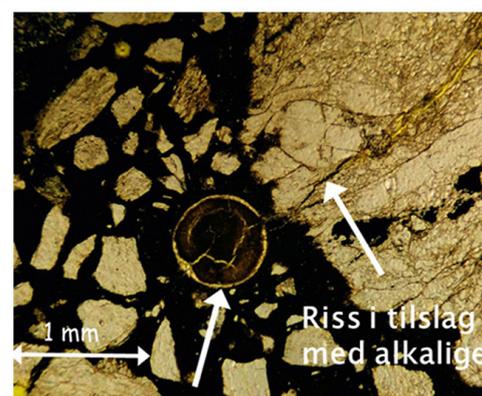
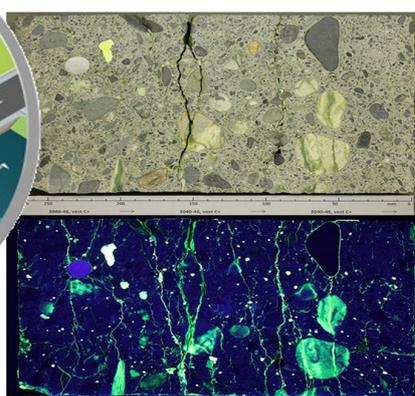
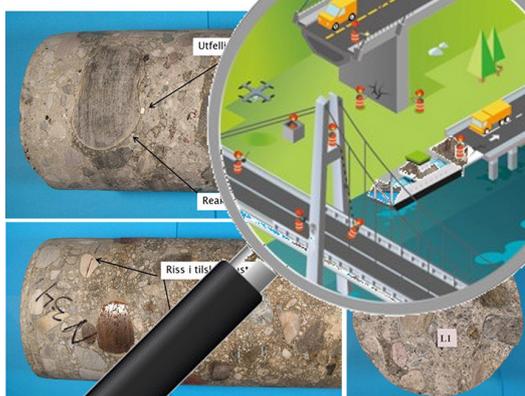


Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner

Felt- og laboratiemetoder
FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 852



Tittel

Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner

Undertittel

Felt- og laboratoriemetoder. FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021

Forfatter

Eva Rodum og Bård M. Pedersen

Avdeling

Konstruksjoner

Seksjon

Konstruksjonsteknikk

Prosjektnummer

L10114

Rapportnummer

852

Prosjektleder

Bård M. Pedersen og Eva Rodum

Godkjent av

Øyvind Bjøntegaard

Emneord

betong, bru, alkalireaksjoner, ekspansjon, inspeksjon, feltundersøkelser, laboratorieundersøkelser

Sammendrag

Rapporten gir en innføring i skademekanismer, skadetyper og konsekvenser av alkalireaksjoner i betong og beskriver prosedyrer for feltundersøkelser, prøveuttak og etterfølgende laboratorieundersøkelser – med tanke på å bestemme skadeårsak og skadegrad, samt å estimere ekspansjonsnivå. Rapporten gir videre noen eksempler på bruk av ulike metoder og sammenhengen mellom ulike resultater.

Rapporten er basert på resultater fra flere FoU-prosjekter, både i Norge og Canada, og representerer status på området pr. 2022.

Title

Condition survey of ASR-affected bridges

Subtitle

Field and laboratory test methods. The R&D program Improved bridge maintenance 2017–2021

Author

Eva Rodum and Bård M. Pedersen

Department

Structures

Section

Structural Engineering

Project number

L10114

Report number

852

Project manager

Bård M. Pedersen and Eva Rodum

Approved by

Øyvind Bjøntegaard

Key words

concrete, bridge, ASR, expansion, condition survey, field examinations, laboratory examinations

Summary

The report gives an introduction to mechanisms, typical damages and consequences of ASR in concrete. Methods and procedures for field and laboratory examinations relevant for diagnosing and estimation of degree of damage and level of expansion, are described.

Further, some examples from use of different methods are given and the correlation between different results is shown.

The report is based on results from several R&D projects, both in Canada and Norway, and presents the state-of-the-art per 2022.



