting av kalk -----	25
.2 Fryse-tine skader -----	25
.3 Karbonatisering -----	25
.4 Oppsprekking -----	25
.5 Betongfasthet -----	26
.6 Endret belastning -----	26
5.3 Virkninger av AAR på ulike damtyper	
.1 Gravitasjonsdammer -----	26
.2 Platedammer -----	27
.3 Huldammer -----	32
.4 Fyllingsdammer med betongtegning -----	33
.5 Hvelvdammer -----	34
.6 Lukedammer -----	35
6.0 NOEN AVSLUTTENDE REFLEKSJONER OG SPØRSMÅL -----	37
6.1 Generelt -----	37
6.2 Kan AAR unngås ved bruk av lavalkalisement? -----	37
6.3 Kan tilslagets reaktivitet forutsies? -----	37
6.4 Kan AAR i en eksisterende dam stoppes? -----	38
6.5 Kan reduksjon av damsikkerhet pga. AAR avhjelpes? --	39
6.6 Hvor alvorlig er AAR i dammer? -----	40
KILDER -----	41

1.0 INTRODUKSJON. ORIENTERING

1.1 Prosjekt Damsikkerhet. Rapport nr. 1

I Damsikkerhetsprosjektets rapport nr. 1: "Aldring og sikkerhet av betongdammer", rapportens pkt. 4.1.5, er reaksjon mellom alkalier i betong og visse, potensielt reaktive elementer i betongens tilslagsmateriale kortfattet nevnt som én av flere nedbrytende prosesser i betong.

Det benyttes flere betegnelser for reaksjonen, således har SINTEF FCB valgt å benytte alkalireaksjon som fellesbetegnelse for de 3 kjente reaksjonstypene. I denne rapporten er det valgt å benytte den engelskspråklige forkortelsen AAR som fellesbetegnelse.

Damsikkerhetsprosjektet har ønsket en supplerende behandling av AAR og dens virkninger på betongdammer. Dette er bakgrunnen for del 3 av Rapport nr 7: Alkalireaksjoner i betongdammer.

1.2 Rammen for rapporten

Etter møte hos SINTEF FCB i Trondheim 31.10.91 ble det besluttet at et notat eller en rapport vedrørende sikkerhetsmessige vurderinger av norske betongdammer utsatt for AAR skulle utarbeides. Det ble senere avtalt at rapporten kunne baseres på følgende hovedpunkter:

1. Beskrivelse av omfang og sannsynlig utvikling av alkalireaksjoner i norske dammer.
2. Gjennomgang av litteratur om alkalireaksjoner og dammer i andre land.
3. Beskrivelse av hvorledes styrke og stabilitet for typiske norske dammer påvirkes av alkalireaksjoner.

Det er avtalt at SINTEF FCB skulle dekke det førstnevnte punkt, GRØNER Anlegg Miljø AS de 2 øvrige. Grønners del av rapporten ble bestilt ved brev fra "Damsikkerhetsprosjektet" datert 19.11.91.

1.3 Denne del av rapporten omhandler

Denne del av rapporten om alkalireaksjon i dammer går i noen grad ut over den oppgitte ramme, idet det er funnet hensiktsmessig å repetere hovedtrekkene for de 3 typene av AAR som det i dag regnes med.

Det er antatt at det kan være av interesse med en orientering om AAR's "historie" fra den første rapporten om reaksjonen forelå til i dag. I avsnitt 2.2 er det derfor forsøkt å gi en slik orientering ved å nevne noen rapporter i perioden 1940 til 1990. Det må presiseres at omtalen er høyst ufullstendig. Hensikten har bare vært å gi en helt grov orientering.

Det er i alkalirapportens del 1, utarbeidet av SINTEF FCB, ikke gitt en beskrivelse av omfanget av AAR i norske dammer ved å nevne ved navn de dammer hvor AAR er fastslått, men under Vassdragsregulantenens tema-dager 10-11.9.92 ble det opplyst at AAR er registrert i ca. 65 betong-konstruksjoner i Norge, hvorav 31 er kraftverkskonstruksjoner. Det er antatt at det vil være av interesse i nevne steder hvor det finnes dammer med AAR. Det er derfor på grunnlag av "åpne" kilder i kap. 3 gjengitt en liste med 25 stedsnavn hvor det finnes dammer som har AAR. Det bemerkes at listen neppe er fullstendig, og at den kan inneholde feil.

2.0 OM ALKALIREAKSJONER I BETONG

2.1 AAR eller alkalireaksjon på norsk

Som kjent er AAR en engelskspråklig forkortelse (fagsjargong) for alle typer reaksjon mellom alkalier i betongen og evt. reaktive elementer i betongens tilslagsmaterialer. AAR er forkortelse for Alkali Aggregate Reaction.

Ytterleddene i forkortelsen er språklig sett ukomplisert på norsk. Midtleddet har en konsis betydning på engelsk (aggregates -> betongtilslag), men er uheldig på norsk i betongssammenheng, ikke bare i kraftverksmiljø. Dette er kanskje hovedgrunnen til at FCB legger vekt på å bruke betegnelsen alkalireaksjon som fellesbetegnelse for reaksjon mellom alkalier i betongen og reaktive elementer i tilslaget. Betegnelsen omfatter alle reaksjoner hvor alkalier inngår som det reaktive element. I vår sammenheng er det underforstått at det gjelder betong, og skjult at det andre reaktive hovedelement er å finne i betongens tilslagsmateriale. Betegnelsen er altomfattende og lite konsis i vår sammenheng. Det er derfor under tvil i denne rapport valgt å bruke engelskspråklige betegnelser og forkortelser for de reaksjoner som behandles.

2.2 Fra AAR's "historie"

Det finnes i dag en meget omfangsrik litteratur om AAR i form av inspeksjonsrapporter og rapporter fra forskningsarbeider med og uten laboratorieforsøk. Således er i detulletinen fra ICOLDs komité for materialer til betongdammer: "ALKALI-AGGREGATE REACTION IN CONCRETE DAMS" referert til 153 artikler etc. om AAR. Det kan også nevnes at det fra 1974 til i dag har vært holdt 9 internasjonale konferanser om AAR, som nokså innlysende har medført omfangsrike "Proceedings".

I et forsøk på å gi en viss oversikt over utviklingen i kjennskap til og kunnskap om AAR i betong, er det i det etterfølgende valgt å se på 10-års perioder og nevne enkelte årstall for å antyde noe om når AAR ble et aktuelt tema i forskjellige land. Det er også nevnt andre årstall som kanskje har "historisk" interesse.

Fremgangsmåten er diskutabel fordi man, uten et grundigere litteraturstudium, kan komme i skade for å desinformere.

Før 1940: Det finnes flere artikler fra USA som omtaler oppsprekking av betong i broer og dammer, som man hadde vanskelig for å finne en plausibel forklaring på. For flere av disse konstruksjoner er det senere fastslått at AAR er årsak eller medvirkende årsak til oppsprekkingen. F.eks. ble det i 1929 bemerket krakkelering i American Falls Dam i Idaho, og årsaken til oppsprekkingen ble i 1940 identifisert som AAR.

- 1940-årene: Februar 1940:
T.E. Stanton publiserer den første artikkel om AAR i en rekke betongkonstruksjoner i California, USA. I 1940 blir det fastslått at American Falls Dam i Idaho har AAR. Dette er sannsynligvis første gang AAR er registrert i dammer.
- 1941:
M.S. Meissener publiserer en artikkel om AAR i Parker Dam USA.
- 1945:
Første artikkel om AAR i Australia.
Forfatter: H.E. Vivian.
- I løpet av 1940-årene publiseres flere artikler om AAR; såvidt det kan sees vesentlig i USA.
- 1950-årene: I 1950-årene rapporteres AAR i flere land, således:
- 1951: Japan v/Y. Kondo
1952: England v/F.E. Jones
1952: Danmark v/P. Nerenst
- I 1951 er AAR behandlet (sannsynligvis for første gang) i ICOLD sammenheng i en forberedt kommentar til spørsmål R35 under den 5. ICOLD kongressen i India.
- I 1955 publiserer T.C. Powers og H.H. Steinour i ACI Journal, Vol. 51, et viktig bidrag til øket forståelse av AAR.
- 1960-årene: 1960:
AAR registreres for første gang i Sverige. Publikasjon v/T. Hagerman.
- 1967:
Dansken Idorn omtaler AAR i Norge. Dette er antagelig den første publikasjon av AAR her i landet. Publikasjonen vakte ikke særlig interesse i betongfagmiljøet i Norge.
- I 1960-årene publiseres noen artikler om alkalikarbonat reaksjon i betong og noen publikasjoner om tiltak for å unngå AAR eller redusere virkningen av AAR. For øvrig kan en gjennomskumming av litteraturlistene tyde på at 1960-årene kan betraktes som en "stille før stormen" periode før økningen i publikasjoner i 1970- og 1980-årene.
- 1970-årene: Det blir holdt 4 internasjonale konferanser om AAR, den første i 1974. I perioden øker omfanget av publikasjoner om AAR markert. I referanselisten (listen over publikasjoner) i bulletinen om AAR av oktober 1989 fra ICOLD's materialkomité utgjør således publikasjonene datert 1970-79 ca. 22% av det totale antall.

I 1978 publiserer A. Kjennerud den første norske artikkel om AAR. I likhet med Idorns artikkel 11 år tidligere vekker Kjenneruds publikasjon beskjedent interesse i fagmiljøet.

1980-årene: Det blir holdt 4 internasjonale konferanser om AAR, og antall publikasjoner om AAR øker sterkt. Publikasjoner datert 1980-89 i foran nevnte liste utgjør over halvparten av det totale antall.

I 1985 utsendte ICOLD's materialkomité for betongdammer en spørsmålsliste (questionnaire) vedrørende AAR.

I 1987 ble det for første gang dokumentert AAR i norske dammer (Skarsfosdammen og Vinsterdammen).

Ved utgangen av 1980-årene var det rapportert AAR i dammer i alle verdensdeler og i mange land, som viser at antall dammer med AAR er meget betydelig.

De første registreringer av AAR i norske dammer i 1987 er en medvirkende årsak til at vi nå er inne i en periode med stor innsats når det gjelder AAR i "norsk" betong og betong under norske forhold. Andre land er kommet atskillig lenger på dette område enn vi er. Vi burde derfor ha en god del å lære av andre, særlig når det gjelder den grunnleggende kunnskap om AAR. Det kan se ut til at hvert enkelt land har en tendens til å gi sine egne bidrag (forskning, forklaringer, retningslinjer m.v.) om AAR i sitt land.

Forfatteren av denne rapport sitter igjen med det inntrykk at vi har en tendens til å betrakte AAR i Norge - i alle fall i Skandinavia - som så forskjellige fra forholdene i andre land at vi kanskje tar for lite hensyn til den kunnskap om teamet som andre land har skaffet seg. Dette kan skyldes flere forhold, bl.a. at AAR i betong er et komplekst område hvor flere typer AAR, kanskje også andre kjemiske reaksjoner, kan finne sted i samme konstruksjon. Det kan også skyldes faglig interesse og ambisjoner. Levebrødshensyn kan heller ikke utelukkes.

For en som inntil ganske nylig ikke i nevneverdig utstrekning har arbeidet med AAR-spørsmålet, reiser det seg flere spørsmål i forbindelse med arbeidet med AAR i Norge:

- Tas det tilstrekkelig hensyn til andres kunnskap og erfaring? Virkningene av AAR er neppe prinsipielt forskjellige selv om reaktiviteten av tilslaget kan være forskjellige.
- Burde vi legge mer vekt på registreringer og granskning av den enkelte konstruksjon med AAR, bl.a. med tanke på bedre forklaring av de observasjoner som er gjort, og for å skaffe sikrere grunnlag for å vurdere skadevirkningene av AAR i de ulike damtyper?
- Burde det konstruktive trekkes mer inn i vurderingene enn det som synes å være tilfelle?

Disse spørsmål er neppe uten betydning for Norges AAR "historie", som vi er i starten på.

Man får regne med at spørsmålene er vurdert, og at det ikke er synderlig tvil om at vårt arbeide med AAR-spørsmålet skjer etter en riktig og god plan.

2.3 Tre typer AAR ?

I litteraturen nevnes 3 typer reaksjoner mellom alkalier i betong og reaktive elementer i tilslagsmaterialene:

1. **Alkali silica reaksjon:**

Alkali i vår sammenheng er vesentlig sementens Na_2O og K_2O , men kan også komme fra andre kilder. Når alkalioksyden kommer i kontakt med tilstrekkelig mengde vann dannes lut.

Silica er engelsk for SiO_2 , som på norsk vanligvis kalles kisel-syre.