Innhold

Forord.....	3
1 Innledning	4
2 Innhold og formål.....	4
3 Alkalireaksjoner i betong.....	5
3.1 Skademekanismer	5
3.2 Regelverk for produksjon av ikke-alkalireaktiv betong	7
3.3 Skadetyper.....	7
3.4 Konsekvenser av betongens ekspansjon	10
4 Veiledning N-V441 Bruinspeksjon.....	12
5 Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner	13
5.1 Formål.....	13
5.2 Planlegging.....	13
5.2.1 Forberedelse	13
5.2.2 Valg av prøvested	14
5.2.3 Kodesystem for angivelse av skader	15
5.3 Gjennomføring.....	17
5.3.1 Generelt	17
5.3.2 Valg av måle-/prøvingsmetoder.....	17
6 Feltundersøkelser.....	19
6.1 Generelt.....	19
6.2 Visuelle registreringer.....	19
6.3 Måling av bevegelse og deformasjoner.....	20
6.4 Måling av rissvidder.....	22
6.5 Relativ fuktighet (RF)	26
7 Laboratorieundersøkelser.....	28
7.1 Uttak av prøvemateriale.....	28
7.2 Intern opprissing.....	29
7.2.1 Strukturanalyser (plan- og tynnslip).....	29
7.2.2 Automatisert fotoanalyse (Image Analysis = IA)	30
7.2.3 Damage Rating Index (DRI).....	32
7.3 Mekaniske egenskaper	35
7.3.1 Stiffness Damage Test (SDT).....	35
7.4 Fuktilstand.....	39
7.4.1 Hensikt	39
7.4.2 Kapillær vannmetningsgrad (DCS).....	40
7.4.3 Relativ fuktighet	41

8	Bestemme skadeårsak	42
9	Vurdere skadekonsekvens	42
9.1	Vurdering av skader.....	42
9.2	Estimering av ekspansjon og bæreevneklassifisering.....	43
10	Erfaringer med bruk av metodene.....	44
10.1	Innledning.....	44
10.2	Forskyving/deformasjon.....	44
10.2.1	3D-skanning	44
10.3	Rissmålinger - overflateriss.....	47
10.3.1	Reproduserbarhet.....	47
10.3.2	Rissindeks vs. maks rissvidde.....	48
10.3.3	Rissindeks vs. værtpåkjening.....	49
10.3.4	Ytre vs. indre opprissing.....	52
10.4	Utvikling over tid	53
11	Eksempel Elgeseter bru – ekspansjon og skader i overbygning.....	56
11.1	Innledning.....	56
11.2	Om brua	56
11.3	Historikk - alkalireaksjoner	58
11.4	Global ekspansjon – total forlengelse	60
11.5	Lokal ekspansjon.....	60
11.5.1	Valg av prøvelokaliteter	60
11.5.2	Resultater for bruplata	61
11.5.3	Resultater for bjelkesteg.....	64
11.5.4	Kontroll av estimert lokal ekspansjon.....	66
11.5.5	Oppsummering – Elgeseter bru	68
12	Oppsummering	69
13	Referanser.....	71

Forord

Denne rapporten er utarbeidet innenfor FoU-programmet Bedre bruvedlikehold (2017–2021). Bedre bruvedlikehold har vært ledet av Bård M. Pedersen og har hatt som målsetting å bidra til at Statens vegvesen i større grad skal kunne optimalisere ressursbruken knyttet til inspeksjon, vedlikehold og forvaltning av bruer.

Bedre bruvedlikehold har bestått av fire prosjekter:

Prosjekt 1: Forvaltningsverktøy for bruer

Prosjekt 2: Armeringskorrosjon i betong

Prosjekt 3: Alkalireaksjoner i betong

Prosjekt 4: Vedlikehold av stålbruer

Prosjekt 3 Alkalireaksjoner i betong har vært ledet av Eva Rodum. Prosjektets målsetting har vært å utvikle beregningsveiledninger og metodikk for å kvantifisere graden av ekspansjon og degradering av mekaniske egenskaper, samt utrede effekten av ulike vedlikeholdstiltak.