Reaksjonen som oppstår i betongen når de rette betingelser er til stede er i utgangspunktet en syre-base reaksjon. Et av reaksjonsproduktene er et geléaktig kisel-syre-hydrat som inneholder calcium, kalium, natrium og vann. Geléen eller gelet har sterk affinitet til vann, og når den reaktive fuktigheten i betongen er over ca. 80% "suger" gelet til seg vann og sveller. Det sies at gelet er "ubegrenset svellende". Dette medfører at betongen ikke er volumbestandig. Betongens volum øker, og det oppstår riss i betongen. Rissene kan være synlige for det blotte øye, eller det kan kreves hjelpemidler for å se dem (makro- og mikroriss).

Tempoet i reaksjonsforløpet er avhengig av den form kisel-syren i tilslaget har. Det kan være relativt raskt (f.eks. opal), og langsomt for andre silisiumoksyd-forbindelser.

2. **Alkali silikat reaksjon:**

Alkaliene i denne type AAR er de samme som i alkali-silica reaksjonen.

Det sure elementet i reaksjonen foreligger i form av silikater, som av interesse for oss er salter av ulike kisel-syrer. Mens ren kisel-syre kjemisk uttrykkes som SiO_2 , kan den kisel-sure delen av silikatene generelt sett uttrykkes som Si_nO_m .

Silikatene er de viktigste bergartdannende mineraler. De utgjør brorparten av jordskorpen. Bl.a. dette er antagelig en av grunnene til at flere amerikanske spesialister på AAR-området er kommet til den konklusjon at nesten alle, eller alle, betongtilslagsmaterialer er mer eller mindre alkali-reaktive.

I motsetning til alkali silica reaksjon i betong, som kan være både av den raskt og langsomt forløpende typen, er alkali silikat reaksjonen langsom. Såvidt vites er det bare den langsomt forløpende type AAR som er registrert i Norge.

3. Alkali karbonat reaksjon:

I denne type reaksjon er det dolomittisk tilslag (dolomittisk karbonat \rightarrow $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$ som reagerer med alkaliene i betongen slik at det skjer en "dedolomitisering" av tilslaget. Reaksjonstypen er (foreløpig ?) ikke kjent i Norge, og reaksjonen er "glemt" i det som sies i det etterfølgende.

4. Kan sulfatangrep være AAR?

Sulfatangrep på betong nevnes fordi virkningen, i alle fall i første fase av angrepet, kan ligne på virkningen av AAR. Alkali-metall inngår i sulfat. Her nevnes bare calciumsulfat og magnesiumsulfat fordi disse antas å kunne ha betydning for AAR-spørsmålet.

Calciumsulfat (CaSO_4) angriper bare calciumaluminathydrater i betong med etringitt som ett av reaksjonsproduktene.

Magnesiumsulfat (MgSO_4) angriper både calciumaluminathydrater og silicat-hydrater, slik at kisel syren (SiO_2) i silicatene blir frigjort. Dette synes interessant i AAR sammenheng.

Kan sulfatangrep på betong som et etterfølgende trinn i en reaksjonsrekke utløse AAR, og kan sulfatangrep forklare at etringitt-dannelse er registrert sammen med AAR i Votnadammen? Svaret på spørsmålene overlates til dem som har større kunnskap på området enn forfatteren av dette papir.

2.4 Om virkninger av AAR på betong

Reaksjonene mellom alkaliene i betong og reaktiv tilslag er meget komplekse. Forfatteren av denne rapport har det inntrykk at man ennå ikke har full forståelse av hva som foregår og de faktorer som bestemmer reaksjonens intensitet og utstrekning. Det foreligger flere hypoteser og teoretiske betraktninger som skal forklare AARs nedbrytende virkning på betong.

Det ansees klarlagt at en rekke faktorer har betydning for forløpet av AAR:

Når det gjelder alkaliene i betongen er det ikke bare innholdet av alkalier i sementen som har betydning, men også formalingsgraden. Betongens samlede innhold av alkalier har betydning. Under ellers like forhold (herunder samme betongkvalitet \rightarrow permeabilitet, fasthet m.v.) vil således reduksjon av betongens sementinnhold redusere AAR. Også når det gjelder AAR kan det m.a.o. være gunstig å redusere dambetongs sementinnhold.

Når det gjelder tilslaget har det vist seg at flere faktorer har betydning. Dette gjelder tilslagets struktur, permeabilitet/porøsitet, kornstørrelse, tektoniske restspenninger. Også forholdet mellom de reaktive elementer og den totale mengde tilslag har betydning (pessimum-innholdet).

Når det gjelder betongen er det ikke bare mengden og typen av reaktive elementer, temperaturen, vanninnholdet og tiden som har betydning for AAR og skadevirkningen av denne. Påkjeningen i betongen, armeringen (mengde og detaljer) har også betydning for volumøkningen og rissdannelsen, og dermed for den nedbrytende virkning av AAR. Det er således påvist ved målinger i Kariba-dammen i Afrika at svelling av betongen ikke finner sted der trykket i betongen overskrider 3-4 MPa, at svellingen øker med avtagende trykk og er størst i de områder der dammen har strekk. Tilsvarende er påvist ved laboratorieforsøk.

Det er ikke diskutabelt at det er svellingen av betongen som er den viktigste eller primære årsak til kvalitetsforringelse av betong som følge av AAR.

Litteraturen nevner at ekspansjonen/svellingen av betong med AAR skjer ved at det oppstår internt hydraulisk trykk i sementpastaen ved osmose. Ekspansjonen kan også skje ved trykk i deler av reaksjonsproduktet som fortsatt er i fast form (ikke oppløst til gel).

Svellingen gir i første omgang trykk i betongen idet betongens strekkfasthet "motsetter seg" ekspansjonen. Når strekkfastheten i sementpastaen og/eller tilslagskornene overskrides, oppstår det riss i betongen. Rissene kan utvide seg til sprekker. Riss-/sprekkutviklingen er avhengig av bl.a. gelets viskositet og muligheter for å unnvike, påkjeningen/spenningen i betongen i størrelse og retning, armeringsmengde og -detaljer. Når det gjelder trykket som kan oppstå ved AAR, er det ved laboratorieforsøk påvist at trykket kan overstige 13,8 MPa dersom betongen er hindret i å ekspandere og gelet i å unnvike. Dette til sammenligning med foran nevnte målinger ved Kariba-dammen, som viser at ekspansjon ikke finner sted hvor trykket i betongen er større enn 3-4 MPa.

Litteraturen synes å være nokså samstemt om at den mest alvorlige konsekvens av AAR i betong er reduksjonen av strekkfastheten. Det er innlysende at dette gjelder hvor strekkfastheten inngår i de dimensjonerende beregninger. Det er nevnt at reduksjonen i strekkfasthet reduserer sikkerheten også i konstruksjoner hvor denne er neglisjert i beregningene.

I mange rapporter om AAR er nevnt at målinger tyder på at betongens trykkfasthet er like god eller bedre enn fastheten da konstruksjonene var nye, selv om det er gått 20 år eller mer siden AAR ble fastslått. Dette synes ulogisk, og selv om det neppe er grunn til å betvile utsagnets riktighet, kan utsagnet kanskje føre til villedende konklusjon. Det avgjørende er her referansefastheten eller "startfastheten" som det sammenlignes mot. Dersom referansefastheten er betongens 28-døgns fasthet (som oftest legges til grunn som dimensjonerende fasthet), kan det jo være at økningen i fasthet etter 28 døgn helt eller delvis kompensere fasthetsreaksjonen pga. AAR.

Det bør nevnes at armering i betongen vil søke å hindre ekspansjonen. Det oppstår strekk i armeringen. I litteraturen er nevnt at dersom ekspansjonen oppgår til ca. 1,0 o/oo vil armeringen flyte. Det er ikke nevnt hvilken armeringskvalitet uttalelsen refererer seg til, men det er grunn til å anta at uttalelsen gjelder bløtt stål med flytegrense 200 MPa. Dersom armeringen flyter pga. betongens volumøkning vil dette

kunne føre til at konstruksjonens virkmåte blir en annen enn forutsatt.

Til slutt nevnes at det er rapportert få dammer hvor AAR har vært enkeltårsak eller medvirkende årsak til kondemnering av dammer.

De 2 forhold som kanskje er viktigst og bør gis størst oppmerksomhet når det gjelder kvalitetsforringelse og dermed forringelse av den til-siktede sikkerhet, er muligheten for dannelse av horisontale sprekker i dampilærer/lukepilarer og gravitasjonsdammer samt mulighet for for-kiling av flomluker pga. betongekspansjonen der hvor en sikker manøvrerbarhet av lukene er essensiell for sikkerheten. Eventuell reduksjon av sikkerheten pga. dannelse av horisontale riss mer eller mindre "smurt" med gel medfører vanskelig vurdering med betydelig usikkerhet. Muligheten for fastkiling av flomluker kan unngås ved kontroll og til-syn slik at modifikasjon av lukene kan skje om/når dette finnes på-krevet.

Det er ellers klart at dammer med AAR vil gi mer vedlikehold, og i siste omgang kortere levetid enn dammer uten AAR. Litteraturen synes å være samstemt om at tiltak for å stoppe eller forsinke utviklingen av AAR i dammer vil være av midlertidig karakter. Det er antydnet at effekten av slike tiltak kan ha større eller mindre virkning i opptil 5 år.

3.0 OMFANG AV AAR I BETONG I NORGE

3.1 Generelt

Såvidt det sees ble AAR i norsk betong første gang omtalt i 1967 av dansken Idorn. Den første norske artikkel om AAR ble publisert i 1978 av A. Kjennerud. Artikkelen ble mottatt med reserverthet. Frem til midt på 1980-tallet var det en utbredt oppfatning at vi ikke hadde AAR i Norge i omfang som fortjente synderlig interesse.

I 1987 ble AAR første gang konstatert i norske dammer (Skarsfosdammen og Vinsterdammen). I løpet av de ca. 5 år som er gått siden dette tidspunkt, er det fastslått AAR i en rekke dammer.

Såvidt det har kunnet bringes i erfaring er det pr. i dag ikke utarbeidet en samlet oppstilling over norske dammer med registrert AAR. Grunnlaget for utarbeidelse av en slik liste finnes flere steder (FCB, NBI, NOTEBY). Det mest omfangsrike grunnlag finnes sannsynligvis hos FCB, men er foreløpig vanskelig tilgjengelig pga. et doktorgradsarbeide. Under Vassdragsregulantenenes temadager om AAR 10.-11.09.92 ble det opplyst at FCB's liste over betongkonstruksjoner med registrert AAR omfatter 65 tilfeller, hvorav 31 gjelder kraftverkskonstruksjoner, og av disse igjen er 19 dammer.

Det er antatt at en orientering om hvor AAR i norske dammer er registrert, eller høyst sannsynlig skjer, vil være av alminnelig interesse for dameiere. Basert på opplysninger i Statkrafts/Vassdragsregulantenenes rapport: "Status for dammer av betong i Norge" (1991), NVE's rapport nr. V20: "Alkalireaksjoner i norske betongdammer (27.6.89) og egne notater, er som neste punkt oppstilt en stedsnavnliste hvor det finnes dammer hvor AAR er fastslått eller høyst sannsynlig skjer. Listen er neppe fullstendig, og det bør regnes med at listens lengde vil øke i de nærmeste år. Det er dermed neppe galt å påstå at omfanget av AAR i betong i Norge ikke er kjent.

3.2 Stedsnavn med dammer hvor AAR er fastslått eller høyst sannsynlig skjer

- Øyvassoset
- Olstappen
- Sylsjøen
- Sundfossen
- Vinje
- Kjela
- Tinfos
- Svanfoss
- Sarpsfossen
- Kalhovd
- Skarsfoss
- Nomeland
- Breiava
- Votna I
- Røssvatn
- Gråsjø

- Holbu
- Vinstern
- Harpefossen
- Hunderfossen
- Bløytjern
- Grottevatn
- Skotfoss
- Vestfjellvatn
- Tjørholmvatn

Listen omfatter 25 navn og gjelder pr. høsten 1992.

4.0 AAR I UTENLANDSKE DAMMER Inntrykk etter en rask litteraturgjennomgang

4.1 Generelt. Orientering

Det er innledningsvis nevnt at det norske damsikkerhetsprosjektet ønsker utarbeidet en orientering om AAR i utenlandske dammer. Det er avtalt at orienteringen skulle baseres på et litteraturstudium.

Det er nevnt foran at de første konstateringer av AAR i dammer, sannsynligvis de 2 første, gjelder Parker Dam og American Falls Dam i USA. Rapportene daterer seg til 1940 og 1941. Det er også nevnt at AAR i dammer første gang ble berørt skriftlig i ICOLD-sammenheng i 1951 i forbindelse med den 5. ICOLD-kongressen.

Det er videre nevnt i det foranstående at ICOLD Committee on Materials for Concrete Dams i 1985 sendte en spørsmålsliste (questionnaire) om AAR i dammer til medlemslandenes nasjonale komitéer. Resultatene av denne spørsmålsrunden er behandlet i en bulletin datert oktober 1989. Bare litteraturlisten/referanselisten i dette dokument navngir 153 publikasjoner.

I dag foreligger et stort antall rapporter og publikasjoner om AAR i dammer. Publikasjonene viser at AAR forekommer i alle verdensdeler. Innenfor den gitte ramme har det ikke vært mulig med en grundigere gjennomgang av den foreliggende litteratur. Det har ikke engang vært mulig å foreta et vurdert utvalg for nærmere studium. Det er valgt å gjøre et utvalg av omtalene i ICOLD-bulletinen av oktober 1989. Det ligger ingen grundigere vurdering bak utvalget.

Til slutt i kapittelet finnes en litt grundigere omtale av Chambon-dammen i Frankrike og Kariba-dammen på grensen mellom Zambia og Zimbabwe. Dette er gjort for å antyde noe om de anstrengelser som kan bli gjort i utlandet for å følge opp dammer med AAR.

4.2.1 Noen utenlandske dammer med AAR

Med grunnlag i bulletinen av oktober 1989 fra ICOLD's Committee on Materials for Concrete Dams, "Alkali Aggregate Reactions in Concrete Dams", gis noen uttalelser til belysning av AAR i dammer utenfor Norge. Det er valgt å forsøke å sortere uttalelsene etter verdensdeler.

4.2.1 Nord-Amerika

USA

Svarene på ICOLD's Questionnaire nevner 24 dammer med AAR i følgende 12 stater: Alabama, Arizona, California, Georgia, Idaho, Illinois, Maine, Missouri, North-Carolina, Tennessee og Virginia. Bulletinen bemerker at det utvilsomt forekommer AAR i dammer også i statene Wyoming, Colorado, Nebraska, Kansas, Nord- og Syd-Dakota og Montana, selv om det ikke innkam rapporter fra disse stater. Bulletinen sier at listen over dammer i USA med registrert AAR vil øke etter hvert som flere dammer blir undersøkt.

Rammen for dette notat har ikke tillatt en grundigere gjennomgang av rapportene, bl.a. for å undersøke hvilken type AAR det er som er registrert. Etter den overfladiske litteraturgjennomgangen, som er gjort, ser det ut til at flertallet av dammene med AAR i USA har reaksjon av den raske typen. Bedømt ut fra typen av angitt reaktivt tilslag kan det se ut til at det også finnes AAR av den langsomme typen i USA. Det er også nevnt AAR av typen alkali-karbonat.

Av det betydelige antall dammer i USA med konstatert AAR, er det bare få hvor kvalitetsforringelsen er bedømt som så alvorlig at det er funnet riktig å kondemnere dammen. Disse dammene kan ha - eller har - vært utsatt for andre nedbrytende prosesser som sulfatangrep. Som eksempel på kondemnerte dammer nevnes American Falls Dam i Idaho, bygget i 1927 og erstattet med ny dam i 1978. Før bygging av ny dam ble gjennomført, ble H.R.V. senket to ganger (1964 og 1972) for å opprettholde akseptabel sikkerhet. Drum Afterbay Dam i California er også erstattet med ny dam. Årsakene til at erstatning her ble funnet nødvendig er nedbrytning av betongen pga. AAR, sulfatangrep og økt frosterosjon som følge av den kjemiske nedbrytningen.

Det kan være av interesse å nevne at senkningen av HRV ved Mantilja-dammen i California, som har AAR, førte til aksellerert skadeutvikling.

Det store flertall av dammer med konstatert AAR i USA er fortsatt i tjeneste. For noen dammer er det utført temmelig omfattende arbeider for å kompensere virkningen av AAR. For noen dammer hvor utviklingen av AAR fortsetter, sees skadeutviklingen an, uten spesielle tiltak. Det er også registrert at AAR sluttet relativt brått før reaksjonen ga seg utslag i nevneverdig kvalitetsforringelse. Dette siste gjelder f.eks. Martin Dam.

Det er valgt å gi noe mer detaljerte opplysninger om 3 dammer i USA med AAR:

Fontana Dam i North Carolina er en 146 m høy gravitasjonsdam bygget i 1. halvdel av 1940-årene. Sett i plan har dammen kurvet forløp. I begynnelsen på 1970-tallet hadde dammen fått slik oppsprekking at et 4-års undersøkelsesprogram ble startet. Resultatet av dette viste at dammen har AAR med metagråvakke/kvartsitt som reaktiv del av tilslaget. Kvalitetsforringelsen er søkt kompensert ved oppspenning og injisering, men det viktigste tiltaket regnes å være utvidelse (i 30 m høyde) av fugen mellom den rettlinjete og krumme del av dammen.

Mantilja er nevnt foran som eksempel på dam hvor senkning av HRV førte til aksellerert skadeutvikling. Allerede etter 20 års tjeneste ble midtpartiet av dammen senket slik at magasinet ble redusert til 2-300.000 m³.

Stewart Mountain Dam i Arizona er en 63 m høy tynn hvelvdam bygget i 1928-30. Allerede 7-8 år etter ferdigstillingen viste dammen tydelige tegn på at betongen utvidet seg, og dammens luftside hadde fått tydelig oppsprekking. I 1943 ble fastslått at dammen hadde AAR, og at den reaktive del av tilslaget var glassaktig/kryptokrystalinsk rhyolitt og andesitt. Oppfølging av dammen viste at betongutvidelsen pga. AAR foregikk hurtig og nesten lineært fra 1930 til ca. 1950. Fra midt på 1950-tallet har ekspansjonen vært meget beskjedent. Utførte deforma-

sjonsmålinger viser at hvelvets midtpunkt i damkronen fra 1930 til sammen er skjøvet ca. 250 mm mot vannsiden, samtidig som målepunktet har hevet seg ca. 130 mm. Hevingen utgjør ca. 2 o/oo av damhøyden. Omfattende rehabiliteringsarbeider er nylig gjennomført, bl.a. er dammen "oppspent" med kabler forankret i fjellfundamentet, vesentlig i vertikalretningen, for å sikre at dammen fortsatt vil ha normal hvelvvirkning. I ICOLD-bulletinen av okt. 1989 er henvist til 11 publikasjoner vedr. Stewart Mountain Dam.

Canada

Canada har flere dammer og vannkraftkonstruksjoner hvor AAR er registrert. Det er notert at skader er registrert vesentlig i New Brunswick, Ontario og Quebec. I alle fall én dam, Lady Evelyn Dam i Ontario er erstattet med ny dam pga. virkningene av AAR. Det er grunner som taler for at forholdene vedr. AAR i Canada har mer til felles med forholdene i Norge enn tilfellet er i USA.

Det har også i Canada vært utført relativt omfattende tiltak for å kompensere for virkningene av AAR. Som eksempel på dette nevnes 2 anlegg:

Beauharnois Project i Ontario har en ca. 800 m lang kraftstasjonsbygning med gravitasjonsdammer på stasjonens begge sider. Anlegget er bygget trinnvis fra 1932 til 1960. Deformasjoner og oppsprekking i de fleste av anleggets konstruksjonsdeler har vært observert i årevis, bl.a. i noen lukepilarer. Forskyvninger av noen av aggregatene i stasjonen er også registrert. AAR er angitt som årsak.

Av kompenserende tiltak nevnes oppspenning med kabler av høyre gravitasjonsdam i 1970-71 og saging av fuger med "diamond-wire" i 1972-73.

Mactaquac kraftstasjon i New Brunswick, bygget i 1960-62, har AAR hvor gråvakke er det reaktive tilslaget. AAR har gitt ødeleggende ekspansjon av betongen og også høye spenninger. I 1970 ble observert at noen av de horisontale og vertikale støpefuger hadde åpnet seg, og i 1982 ble manøvreringen av flomluken hindret pga. ekspansjonen av betongen. Av kompenserende tiltak nevnes at en 13 mm bred fuge ble saget i 1988, og at det da ble regnet med at ytterligere 4 fuger ville bli saget.

Det tilføyes at betongtilslaget brukt ved Mactaquac-anlegget ble grundig undersøkt for reaktivitet og tilfredsstillende alle krav til brukbarhet i henhold til de gjeldende ASTM-kriterier. Til tross for dette fikk man kraftig AAR.

4.2.2 Syd-Amerika

AAR er også fastslått i dammer i Syd-Amerika. Som svar på foran nevnte questionnaire fra ICOLD innkom rapporter om AAR i 2 dammer i Brasil; Moxoto Dam og Petit Dam. Den gitte ramme for denne rapport har ikke tillatt å gå nærmere inn i litteraturen for å undersøke om AAR er rapportert i flere dammer og finne opplysninger om arten av det reaktive tilslaget.

4.2.3 Europa

Det foreligger rapporter om AAR i dammer fra flere land i Europa. Nevnes kan Skandinavia, Island, Skotland, England, Frankrike og Spania. Det vil ikke forbause om listen etter en grundigere undersøkelse kunne utvides til å omfatte de fleste europeiske land. Forannevnte questionnaire resulterte i rapporter om AAR i 1 dam i Skotland, 3 (4) i Midt-England og 4 i Frankrike.

Det går her ikke nærmere inn på AAR i europeiske dammer, men nevnes bør kanskje Val de la Mere Dam på Jersey i den engelske kanal, fordi dette er den dam i den engelsketalende del av Europa hvor AAR først ble fastslått. Dammen ble i 1974 oppspent med 3 stk 85 tonns kabler forankret i fjell. Kontroller viste økning av strekket i kablene, og i 1982 ble det besluttet å gjennomføre en reduksjon av oppspenningen.

Fra Spania er det sett anbudsdokumenter hvor anbyderen pålegges å dokumentere at den betongen som forutsettes benyttet ikke inneholder reaktivt tilslag, men akseptkriterier er ikke angitt.

Mot slutten i dette kapittel gis en noe nærmere omtale av Chambon-dammen i Frankrike.

4.2.4 Afrika

Rapporter om AAR foreligger for dammer i Syd-Afrika, Zambia, Zimbabwe og Kenya. Etter en grundigere litteraturgjennomgang kan det nok hende at listen med navn øker.

Av interesse kan det være å bemerke at Kumburu-dammen i Kenya er en av de dammer hvor det er funnet at AAR skyldes tilslag både av den raskt og langsomt reagerende typen.

Til slutt i dette kapittel gis noen opplysninger om Kariba-dammen i Zambia. Dammen er valgt fordi det antagelig er den dammen i verden som har den mest omfangsrike instrumentering, bl.a. for å studere virkningen av AAR.

4.2.5 Asia

Av land i Asia hvor AAR i dammer er registrert kan nevnes Tyrkia, Irak, Pakistan, India, China og Japan.

Av de mer kjente dammer i Asia med AAR kan nevnes Tarbela-dammen i Pakistan.

Ellers kan nevnes at China i svar på spørsmålslisten fra ICOLD i 1986 opplyste at undersøkelser av reaktive tilslagsmaterialer har vært utført i 30 år og at de fleste problemer med vannkraftkonstruksjoner forårsaket av AAR er blitt løst.

4.2.6 **Australia**

Australia var tidlig ute når det gjelder AAR i betong (H.E. Vivian i 1945). Litteraturen er ikke nærmere studert med tanke på å si noe mer om AAR i dammer i Australia.

Det kan nevnes at det fra New Zealand er innkommet meget negative kommentarer til ICOLD bulletinen av okt. -89 om AAR i betongdammer. Det hevdes at bulletinen delvis er basert på foreldete teorier, at der gjengis mange ukorrekte observasjoner og at uttalelsene ofte er basert på inadekvate petrologiske undersøkelser. Kritikken konkluderer med at bulletinen i sin nåværende form er utilfredsstillende og burde omarbeides fra grunnen av. I de kritiske uttalelsene er også nevnt at New Zealand "has one of the best records in the world in this aspect". Det nevnes at mange dammer på New Zealand er bygget med meget reaktivt betongtilslag, og at ikke ett tilfelle av AAR har oppstått. - Vi burde kanskje undersøke nærmere hva Department of Scientific and Industrial Research på New Zealand har å fare med når det gjelder AAR i betong?

4.3 Litt om Chambon-dammen i Frankrike

Chambon-dammen er en av Frankrikes største dammer. Det er en ca. 136 m høy betong gravitasjonsdam med kronelengde 294 m og betongvolum 295.000 m³. Dammen var ferdig i 1934 og demmer et magasin på 54 mill. m³. Dammen eies av Electricité de France, som har meddelt ICOLD at de har ytterligere 4 dammer med svellende betong.

Dammen nevnes her i første rekke for å vise hvilke deformasjoner AAR kan medføre, slik det fremgår av nedenstående skisse hentet fra referatene fra den 15. ICOLD-kongressen i 1985 (Vol. II, Q57.R35).