Rapporten er skrevet av Eva Rodum og Bård M. Pedersen og er utarbeidet i delprosjekt 3.2 «Felt- og laboratorieundersøkelser». Delprosjektet har hatt søkelys på videreutvikling av prøvingsmetodikk for å dokumentere skadeomfang og kvantifisere effekten av alkalireaksjoner på indre opprissing, E-modul, strekk- og trykkfasthet. Videre har delprosjektet hatt som målsetning å forstå effekten av ekstern og intern fastholding på betongens ekspansjon og effekten av alkalireaksjoner på skjærbruddform og skjærkapasitet.

Rapporten gir en innføring i skademekanismer, skadetyper og konsekvenser av alkalireaksjoner i betong og beskriver prosedyrer for feltundersøkelser, prøveuttak og etterfølgende laboratorieundersøkelser – med tanke på å bestemme skadeårsak og skadegrad, samt å estimere ekspansjonsnivå. Rapporten gir videre noen eksempler på bruk av ulike metoder og sammenhengen mellom ulike resultater.

1 Innledning

Alkalireaksjoner er en nedbrytningsmekanisme som medfører ekspansjon av betongen. Volumøkningen fører over tid til opprissing av betongen og kan videre føre til forskyvninger og deformasjoner av konstruksjonsdeler, som igjen kan påvirke konstruksjonens lastsituasjon og kapasitet. For å vurdere de konstruksjonsmessige konsekvensene av alkalireaksjoner er det behov for å estimere ekspansjonen og bestemme betongens mekaniske egenskaper. For en brukonstruksjon gjennomføres dette som del av en spesialinspeksjon, med både felt- og laboratorieundersøkelser.

Statens vegvesens veiledning N-V441 Bruinspeksjon /1/ beskriver hvordan en bruinspeksjon skal planlegges og gjennomføres for ulike inspeksjonstyper. Denne rapporten er et supplement til N-V441, men er begrenset til forhold knyttet til skademekanismen alkalireaksjoner i betong.

Rapporten er basert på resultater fra Statens vegvesens FoU-program Varige konstruksjoner (2012–2015) /2/, erfaringer fra det etterfølgende SINTEF/KPN-prosjektet 236661 «ASR – Alkali-silica reaction in concrete – reliable concept for performance testing» (2014–2019) /3/ og Statens vegvesens FoU-program Bedre bruvedlikehold (2017–2021) /4/. Rapporten er et resultat av mange års FoU-samarbeid med flere aktører, både internt i Statens vegvesen, fylkeskommuner, SINTEF, NTNU og Université Laval (ULaval) i Canada. Rapporten utgis som en rapport fra Bedre bruvedlikehold.

2 Innhold og formål

Rapporten omhandler skadeutvikling som følge av alkalireaksjoner i betong, og oppsummerer erfaringer med ulike felt- og laboratoriemetoder benyttet i forbindelse med inspeksjoner av brukonstruksjoner og undersøkelser av laboratorieeksponert betong.

Rapporten gir:

- En innføring i skademekanismer, skadetyper og konsekvenser av alkalireaksjoner i betong
- En beskrivelse av prosedyrer for feltundersøkelser, prøveuttak og etterfølgende laboratorieundersøkelser – med tanke på å bestemme skadeårsak og skadegrad, samt estimere ekspansjonsnivå.
- Eksempler på bruk av ulike metoder og sammenhengen mellom ulike resultater

Rapporten er et tillegg til N-V441 /1/ og er begrenset til å omhandle kartlegging og innhenting av tilstandsdata. Vurdering av resultatene i forhold til beregning av tillegglaster og kapasitet inngår ikke her, men denne tematikken er behandlet i Statens vegvesen-rapportene 601 «Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse» fra Varige konstruksjoner /5/ og 855 «Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner» fra Bedre bruvedlikehold /6/.