Det bemerkes at figuren og tilhørende tekst er forstått slik at de angitte årlige deformasjoner er gjennomsnittsverdier for årene 1971-81. Det bemerkes også at man for alvor ble klar over at betongen i dammen utvidet seg i 1950-52, 16-18 år etter ferdigstillelse av dammen, og at betongsvellingen fortsetter tilnærmet lineært med tiden mer enn 50 år etter at dammen var ferdig. (muligens med en svakt avtagende tendens de senere år).

Det er opplyst at det reaktive tilslaget er av typen gneiss, og at utluting (leaching) fra feltspat i tilslaget bidrar til alkaliinnhold i betongen. Det er ikke sett uttalelser om denne utlutingsens evt. betydning for omdanning av feltspatens Si_nO_m -element til kiseltsyre (SiO_2).

En serie målinger av trykkpåkjenningene i dammen utført i 1981-82, viste høye spenninger for en gravitasjonsdam (7-8 MPa).

4.4 Litt om Kariba-dammen i Zambia

4.4.1 Oversikt. Orientering

Kariba-dammen ligger i Zambezielven ca. 150 km syd for Lusaka i Zambia. Dammen er en dobbel-krum hvelvdam med kronelengde 617 m og største høyde 128 m. Tykkelsen er 13 m i kronen og 18,5 m ved laveste punkt mot fundamentet. Damprofilet er bredt, høyden er 100 m eller mer over ca. 250 m lengde. Dammen danner et av verdens største magasiner, volum 160 mrd. m³ med vannflate 181 km² ved HRV. De øverste 13 m (65 mrd. m³) av magasinet utnyttes til kraftproduksjon. Dammen gir fallhøyde og vann til en kraftstasjon på hver side av Zambezi. Stasjonene ligger i fjell i umiddelbar nærhet av dammen. Samlet installasjon er 1266 MW og fastkraften ca. 8 TWh/år.

Dammen nevnes her fordi instrumenteringen antagelig er den mest omfangsrike i verden for betongdammer, samtidig som oppfølging og kontroll av dammens oppførsel/endring med tiden er svært nitid. Ved årskiftet 1991/92 dekket papirene fra oppfølgingen 33 hyllemeter hos damkonstruktøren (Coyne & Bellier), enda mer hos dameieren (Zambezi River Authority).

Det er 2 hovedårsaker til den omfangsrike instrumenteringen og oppfølgingen:

- De geologiske forhold på søndre elvebredd er komplekse og har medført problemer fra dammen var ny med lekkasjer og fundamentforskyvning opp til 570 mm i retning av elven i årene 1960-79, da omfangsrike stabiliserende arbeider ble gjennomført.
- Volum-økning av betongen med dannelse av kiseltsyre gel (silica-calco-alkaline gel) og etringitt (hydratisert calcium trisulphoaluminat).

4.4.2 Om instrumenteringen

Instrumenteringen har skjedd i 2 etapper. Første instrumentering skjedde i byggeperioden og var stort sett uendret de første 20 år. Omfattende studier av måleresultatene viste da at ytterligere instrumentering og målinger var ønskelig, og i løpet av 3 år ble den opprinnelige instrumentering øket ved installering av 20 målependler (plumb-lines) med tilhørende piezometere som avleses 2 ggr./mnd. Programmet for geodetiske målinger og presisjonsnivellering ble også utvidet. Slike målinger utføres 2 ganger i året.

Pr. 1988 hadde dammen flg. instrumentering:

1. 325 spenningsmålere (strain meters) med tilhørende termometere innstøpt i betongen (80% av disse er ok i dag).
2. 88 ekstensiometere (joint meters) i inspeksjonsgalleriene.
3. 44 bolter i damkronen for presisjonsnivellering og geodetiske målinger.
4. 39 refleksplater i dammens luftside for geodetiske målinger.
5. 5 linjer for pendelmålinger plassert i 14 borede hull i hvelvet. Deformasjonene avleses i 25 punkter. Hertil kommer 20 pendler i høyre vederlager.

4.4.3 Om måle- og beregningsresultater

I 1982-83, 20 år etter at målingene startet, ble utført en omfattende studie av måleresultatene og beregninger etter et finite element EDB-program. Fra resultatene av dette studium og senere målinger kan gjengis:

- Endringene i betongens volum er ikke uniforme (jevnt fordelt i dammen). De er avhengige av spenningenes størrelse og retning. Volumøkningen er størst der betongen har strekk. Den avtar med økende trykk. Økning er ikke registrert der trykkspenningen overskrider 3-4 MPa. Forøvrig fortsetter volumendringene i jevnt tempo.
- Damkronen har i hvelvets midtparti hevet seg 60 mm i løpet av 30 år. Dette tilsvarer 0,47 o/oo av damhøyden. Hevingen langs dammen er noenlunde proporsjonal med damhøyden.
- Hvelvet har ikke beveget seg i oppstrøms retning i midtpunktet, mens slik forskyvning er registrert inn mot vederlagene. Dette er funnet å stemme overens med at betongens volumøkning ikke er uniform.

Det bemerkes at det på grunnlag av de omfattende målinger ved Karibadammen har vært mulig å utføre beregninger hvor beregnede deformasjoner med god overensstemmelse tilsvarer målte deformasjoner. Det er undertegnedes skjønn at uten slike omfattende målinger bør det regnes med at verdien av beregninger basert på målte deformasjoner vil være disku-

table, fordi man på skjønnsmessig grunnlag må velge viktige parametre for beregningene som temperaturene i betongen og volumendringens ujevne fordeling i dammen, som bl.a. er avhengig av temperaturer og AAR-svellingens avhengighet av spenningene i dammen.

Dammen har hatt problemer med føringene for flomlukene som har krevet spesielle vedlikeholdsarbeider.

4.5 Hovedinntrykk fra litteraturgjennomgangen

Etter en rask gjennomgang av et nokså tilfeldig utvalg fra en omfangsrik litteratur om AAR i betong, sitter man igjen med et nokså blandet inntrykk. Det synes å være nokså avvikende oppfatninger av forhold vedr. AAR i de ulike land.

For det første kan det se ut til at det enkelte land har en tendens til ikke å godta det andre land har kommet frem til. Dette gjelder både beskrivelser og forklaringer av fenomener i forbindelse med AAR. Det er også en tendens til at flere land utarbeider egne standarder og retningslinjer med siktemål å unngå AAR, eller redusere sannsynligheten for at AAR skal oppstå. Hovedårsaken til dette er formodentlig at kunnskapen om AAR og alle parametere som påvirker reaksjonene ennå ikke er god nok.

Når det gjelder dammer er skader forårsaket av AAR vanligvis blitt observert i løpet av 30 år etter at dammen var ferdig, men tidspunktet for første observasjon av skader varierer betydelig. I forannevnte ICOLD bulletin av oktober 1989 er således nevnt at første synlige tegn på skader forårsaket av AAR kom til syne som "pop outs" bare få måneder etter ferdigstilling av dammen, og at det også er nevnt for ca. 25% av de rapporterte dammene med AAR ble de første skader registrert i løpet av de 5 første år etter ferdigstillingen. Det er nevnt tilfelle hvor AAR stoppet etter ca. 15 års reaksjon, men også tilfelle hvor reaksjonen pågår med jevn intensitet etter 50 år.

Det synes å være enighet om at den sikreste måten å unngå AAR på, er å bruke lavalkalisement. Lavalkalisement er definert som sement med høyst 0,6% innhold av Na_2O ekvivalent. Det ser også ut til å være enighet om at betongens innhold av alkali ikke må overskride en viss grense, men grensene kan være forskjellig i ulike land (3 og 4 kg reaktive alkalier pr. m^3 betong er vanlige grenseverdier). Det er ikke undersøkt om disse verdier også omfatter tilførsel av alkalier fra "ytre" kilder. Det er notert at reaktive alkalier kan bli "utlutet" fra feltspat i tilslagsmaterialene.

Det synes å være enighet om at tilsetning av puzzolaner, høyovnsagg, fly ash (flyveaske), kiselsyrestøv (mikrosilica) eller erstatning av en del av sementen med disse materialer har en hindrende virkning på AAR. Det er dog notert ett tilfelle hvor tilsetning av kiselsyrestøv hadde ugunstig virkning.

Av alle de dammer hvor AAR er registrert er det bare få hvor kvalitetsforringelsen (hittil) er bedømt som så betydelig at dammen er kondemnert/erstattet med ny dam.

Det er mange dammer hvor det er utført arbeider både for å opprettholde sikkerheten på akseptabelt nivå, og også for å forsinke den videre kvalitetsforringelse både pga. AAR og følgeskadene av reaksjonen. Den vanligste måte for forsterkning er oppspenning for å øke eller opprettholde stabiliteten, slik som nevnt for Val de la Mere-dammen, hvor poretryksmålinger (piezometere) viste at sikkerhetsfaktoren lagt til grunn for dimensjoneringen gradvis ble dårligere. Stopping eller forsinkelse av AAR er forsøkt både ved injisering i form av skjerm mot dammens vannside og ved å påføre dammens overflate belegg av forskjellig type. Det er anført at alle slike belegg må anses som provisoriske, og det er nevnt at lengste levetid for belegg neppe overskrider 5 år.

Det synes klart at oppfølgingen og kontrollen av dammer hvor AAR er fastslått blir skjerpet, ofte ved øket instrumentering og kontrollmåling. Særlig i Frankrike ser det ut til å være praksis at dammer med AAR får en meget omfattende instrumentering.

5.0 AAR'S VIRKNING PÅ TYPISKE NORSKE DAMMER

5.1 Innledende bemerkninger

I rapport nr. 1 fra Prosjekt Damsikkerhet er AAR berørt som én av flere aldringsprosesser. Med aldring er her forstått den gradvise svekkelse av kvalitet som skjer med alderen. Som for de øvrige aldringsprosesser er AAR en langsom prosess, særlig når den reaktive del av betongtilslaget er silikater, slik tilfellet er her i landet. Kvalitetsforringelse pga. AAR er m.a.o. ikke dramatisk.

Bortsett fra forhold som følge av at betong med AAR øker i volum, er aldring pga. AAR i prinsippet ikke vesentforskjellig fra aldring pga. andre aldringsprosesser, men kvalitetsforringelsen kommer i tillegg til forringelsen av andre årsaker og fører også til at forringelsen av disse andre årsaker som hovedregel aksellererer.

Når virkningen av AAR skal vurderes, er det noen forhold som man bør ha i minnet:

- Betongens trykkstyrke (eller -kapasitet som det nå heter) reduseres ikke i utslagsgivende grad.
- Betongens strekkstyrke (-kapasitet) reduseres betydelig. Selv om strekkstyrken som hovedregel neglisjeres under dimensjoneringen, kan forholdet medføre reduksjon av "skjult" sikkerhet forbundet med betongens strekkfasthet.
- Betongens E-modul reduseres ved AAR.
- Armeringsstålet flyter uten ytre last dersom betongens utvidelse målt lineært overskrider armeringsstålets forlengelse ved inn-tredende flyting. For bløtt stål vil dette tilsvare meget nær 1,0 o/oo ekspansjon av betongen.
- Sprekkdannelser pga. AAR er avhengig av størrelsen og retningen på spenningene i dammen/konstruksjonsdelen. Dette kan medføre andre forhold av betydning for damsikkerheten enn svekkelse pga. andre aldringsprosesser.

Om det som her er nevnt beaktes gjelder i hovedsak det som er sagt i Rapport nr. 1 også for aldring pga. AAR når det gjelder dammen som konstruksjon (eller struktur). Det er imidlertid særlig 3 forhold som er spesielle for AAR, og som følger av volumutvidelsen: 1) Det kan oppstå stukninger og skader fordi ditalasjonsfugene kan bli for snau, 2) Det kan oppstå mer gjennomgående sprekker som reduserer stabiliteten, 3) Konstruksjonsdeler som er innstøpt i eller fundamentert på betong kan komme ut av stilling og forkile seg eller havarere.

Under avsnittene om virkningen av AAR på de ulike damtypene gjengis for oversiktens skyld hoveddata fra Rapport nr. 1. I tillegg forsøkes det å beskrive virkninger som er, eller kan være spesielle for AAR.

Det bemerkes at undertegnede, som er kommet inn i damsikkerhetsprosjektets vurdering av AAR's virkning på betongdammer mot slutten av prosjektperioden pga. inntrufne omstendigheter, sitter igjen med det inntrykk at det hittil kanskje er lagt for liten vekt på konstruktive forhold, dvs. de forskjellige damtypers konstruksjon og virkemåte. Dette er av betydning, liksom det er av betydning å vurdere den enkelte dam som individ, ikke bare når det gjelder typer og årsakene til AAR med mer eller mindre pålitelig vurdering av reaksjonenes fremtidige forløp, men også når det gjelder virkningene på dammen som konstruksjon og på manøvrerbare deler som luker.

5.2 Generelt om virkninger av AAR

5.2.1 **Lekkasjer og utluting av kalk**

Det som er uttalt i Rapport nr. 1 om lekkasjer og utluting av kalk er i prinsippet ikke forskjellig om dammen har AAR eller ikke, men AAR kan øke betongens permeabilitet og dermed øke utlutingen av kalk. Dette kan kanskje ha praktisk betydning for dammer av eldre dato (bygget før ca. 1930), fordi betongen i disse dammer ikke er av beste kvalitet i utgangspunktet.

5.2.2 **Fryse-tine-skader**

Tempoet i fryse-tine-nedbryting vil under ellers like forhold være høyere i dammer med AAR enn i dammer uten reaksjon pga. økt og økende oppsprekking. Spesielt for dammer med AAR er at reparasjon av frostskader får redusert varighet så lenge volumutvidelsen pågår.

5.2.3 **Karbonatisering**

Karbonatisering i betongens overflate påvirkes neppe nevneverdig av AAR. Det bemerkes at også alkalikiselsyre-gelet karbonatiserer under påvirkningen fra luftens kullsyre (CO_2). Evt. karbonatisert gel i makroriss i betongoverflaten kan utseendemessig være til forveksling likt karbonatisert kalsiumhydroksyd som stammer fra betongens kalkinnhold. Observasjon av beskjedne avleiringer i overflaten av makroriss er derfor ikke sikkert tegn på AAR.

5.2.4 **Oppsprekking**

Oppsprekking av betongen pga. AAR skiller seg fra oppsprekking av andre årsaker (unntatt årsaker som medfører volumøkning av betongen, som sulfatangrep) ved at sprekkenes utvider seg så lenge AAR er aktiv. Dette betyr at fryse-tine-skader øker i tempo og at utbedringsarbeider får redusert levetid. Selv om dybden av oppsprekkingen av AAR kan være større enn armeringens betongoverdekning, er det kanskje tvilsomt om oppsprekkingen øker forrustningen av armeringen. Det er ikke funnet opplysninger om dette.

5.2.5 Betongfasthet

Det er allerede nevnt at AAR iflg. de undersøkelser som er sett omtalt, ikke reduserer betongens trykkfasthet. For undertegnede er det imidlertid uklart om "referansefastheten" er dimensjonerende fasthet (gjerne 28-døgns fastheten), slik at en evt. reduksjon av fastheten pga. AAR er "kompensert" av den fasthetsøkning betong normalt har de første år etter støpingen. En grundigere gjennomgang av litteraturen kan være av interesse vedr. dette.

Det er påvist at betongens strekkfasthet reduseres markert ved AAR. Dette er en følge av at AAR gir mikro- og makroriss i betongen. Det er neppe tvil om at reduksjonen i strekkfasthet gjelder såvel ved strekk som skråstrekk. Reduksjon i strekkstyrke kan bety en reduksjon av sikkerheten. Forholdet bør det sees nærmere på ved en mer inngående sikkerhetsvurdering av hver enkelt dam.

5.2.6 Endret belastning

Volumøkningen av betongen som skjer ved AAR vil gi belastninger i konstruksjonen som det ikke er tatt hensyn til under dimensjoneringen. Belastningen vil være avhengig av dammens "innspenningsforhold", dvs. mulighetene for deformasjoner, og kan ha forskjellig karakter for de ulike damtyper. Generelt vil armerte konstruksjoner få øket trykk i betongen (øket strekk i armeringen) fordi armeringen vil motsette seg betongens volumøkning. Forholdet kan muligens være av betydning for tynne og relativt tungt armerte konstruksjoner, særlig slike hvor bøyingsfastheten er vesentlig for bæreevnen. Det er også målt at poretrykket i gravitasjonsdammer med AAR kan øke (Val de la Mere). Det er innlysende at dette reduserer sikkerheten både når det gjelder velting og glidning.

5.3 Virkninger av AAR på ulike damtyper

5.3.1 Gravitasjonsdammer

Det henvises til Delrapport nr. 1 vedr. beskrivelse av norske gravitasjonsdammer av forskjellig alder. Av rapporten fremgår at trykkspenninger i nedstrøms damtå neppe overskrider 1,0 MPa. Det fremgår videre at istrykk må optas av fjellbolter og armering på dammens vannside. Endelig er nevnt at poretrykket (oppløft) i dammen har stor betydning for stabiliteten, og at det er knyttet atskillig usikkerhet til antagelsen om poretrykk.

Forenklet sett er det særlig to virkninger av AAR i gravitasjonsdammer som kan medføre at damsikkerheten blir mindre enn det som er forutsatt i beregningene: økning av poretrykket i dammen og introduisering av strekkspenning i vertikalarmeringer uten ytre last. Begge forhold medfører at dammenes sikkerhet mot velting blir redusert. Øking i poretrykket reduserer også dammenes sikkerhet mot glidning ved at forholdstallet mellom de horisontale og vertikale krefter i dammen blir ugunstigere. Den sistnevnte virkning kan forsterkes ved at oppsprekningen av dammen ser ut til å ha en tendens til å få horisontalt forløp

og ved geldannelsen, som kanskje kan redusere friksjonen i sprekkene.

Å gi tallmessig uttrykk for disse negative virkninger er vanskelig. Her antydes bare at 0,5 o/oo svelling av betongen i vertikalretningen, som er målt i utenlandske dammer, vil gi strekkspenning i armeringen på vannsiden av en gravitasjonsdam temmelig nær 100 MPa uten ytre last. På vannsiden av norske dammer av nyere dato er det gjerne lagt inn vertikalarmering, slik at den beregningsmessige armeringsspenningen ved 10 t/lm istrykk ligger i området 160-180 MPa. Den potensielle økningen i armeringsspenningen pga AAR er således meget betydelig. For eldre dammer, som kanskje ikke er dimensjonert for istrykk, og som er armert med bløtt stål (st 00 eller st 37), er det neppe tvil om at kombinasjonen istrykk og AAR kan bringe armeringen til flyting. Dette forhold alene tilsier at det kan være på sin plass med mer inngående undersøkelser og vurderinger når det gjelder gravitasjonsdammer med AAR. Dessuten er det nevnt foran at det finnes utenlandske dammer med AAR hvor det er funnet riktig å motvirke stabilitetsreduksjonen pga. målt økning av poretrykket ved oppspenning av dammen.

Når det gjelder gravitasjonsdammer, såvel som andre dammer, er det innlysende at den økte og økende oppsprekningen som følger av AAR, medfører økt vedlikehold og i siste omgang redusert levetid. Av interesse i denne forbindelse kan nevnes at oppsprekningen, særlig horisontalriss, i en evt. tetningsplate på en gravitasjonsdams vannside vil øke så lenge AAR pågår, fordi dammen "eser" i høyden. I allefall i teorien kan dette motvirkes ved å sørge for at den gamle dammen og den nye tetningsplaten kan bevege seg i forhold til hverandre.

5.3.2 Platedammer

Det kan innledningsvis være hensiktsmessig å repetere konstruksjonsmåten, virkemåten og opptredende spenninger ved normal belastning for en typisk norsk platedam.

Platedammen som konstruksjon

En platedam består av en damplate som oftest heller 5:4, slik at vanntrykket bidrar vesentlig til dammens stabilitet. Platetykkelsen er oftest 30 cm ved damkronen og øker 2,5-3,0 cm pr. m målt vertikalt. Platen bærer vanntrykket ved bøye- og skjærpåkjenninger. Statisk sett virker platen som en kontinuerlig plate fordi bevegelsesfugene i platen er plassert i moment-0-punktene. Avstanden mellom fugene kan variere innen relativt vide grenser. Fugevidden er for flertallet av dammene 10-12,5 mm. For de dammer som har størst fugeavstand, vil fugene bli "knase" dersom betongens lineære utvidelse pga. temperaturstigning og AAR (redusert for kontraksjon pga. svinn i første fase av dammens levetid) overskrides 0,7-0,8 o/oo. Tilsvarende tall for dammer med minste fugeavstand er 2,0 og 2,5 o/oo. Før ca. 1960 ble tetningen i fugene som hovedregel utført av tetningsblikk med U-formet bokking av hensyn til bevegelsene i fugen. Senere er blikket erstattet av fugebånd, først av gummi (Waterstop), og deretter av PVC. Før ca. 1960 var fugen fylt med plastisk fugemateriale på bitumenbasis (Igas, Bixit, Plastijoint) både på luft- og vannsiden av blikket. Fra ca. 1960 er benyttet fugemellomlegg av andre materialer, først av impregnert trefiberplate (Fibas), senere av mer velegnet materiale (ekstrudert polyetylen, foamglas

o.a.). Fugeutførelse av førstnevnte type er uheldig, særlig pga. det lukkede rom på luftsiden av fugetetningen fylt med bituminøs fugemasse. Ved langsom ekspansjon i damplaten vil fugemassen oppføre seg som en væske, slik at det oppstår hydraulisk trykk i den lukkede del av fugen.

Når det gjelder selve damplaten er det et vanlig dimensjoneringskriterium at strekkspenningen i betongen over pilarene (beregnet som bøyemoment dividert med motstandsmoment) ikke skal være større enn 1/10 av betongens trykkstyrke. Forøvrig er platen dimensjonert slik at trykkspenningen i betongen (randspenning ved bøyepåkjønning etter tidligere gjeldende beregningsmetodikk) ikke overskrider ca. 5 MPa. Det er lagt inn momentarmering beregnet for 100 MPa spenning for glattvalset stål (oftest st 37) og 160-180 MPa for kamstål.

Pilarer er statisk sett ikke pilarer, men trekantformede skiver vanligvis med helning 5-4 på vannsiden og 3:1 på luftsiden. Pilartykkelsen er for flertallet av dammene 30 cm i toppen og øker 2,0-2,5 cm pr. vertikale meter. Pilarenes form medfører at resultatanten av kreftene faller innenfor kjernetverrsnittet uansett damhøyde når det sees bort fra istrykk. Medregnet istrykk vil resultatanten falle utenfor kjernen for lavere dammer, slik at det beregningsmessig oppstår strekk mot vannsiden av pilarene. For istrykk 5 t/lm gjelder dette for damhøyde mindre enn ca. 5 m. Trykkpåkjenningen i pilarene overskrider ikke 1,0 MP for det store flertall av platedammer. Dette er en beskjeden påkjønning selv når det tas hensyn til sikkerhet mot utknekking.

Virksomheter av AAR

Generelt

Ekspansjon av betongen som AAR gir, vil introdusere strekk i armeringen og medføre at dilatasjonsfugene gradvis luker seg. Spenningen i stålet er proporsjonal med ekspansjonen av betongen målt i armeringens lengderetning. Med den E-modul som gjelder for armeringsstål, vil 1,0 o/oo lineær ekspansjon av betongen gi 200 MPa strekkspenning i stålet.

Basert på de siste målinger ved Votnadammen er det vurdert at betongekspansjonen hittil er ca. 0,4 o/oo. Ved flere utenlandske dammer er det målt ekspansjon på 0,5 o/oo eller mer. Det er også registrert slik økning av spenningen i oppspenningsstag pga. AAR-utvidelse av dambetong at det er funnet riktig å avlaste stagene.

Det fremgår av dette at AAR kan medføre at armeringen har meget betydelig strekk selv uten ytre belastning. Armeringen er m.a.o. ikke uten påkjønning i utgangspunktet slik det er forutsatt i de dimensjonerende beregninger.

Damplaten

Armeringsmengden er bestemmende for damplaten styrke. Sikkerhetsfaktoren definert som flytespenning/dimensjonerende spenning er 2,0 for dammer armert med St 00 og St 37, 2,5 for dammer armert med kamstål 40 og 3,1 for det fåtall platedammer som er armert med kamstål 50. Sikkerhetsfaktoren når det gjelder betongen er normalt betydelig større.

Forutsettes det at AAR har gitt 0,5 o/oo utvidelse i damplatenes lengderetning, betyr dette at armeringsspenningen i ubelastet dam er ca. 100 MPa. Dette er 100% av "tillatt" spenning brukt under dimensjoneringen av dammer armert med glatt stål og 62,5% av tillatt spenning for armering med kamstål. Antas det at påkjenningen i stålet pga. vannlasten adderer seg til påkjenningen pga. betongens volumutvidelse, hvilket kanskje ikke er meget galt, blir den totale armeringsspenningen i glattstålarmerte plater 200 MPa, og i kamstålarmerte plater 260 MPa. Dette betyr at glattstålarmeringen kan ha nådd flytegrensen, m.a.o. den til siktede sikkerhet mot flyting på 2,0 kan være redusert til 1,0. For kamstålarmering blir reduksjonen tilsvarende fra 2,50 til 1,54.

Selv om ovenstående, enkle resonnement kanskje kan være diskutabelt, er det i det minste en indikasjon på at sikkerheten mot flyting i armeringsstålet gjengitt i Rapport nr. 1, s. 30 kan bli redusert ganske vesentlig ved AAR i betongen. Dette, sett sammen med at vi har platedammer med markert AAR, tilsier at AAR's virkning for armeringen i damplater bør undersøkes grundigere.

Når det gjelder AAR's virkning på betongen i relasjon til sikkerhet, har videreføring av vurderingene gjengitt i Rapport nr. 1 ikke gitt grunn for kommentarer av betydning. Dette fordi betongens trykkstyrke påvirkes lite av AAR. Det bemerkes likevel at reduksjon av betongens strekkfasthet som følge av AAR kan tenkes å medføre øket rissdannelse i platen over pilarene (i tillegg til rissdannelse pga. øket armeringsspenning). Dette er imidlertid i 1. omgang ikke et spørsmål om redusert sikkerhet, men et spørsmål om raskere nedbryting som en av følgeskadene av AAR.

Pilarene

I Rapport nr. 1 er sikkerhetsspørsmålet vedr. pilarene drøftet bl.a. i relasjon til forekomst av riss.

Konklusjonen er at horisontale sprekker i pilarene er uten sikkerhetsmessig betydning bl.a. fordi sprekkeoverflaten er så ru at det gir tilstrekkelig friksjon i forhold til den opptredende kraftretning. Vedr. skråttstående riss med fall fra damplaten til nedstrøms pilarkant, er det uttalt at pilarene i dammer av nyere dato har tilstrekkelig armering til å kompensere for virkningen av at sprekken har ugunstig retning i forhold til kraftretningen. Det er anbefalt at det foretas en grundigere vurdering av dette forhold når det gjelder eldre dammer som kan ha beskjeden armering i pilarene. Rapport nr. 1 berører ikke de vertikale sprekken som er observert i nedstrøms kant av pilarene i platedammer hvor AAR er konstatert. Disse sprekken kan tenkes å redusere pilarenes sikkerhet mot knekking dersom sprekken har tilstrekkelig dybde, slik at det evt. kan snakkes om en delaminering. Dette forhold bør undersøkes.

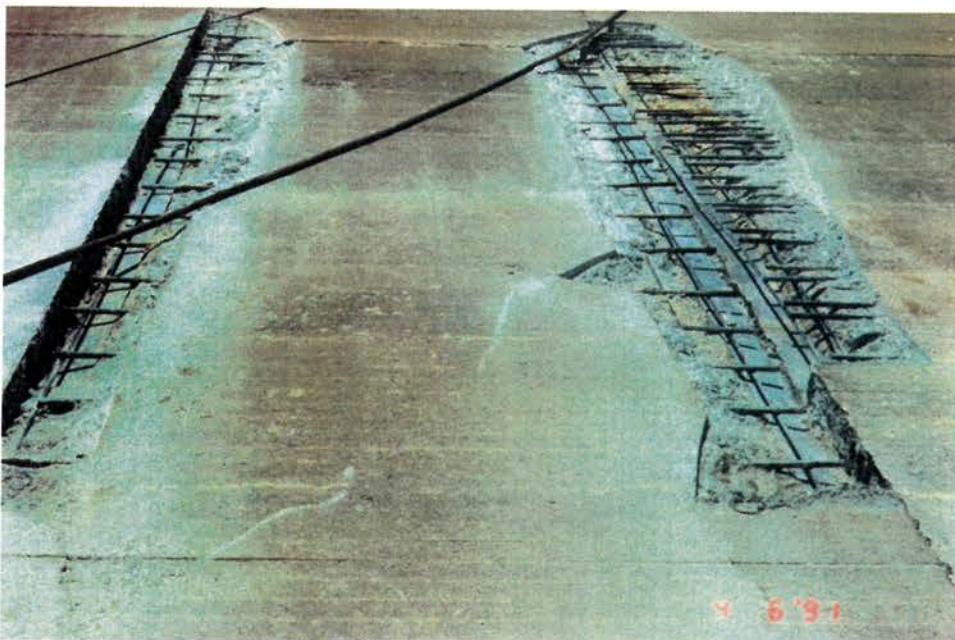
Det er i Rapport nr. 1 ikke nevnt om vurderingene vedr. friksjon i riss i pilarene tar hensyn til at riss med AAR i pilarene som årsak, kan ha gel, og at gelet i allefall ikke bidrar positivt til friksjonen. Forfatteren av dette papir føler at vi ikke har tilstrekkelig kjennskap til de fysiske forhold i rissene til å kunne utføre en noenlunde sikker vurdering av rissenes betydning for damsikkerheten.

Bevegelsesfugene

Bevegelsesfugene er det konstruksjonselement i platedammer hvor AAR har gitt den mest iøynefallende skade ved betydelige avskallinger av betong inn mot fugene, slik det fremgår av de etterfølgende 2 fotografier.

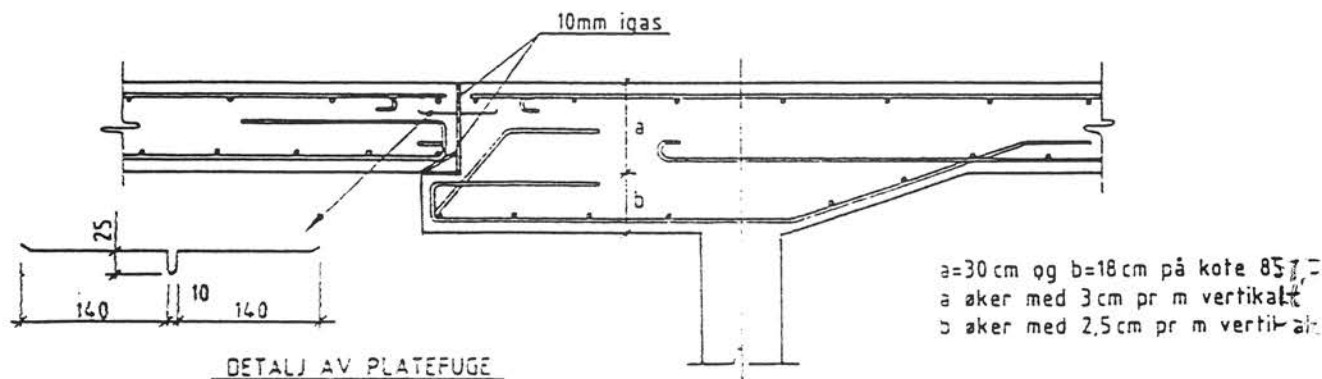


Dette fotografi viser riss parallelt med en bevegelsesfuge i en platedam. Partiet mellom risset og fugen er bomt.



Det siste fotografi på forrige side viser situasjonen etter at bomme partier ved bevegelsesfugene er fjernet.

Det er neppe tvil om hvorfor skadene har oppstått. Dette kan drøftes ved hjelp av flg. skisse:



Skissen viser et snitt vinkelrett på damplaten ved en bevegelsesfuge. Platefeltet til høyre på skissen er støpt først. Oppleggsflaten i fugen er glattet og smurt. Bevegelsesfugen er i dette tilfelle fylt med bitumeniøs fugemasse. Denne utførelse var den vanlige frem til ca. 1960. Det var antatt/forutsatt at fugen primært ville virke som kontraksjonsfuge, idet svinn m.v. i første fase av dammens levetid ville gi rom for senere dilatasjon pga. temperaturstigning og oppfukning av betongen. Forutsetningen kan være diskutabel i utgangspunktet, men holder ikke om betongen utvider seg pga. AAR eller andre "unormale" årsaker.

Ved ekspansjon av betongen pga. AAR vil bevegelsesfugen gradvis lukke seg. Fordi dette skjer langsomt, vil det bitumiøse fugematerialet oppføre som seg om en væske, og det oppstår hydraulisk trykk i det lukkede rom mellom fugeblikket og oppleggsflaten. Det er i teorien 3 muligheter for den videre utvikling:

- (1) Det oppstår tilstrekkelig stort trykk i betongen til at ekspansjonen av betongen stanser. Det oppstår likevekt i konstruksjonen. Det er ved andre dammer fastslått at dette skjer ved 3-4 MPa trykk i betongen. Muligheten ansees mindre sannsynlig.
- (2) Fugematerialet finner vei ut av fugen via oppleggsflaten uten at det oppstår skader i og ved fugen. Observasjon tyder på at det ikke kan sees bort fra denne mulighet.
- (3) Fugematerialet finner vei ut av fugen ved at det oppstår skader i fugen, enten ved at "buken" i fugen presses ut mot vannsiden eller ved at trykket mot fugeblikket gir brudd i betongen, slik at hele blikket kan bevege seg mot vannsiden. Observerte skader viser at sistnevnte mulighet er den mest sannsynlige.

I tillegg til avskalling på platens vannside, kan AAR også gi avskalling på luftsiden, som oppstår ved at underforskalingen for den sist støpte plateseksjon setter seg, slik at det dannes et "opplegg" på platens luftsiden som hindrer betongens utvidelse. Slike skader er observert med 8 cm tykk avskalling ved fugen som resultat.

Dersom avskalling både på luft- og vannsiden skjer over større lengde langs fugen, kan dette bety en betydelig reduksjon av platens skjærkapasitet. I nivå 8-10 m under damtoppen kan avskallingen medføre ca. 40% reduksjon av platetykkelsen. Reduksjonen av platens skjærkapasitet er sannsynligvis større enn dette siden AAR reduserer betongens strekkstyrke. Forholdet trenger grundigere vurdering for en mer konkret uttalelse.

Tidspunktet for inntreffing av de her beskrevne fugeskader kan skyves ut i tid ved å sørge for at fugemassen kan dreneres ut av fugen ved å bore hull inn til fugen fra platens luftsiden. Det bør overveies å gjøre dette i platedammer med tegn på at fugene presses sammen, og hvor fugen i sin helhet er fylt med fugemasse.

Når det gjelder reparasjon av fugeskader som foran omtalt, er forfatteren av denne rapport av den oppfatning at reparasjonen neppe vil ha permanent karakter. Dette gjelder særlig dammer hvor AAR ikke er "utbrent".

5.3.3 Huldammer

Denne damtype er ikke omtalt i Rapport nr. 1.

Huldammer i betong er også kalt teltdammer og bukkedammer. Slike dammer er statisk sett en rammekonstruksjon som bærer de påførte laster fra vann og is ved en kombinasjon av bøyings- og aksialkrefter i konstruksjonen. Som en følge av dette har dammer av denne type beskjedne høyde, sjelden over 5 m.

Som for platedammer vil evt. AAR medføre en endring i belastning i forhold til det som ble forutsatt under dimensjonering av dammen ved at betongekspansjonen introduserer krefter i konstruksjonen i tillegg til dem som er forårsaket av svinn og temperaturendringer. Kreftene pga. AAR gir trykk i betongen og strekk i armeringen, og også bøyings- og skjærkrefter selv når dammen ikke har vannlast. Dette gir tilleggs-påkjenninger som gjør at den tilsiktede sikkerhet reduseres. For å si noe mer konkret om dette trengs mer inngående vurderinger.

Huldammer er mindre utsatt for skader i tilknytning til bevegelsesfugene enn platedammer både fordi avstanden mellom fugene vanligvis er kortere og fordi fugene vanligvis er slik utformet i huldammer at fugemassen relativt lett vil presses ut av fugene ved utvidelse av betongen.

Når det gjelder øket tempo i erosjon av betongen ved f.eks. frost-påkjenning vil AAR øke dette pga. den økede oppsprekningen i betongoverflaten som AAR gir. Dette reduserer dammens levetid. For tynne dammer som huldammer og platedammer har dette større betydning enn for dammer med større tykkelse, som har mer "å gå på".

5.3.4 Fyllingsdammer med betongtetning

Denne damtype er hverken ren fyllingsdam eller ren betongdam. Damtypen er ikke omtalt i Rapport nr. 1.

Det finnes likevel relativt mange dammer av dette slag i Norge. De fleste har relativt beskjedne høyde, oftest under 20 m. Den høyeste dammen med sentral tetning er antagelig Finndøladammen (Torsdalsdammen) i Arendalsvassdraget, med største høyde 31 m. Den høyeste med tetning på vannsiden er antakelig Dam Blådalsvatn i Sunnhordland med sine ca. 52 m.

Fyllingsdammer med betongtetning har oftest støttefyllinger av stein. Tetningen kan være lagt på dammens vannside eller "sentralt" i fyllingen. For det store flertall av denne damtype er fyllingen dårlig komprimert, oftest ikke komprimert ut over det som tiltransport og utlegging av fyllingen gir. Dette medfører at fyllingen får relativt store setninger. Dette alene kan gi skader i tetningen. Det er således for en dam målt 60-70 cm horisontal forskyvning i damtoppen mot nedstrøms side. Det sier seg selv at betongtetningen ikke kan klare slike deformasjoner uten oppsprekking. Som regel har dammer av denne type ingen "tetning" i tillegg til betongtetningen, men en viss gradering av støttefyllingen finnes ved avretting av vannsideskråningen for dammer med frontal tetning, og ved et forholdsvis smalt lag av småfallen stein (gjerne tunnelstein) på begge sider av tetningen, når denne er plassert sentralt for å unngå at tetningen får slagskader ved innbygging av resten av støttefyllingen.

Når det gjelder den nedbrytende virkning av evt. AAR i tetningen kommenteres ikke dammer med frontal tetning, fordi tetningen her er lett tilgjengelig for inspeksjon og prøvetaking som grunnlag for tilstandsvurdering.

Tilstandsvurdering av dammer med sentral betongtetning er vanskelig fordi betongveggen ofte er helt innbygget i støttefyllingen og dermed ikke uten videre tilgjengelig for inspeksjon og prøvetaking. Det ansees på den ene side lite tvilsomt at innbyggingen gir gunstige fuktighetsforhold for AAR. På den annen side vil innbyggingen sannsynligvis gi temperaturforhold som bremser utviklingen av AAR. Dette antas å gjelde selv om temperaturen i betongen vil ha varmegrader hele året noen få meter under damtoppen fordi temperaturen vil være lav også om sommeren. Vedr. dette har man antagelig ikke kunnskap nok til å gjennomføre mer konkrete vurderinger.

Hva gjør man så hvis dammen ligger i et område hvor AAR forekommer? Antydningvis bedømmer man kvalitetsforringelsen pga. AAR på indirekte grunnlag ved å vurdere mer lett-tilgjengelige konstruksjoner i området under hensyntagen til forskjeller i forutsetningene for utviklingen av AAR; i første rekke temperaturforskjell. Kanskje kan det være riktig å etablere måleoverløp - om slike ikke allerede finnes - for å kunne følge med i en evt. økning av lekkasjene?

Selv om fyllingsdammer med sentral tetningsvegg av betong vel er den mest uoversiktlige damtype når det gjelder vurdering av tetningens nedbrytning med tiden, er det vanskelig å tenke seg at AAR kan føre til noe mer enn en aksellerert kvalitetsforringelse. AAR vil m.a.o. føre

til at tidspunktet for de vanskelige vurderinger som i alle tilfelle må gjøres forut for en beslutning om at dammens funksjonstid er ute, rykker nærmere.

5.3.5 Hvelvdammer

Denne damtype, som også omfatter flerbuedammer, er omtalt i Rapport nr. 1. Rapporten konsentrerer seg om hvelvene og gir ingen vurderinger av pilarene i en flerbuedam. Det forklares i grove trekk hvorledes lasten fra vanntrykket blir overført til fjellfundamentet. Det nevnes at det ved lastoverføringen oppstår såvel bøyeskjær som skiveskjær i betongen, og at kraft- og spenningsbildet i hvelvet er temmelig komplekst. Det er også nevnt at spenningene i en hvelvdam er relativt beskjedne, normalt begrenset til 8 MPa trykk og 2 MPa strekk. Videre er nevnt at i kritisk snitt i en hvelvdam har tverrsnittet en kapasitet i bruddgrensetilstanden 2-3 ganger det som kreves i NS 3473, og endelig er nevnt at et hvelv med opplegg mot stabilt fjell i hele hvelvets utstrekning tåler 5-10 ganger vanlig vannlast før brudd inntreffer. Dette viser at hvelvdammer er dimensjonert med stor sikkerhet mot brudd, og at det trengs betydelig svekkelse av betongen før sikkerheten blir redusert i betenkelig grad.

Hva så når betongen i en hvelvdam har AAR? Det gir i allefall en ekstra belastning ved at betongen utvider seg og samtidig en svekkelse av betongen både når det gjelder styrken og motstandskraften mot nedbryting av andre årsaker enn AAR.

Svekkelsen av betongens trykkstyrke regnes det med er uten særlig betydning, men svekkelsen i strekkstyrke er relativt stor. Det antas at dette gjelder også den type strekk som følger av skjærpåkjenninger.

I horisontalretning gir betongens ekspansjon ved AAR trykk i hvelvet, men også bøyingspåkjenninger som gir bøyestrekke og skråstrekke fordi hvelvet er fastholdt ved vederlagene. Betongens volumutvidelse gjør at hvelvet vil deformeres, forskyve seg i oppstrøms retning.

I vertikalretning vil volumutvidelsen gjøre at damkronen hever seg, mest der hvelvet er høyest og mindre mot vederlagene etter hvert som høyden avtar. Dette introduserer skjærpåkjenningene i betongen og trykk/strekk avhengig av hvilket punkt i dammen man betrakter.

Disse generelle refleksjoner kan antyde noe om at de ekstrapåkjenninger som oppstår i en hvelvdam pga. AAR i betongen er temmelig sammensatte. Dette gjelder selv ved uniform ekspansjon av betongen. Nå er det neppe tvil om at ekspansjonen ikke er uniform. For det første viser både laboratoriearbeider og in situ målinger at ekspansjonen er avhengig av spenningsnivået og -retningen (0 ekspansjon ved tilstrekkelig stort trykk -> over 4 MPa?). For det andre er intensiteten av AAR temperaturavhengig (forskjellig "representsativ" temperatur i forskjellige deler av dammen). Og for det tredje kan forskjellige deler av dammen ha ulik fuktighet og ulike kvanta reaktive elementer både når det gjelder alkalier og kanskje helst reaktive deler av tilslaget.

Det er kanskje tvilsomt om man har tilstrekkelige kunnskaper til på generelt grunnlag å si noe mer konkret om virkningene som AAR gir i

hvelvdammer. Undertegnede har en følelse av at reduksjonen i betongens strekkstyrke og den virkning dette har for skjærkraftoverføringene i dammer her er av spesiell interesse. Dette antas å gi seg størst utslag i dammer hvor den øverste del av hvelvet ikke har anslag mot fjell, men avsluttes med vederlagerpilarer av relativt betydelig høyde mot det ene eller begge landfester. Flertallet av norske hvelvdammer er utført med vederlagspilarer. Vederlagene kan ha stor høyde i forhold til dammens høyde.

På bakgrunn av det som her er antydnet reises spørsmål om AAR's betydning/innvirkning på dammers statikk, særlig hvelvdammer med sin komplekse statikk, burde være en del av den pågående AAR-forskning i Norge, eller evt. være et eget forskningsprosjekt.

5.3.6 Lukedammer

Lukedammer er her brukt i betydning dammer hvor luker er av større betydning for en sikker flomavledning. Det sikkerhetsmessige aspekt i forbindelse med AAR kan sees todelt:

- Betongens volumutvidelse kan føre til at lukeføringene kommer ut av stilling enten ved at linjeføringen misdannes eller ved at lukeåpningen blir for trang, evt. en kombinasjon av begge deler.
- Oppsprekking av betongen som følge av AAR kan være mer uheldig for lukepilarer enn for de fleste andre betongkonstruksjoner i en dam fordi vanntrykket på f.eks. en segmentluke overføres til pilarene som punktlast samtidig som spenningsbildet i pilarene bidrar til at sprekke kan få uheldig retning i forhold til kreftenes retning.

Lukedammer er den damtype hvor AAR kan gi seg akutte utslag ved at lukene sitter fast eller forkiler seg når det er bruk for dem. Sannsynligheten for fastkiling er under ellers like forhold større for tykke enn for tynne betongkonstruksjoner fordi ekspansjonen av betongen øker med tykkelsen.

Så langt undertegnede er orientert er det 2 dammer i Norge med AAR hvor flomluker har forkilt seg. Den ene har tykke lukepilarer, mens pilar-tykkelsen i den andre er bare 50 cm.

Det er vanskelig å tenke seg at betongekspansjonen i en 50 cm tykk pilar kan gi tykkelsesøkning tilstrekkelig stor til at luken forkiler seg. For dammen med 50 cm tykke pilarer er det registrert at det ikke er parallellitet mellom lukens sider og sideføringene. Det kan vel da være at ujevn betongekspansjon i pilarene eller i betongen under lukeløpene har forårsaket eller bidratt til skjevstillingen. I denne dammen hadde man for øvrig noen år før lukehavariet skjedde skade i gangbanen over lukeløpene, som nærmest ga brudd i betongen. Denne skade fant man i sin tid ingen forklaring på, men etter at det i 1991-92 er fastslått AAR i dammen ansees det sannsynlig at AAR er årsak - eller medvirkende årsak - til både lukehavariet og skaden på gangbanen.

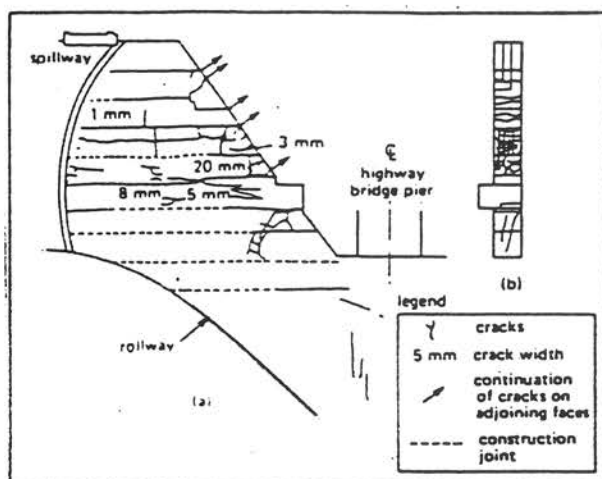


Fig. 1. Cracking on a pier of Kumburu spillway: (a) side; and (b) end²⁵.

Når det gjelder sprekkdannelse i lukepilarer pga. AAR kjenner undertegnede ikke til resultatet av evt. kartlegging i Norge.

For å illustrere forholdet gjengis en skisse som viser sprekkdannelsen i en lukepilar ved Kumburu-dammen i Kenya. Skissen er "lånt" fra Water Power & Dam Construction, April 1991.

Det sees at oppsprekningen i pilarsidene markerer seg ved horisontale riss i sideflatene i nesten hele pilarens utstrekning og omfattende oppsprekking i nedstrøms endeflate, også vertikale riss i likhet med dem som er observert i Norge.

Det er innlysende at sprekkene svekker pilaren. Dette gjelder særlig de gjennomgående horisontale riss. Graden av svekkelse vil være avhengig av armeringsmengden i pilaren og evt. forekomst av gel i rissene. Å tallfeste sikkerheten for lukepilarer oppsprukket pga. AAR med akseptabel pålitelighet er vanskelig, da det er vanskelig å skaffe seg et sikkert grunnlag for de beregninger/vurderinger som må gjøres.

Fastkiling av flomluker kan gi dramatiske følger ved at man mister herredømmet over flomavledningen. Heldigvis kan fastkiling unngås ved å kontrollere foringenes linjeføring, klaringene mellom luken og foringene og evt. skjevstillinger i optrekksanordningene slik at justeringer kan bli utført i tide.

Når det gjelder svekkelse av pilarene kan dette kompenseres for ved oppspenning. Å bestemme riktig tidspunkt for evt. oppspenning er ingen enkel oppgave.

Det er kanskje enda viktigere for lukedammer enn for andre damtyper med AAR at den enkelte dam vurderes individuelt, basert på grundigere oppfølging og kontroll enn det som er tilfredsstillende for dammer uten AAR. Dette bør nedfelles i retningslinjene for tilsyn og drift av dammen. Dessuten bør man være oppmerksom på at det kan være større behov for revisjon av retningslinjene for dammer med AAR enn for dammer uten dette lyte.

6.0 NOEN AVSLUTTENDE REFLEKSJONER OG SPØRSMÅL

6.1 Generelt

AAR fikk navn i 1940. Før dette tidspunkt fikk fryse-tine-påkjenninger gjerne skylden for nedbryting av betongen pga. AAR. Når det gjelder norske dammer var dette den rådende oppfatning frem til 1986-87, da det ble fastslått AAR i dammer også her i landet. Litt respektløst kan det sies at vi kom etter ca. 45 år etter at AAR var fastslått i de første dammer, ca. 35 år etter at AAR var omtalt første gang i ICOLD Proceedings, og etter at det var holdt 6-7 internasjonale konferanser om AAR.

En "ikke-spesialist" på området, som har hatt til oppgave å gjennomgå litteratur om AAR, sitter igjen med et noe forvirret inntrykk. Dette kan skyldes at gjennomgangen nødvendigvis måtte bli rask og ufullstendig da litteraturen om temaet etter hvert er blitt meget omfangsrik. Sett på bakgrunn av den raske utvikling på området som har funnet sted i løpet av de siste 10-15 årene, kan det vel også hende at noen av de uttalelser man har festet seg ved er basert på grunnlag som i dag er foreldet.

I det etterfølgende gjengis noen av de spørsmål ikke-spesialisten har stillet seg etter en noe lettvtint gjennomgang av litteratur om AAR.

6.2 Kan AAR unngås ved bruk av lavalkalisement ?

De fleste uttalelser går ut på at AAR ikke vil finne sted dersom det brukes sement med maks. 0,6% alkaliinnhold (0,6% NaO₂ ekvivalent), og det ikke brukes mer sement enn at betongens alkaliinnhold holder seg under 3-4 kg/m³. (Om det er forstått riktig teller i denne forbindelse bare oksyder av alkalimetallene Na og K; de øvrige 9 alkalimetallene teller ikke.) Det er likevel registrert AAR i betong hvor alkaliinnholdet har vært mindre enn de nevnte grenser. Helt sikker på å unngå AAR ved å bruke lavalkalisement ser det dermed ut at man ikke kan være.

Det er en hovedregel at det er gunstig å erstatte en del av sementen med puzzolaner, høyovnslag, flyveaske eller kiselsyrestøv (microsilica). Det er likevel registrert at tilsetning av kiselsyrestøv har hatt ugunstig virkning. Det er altså en viss usikkerhet til stede også vedrørende dette.

6.3 Kan tilslagets relativitet forutsies ?

USA var først ute med retningslinjer og metoder for å forutsi hvorvidt betongtilslagsmaterialer er alkalireaktive eller ikke. Det har vist seg at disse retningslinjer ikke var tilfredsstillende. Dette har ført til at ASTM-reglene er blitt revidert, og at flere land har sine egne regler som f.eks. Canada, Danmark, New Zealand, Syd-Afrika.

Listen over reaktivt betongtilslag (eller retttere listen over potensielt reaktive mineraler i tilslaget) er etter hvert blitt lang, med mange navn som ikke sier ingeniører utenfor spesialistenes rekke stort. Lengden ser ut til fortsatt å øke. Dessuten er det ikke bare

mineralsammensetningen som har betydning for reaktiviteten. Også mineralenes struktur, "tektoniske reminisenser", porøsiteten, kornstørrelsen, "forurensinger" og spenningsforholdene i betongen har betydning. Det er registrert at mineraler som normalt ikke er reaktive kan være det under spesielle forhold. Det er således registrert at "ufullkommen" feltspat har reagert, ikke bare pga. innholdet av silisium-oksyder (Si_mO_n), men også fordi alkalier har lekket ut (leached) og bidratt til betongens alkaliinnhold. Det er også slik at dersom tilslaget inneholder svovelforbindelser (kis) kan det oppstå sulfatangrep med virkning på betongens som ligner på virkning av AAR. Finnes det samtidig magnesium, kan man få magnesium-sulfat-angrep som kan utløse alkali-kiselsyrereaksjon ved at tilslagets mer sammensatte kisel-forbindelse brytes ned til kiselsyre (SiO_2). Det synes klart at man må være meget påpasselig med mineralogisk analyse av tilslaget for på dette grunnlag å si noe sikkert om tilslagets reaktivitet. Kanskje finnes det AAR-utløsende faktorer som man i dag ikke har kjennskap til?

Når det gjelder laboratorieforsøk for å kartlegge betongtilslagsmaterialers potensielle reaktivitet, herunder medregnet potensiell restreaktivitet i konstruksjoner hvor reaksjonen har unnagjort en del av sitt livsløp, har det i litteraturen vært reist spørsmål om det i laboratoriet er mulig å aksellerere en prosess som krever 15-30 år under in situ forhold før prosessen gir seg synlige utslag, og som kan foregå med full styrke 50 år etter at betongen ble støpt, i slik grad at laboratorieforsøk kan gi tilfredsstillende resultat innenfor en tidsramme som er ønskelig i praksis. Kanskje burde spesialister på området gi en vurderende uttalelse vedrørende dette i Damsikkerhetsprosjektets rapport om AAR?

6.4 Kan AAR i en eksisterende dam stoppes ?

Når det gjelder mulighetene for i praksis å stoppe AAR i en eksisterende dam synes litteraturen å være samstemt om at dette ikke er mulig innenfor økonomisk akseptable rammer. Flere metoder har i utlandet vært vurdert og til dels prøvet i praksis. Nedkjøling av betongen har vært vurdert og funnet for kostbart. Injisering av CO_2 i betongen har vist seg å ha en viss positiv effekt. Flertallet av forsøkene på å stoppe AAR, eller begrense reaksjonstempoet, gjelder påføring av membran på betongoverflatene for å redusere fuktighetstilgangen til betongen. Det har også vært forsøkt å tette betongen ved kjemisk injisering.

ICOLD Bulletinen av okt -89 har som sammendrag av uttalelser i litteraturen om dette uttalt at tiltak som er satt i verk ikke har stoppet reaksjonen, men at en viss reduksjon i tempoet har vært sporet. Det er samtidig uttalt at det i praksis bør regnes med at tiltak for å begrense fuktighetstilgangen til betongen vil ha en levetid på høyst 5 år.

Så vidt vites er det 3 dammer i Norge som har fått påført membran for å redusere vanngjennomgangen. Disse nevnes med kommentarer:

- Dam Nomeland, ferdig 1922, fikk i 1963 påført polyestermembran på vannsiden mange år før man fikk kjennskap til at dammen har AAR. Membranen blir i 1992 fjernet og erstattet med en armert betongplate på vannsiden. Samtidig blir dammens stabilitet øket ved opp-

spenning av vertikale strekkstag forankret i fjell. Dammens restpotensiale for AAR er vurdert til å være beskjedent.

Det reises spørsmål om evt. fortsatt ekspansjon av betongen bør kontrolleres. Dette kan enklest gjøres ved presisjonsnivellment av damkronen. Kanskje kan det også i løpet av en del år være aktuelt å kontrollere strekket i noen av oppspenningsstagene i likhet med det som er gjort i Val de la Mere-dammen?

- Dam Skarsfoss, ferdig 1959, fikk i 1990 påført en membran på vannsiden av flere lag epoxy med glassfiberarmering. Deler av luftsiden ble samtidig påført belegg av Miracote. Miracote-belegget hadde i 1992 riss, slik at det opprinnelige krakkeleringsmønster i betongoverflaten var tydelig på store deler av de belagte områder. Dette tyder på at AAR fortsatt foregår i dammen.

Vurdering av vanngjennomgangen gjennom damplaten etter at epoxy-membranen ble påført, tyder på at membranen har redusert den opprinnelige vanngjennomgangen gjennom damplaten. Dette betyr at membranen er intakt i 1992, men trenger ikke bety at betongekspansjonen pga. AAR er endret, bare at membranen har tilstrekkelig elastisitet/plastisitet til hittil å ha tålt en evt. fortsatt ekspansjon.

- Dam Hunderfosen, ferdig i 1963, er en lukedam med konstatert AAR, hvor 4 pilarer i 1991 som et prøveprosjekt fikk påført belegg av ulike materialer. Oppfølgingen viser oppsprekking av alle de 3 typene belegg som er påført allerede ett år etter påføringen. Dette indikerer ganske klart at beleggene har hatt liten eller ingen virkning for forløpet av AAR.

Det kan tilføyes at pilarene er instrumentert for å følge med i fuktigheten i betongen og betongens ekspansjon. Resultatene av målingene er ikke grundigere analysert når dette skrives.

Så vidt det vites er Hunderfossdammen hittil den eneste norske dam hvor betongekspansjonen måles. Dette skjer ved måling av avstandsøkningen mellom punkter ca. 500 mm fra hverandre.

Det bemerkes at målestrekningen synes kort, tatt i betraktning den ekspansjon av betongen det er rimelig å vente (målt ekspansjon i vertikalretning er $11,5 \times 10^{-3}$ mm/m/år i Kariba-dammen, 2×10^{-2} mm/m/år i Chambon-dammen og $4,5-7,5 \times 10^{-2}$ mm/m/år i maskinfundamentene ved Såheim og Moflåt kraftverker.

6.5 Kan reduksjon av damsikkerheten pga. AAR avhjelpes ?

Før eller senere når alle betongdammene en alder hvor de ulike aldringsprosesser har ført til så stor kvalitetsforringelse at dammens levetid må ansees over. For dammer med AAR vil dette skje raskere enn for dammer uten AAR uansett om AAR er utbrent eller ikke. Den delen av reduksjonen i sikkerhet som skyldes AAR kan det for noen damtyper kompenseres for på regningssvarende måte ved oppspenning, mens dette i praksis neppe er aktuelt å gjøre for andre damtyper.

Den opprinnelige sikkerhet i gravitasjonsdammer kan opprettholdes, endog forbedres, ved oppspenning av dammen med stag eller kabler fra damkronen og tilstrekkelig dypt i fjellfundamentet. Tilsvarende gjelder for pilarer, kanskje særlig lukepilarer hvor dannelsen av mer gjennomgående riss kan tenkes å føre til betenkelig reduksjon av sikkerheten.

Foruten å reetablere sikkerheten vil oppspenningen også redusere den videre ekspansjon av betongen i oppspenningsretningen. Dette kan føre til uheldig økning av kraften i oppspenningsstagene. For dammer hvor det er aktuelt å øke sikkerheten ved oppspenning, og dammen har AAR, bør stagene være slik at det er mulig å kontrollere og justere kraften i dem. Det er også et forhold som må tas med i vurderingene om reduksjonen av ekspansjonen i én retning kan tenkes å føre til uheldig ekspansjon i andre retninger.

Det er foran nevnt at sikkerhetsreduksjon som følge av at flomluker kan forkile seg pga. betongekspansjonen ved AAR som regel kan unngås ved å sørge for nødvendige revisjoner i tide.

6.6 Hvor alvorlig er AAR i dammer ?

AAR, særlig alkali silikat reaksjon, som er aktuell i Norge, medfører en meget langsom kvalitetsforringelse av betongen. I så måte er virkningen av AAR ikke vesensforskjellig fra andre årsaker til aldersvekkelse. AAR i dammer er udramatisk og får neppe andre konsekvenser enn økede driftsutgifter og forkortelse av levetiden. Dramatikk i forbindelse med AAR i dammer kan tenkes å oppstå ved at manøvrerbare konstruksjoner setter seg fast pga. betongens volumutvidelse. Da endringene skjer meget langsomt vil fastkiling være betinget av svikt i tilsynsrutinene.

Det har aldri skjedd at noen dam har brutt sammen pga. AAR. Det er også vanskelig å tenke seg at dette kan komme til å skje. Det vil høyst sannsynlig være slik at en dams utseende vil kreve kondemnering eller nybygging i god tid før kvalitetsforringelsen pga. AAR og/eller andre årsaker er kommet så langt at bruddgrensen er nådd.

Det er i litteraturen sett noen få eksempler på at betongdammer er erstattet med nybygginger etter et relativt kort liv hvor AAR er angitt som årsak eller medvirkende årsak. Det er også nevnt at vannstanden er redusert for at den ønskede sikkerhet kan opprettholdes. I ett tilfelle er det nevnt at reaksjonstempoet øket etter senkningen.

Av særlig interesse for Norge kan det være å få utført en grundigere vurdering av virkningen av tilleggs påkjenningen i armeringen som forårsakes av AAR. Dette fordi så mange av våre betongdammer er slanke og relativt sterkt armerte konstruksjoner.

Konklusjonen må bli at AAR i dammer knapt kan tenkes å få dramatiske konsekvenser, men at det må regnes med økonomiske konsekvenser i form av økede utgifter til tilsyn og oppfølging, kompenserende tiltak og i siste omgang redusert levetid.

Høvik, 30. oktober 1992
GRØNER Anlegg Miljø AS

N. Ødegård
Nils Ødegård

KILDER

Under litteraturgjennomgangen er det dessverre ikke gjort systematiske notater som innenfor tilgjengelig tid muliggjør referanser i teksten til de ulike kilder. Man nøyer seg derfor med å liste opp de viktigste kilder i vilkårlig rekkefølge.

- V. Nebdal Svendsen, E.J. Torblaa:
"Alkalireaksjoner i norske betongdammer"
NVE Publikasjon nr. V20, 28.1.1989
- "Status for dammer av betong i Norge"
SINTEF STF65 A90072, 17.12.90
- Viggo Jensen og Svein Willy Danielsen:
"Alkalireaksjoner i Sør-Norge"
SINTEF FCB 700120.00, 3.2.92
- Vassdragsregulantenenes Forening:
"Temadager for vannkraftbransjen - Alkalireaksjoner (AAR)"
Kompendium (10-11.9.92)
- ICOLD Draft Bulletin:
"Alkali Aggregate Reaction in Concrete Dams"
Paris, October 1989
- Kommentarer til ICOLDs Draft Bulletin
(15 uttalelser fra ulike medlemsland
datert des. -89 til mai -90)
- Transactions fra ICOLD kongresser
viktigst Volume II, question 57, fra 15. kongress i Lausanne 1985
- M. Berra and P. Bertacchi:
"Alkali-aggregate reaction in Concrete Dams"
Water Power & Dam Construction, April 1991
- M. Goquel and M.S. Mpala (Coyne & Bellier):
"Monitoring and maintenance at Kariba dam"
Water Power & Dam Construction, June 1992
- A.M. Meville:
"Properties of Concrete"
Pitman Publishing Ltd., London. Corrected reprinting 1977