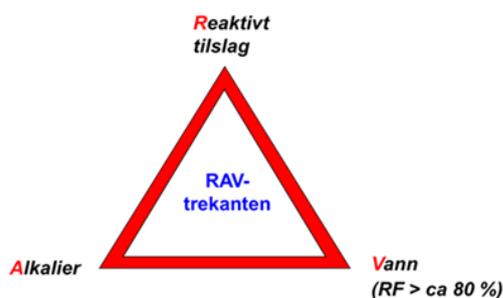
Det bemerkes at ekspansjon av betong angis med ulike enheter: mm/m, ‰ og ‰. I denne rapporten vil alle disse enhetene forekomme.

3 Alkalireaksjoner i betong

3.1 Skademekanismer

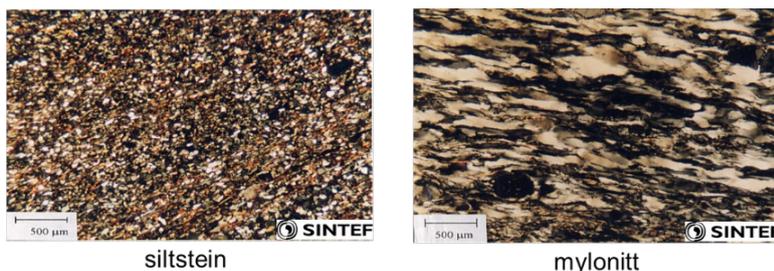
Alkalireaksjoner i betong starter med en kjemisk reaksjon mellom reaktive mineraler i tilslaget (sand og stein), og alkalihydroksider, hovedsakelig fra sementen. De reaktive mineralene løses opp og det dannes en alkali-gel som under visse forutsetninger er hygroskopisk – den tar opp vann, sveller og utøver et svelletrykk.

For at reaksjonen skal gå må betongen ha tilstrekkelige mengder reaktivt tilslag, tilstrekkelige mengder alkalier og nok vann, se Figur 1. For norske reaktive bergarter gir økt mengde reaktive tilslagskorn økt reaktivitet, og økt alkalimengde gir økt løselighet. Tilstedeværelse av vann er viktig både for oppløsning av reaktiv kvarts, transport av alkalier og for svelleprosessen. Nedre grenseverdi for utvikling av alkalireaksjoner er ofte satt til 80 % relativ fuktighet (RF), og erfaringer har vist skadeutviklingen øker med økende fuktinnhold /7/.



FIGUR 1 BETINGELSER SOM MÅ VÆRE OPPFYLT SAMTIDIG FOR AT DET SKAL OPPSTÅ ALKALIREAKSJONER I BETONG

De fleste reaktive norske bergarter inneholder kvarts. Kvarts er normalt ikke alkalireaktiv, men en bergart kan bli reaktiv ved innhold av enten 1) finkornig kvarts (<130 µm) eller 2) kvarts som er omdannet ved dynamisk metamorfose, se Figur 2.

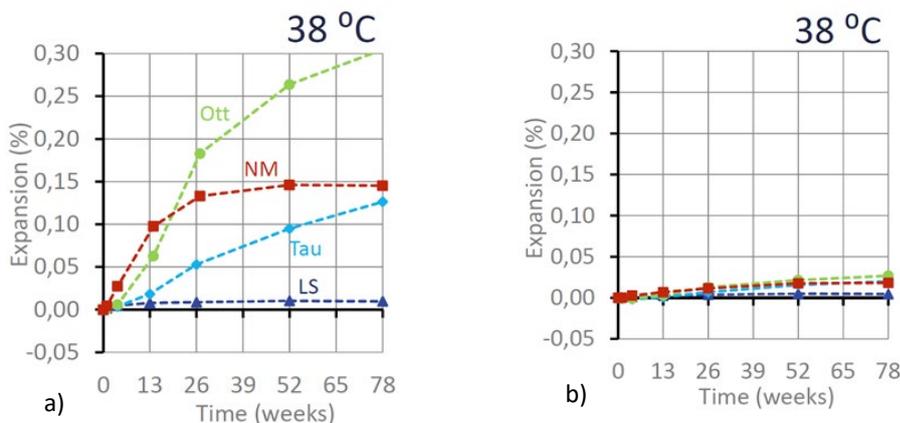


FIGUR 2 EKSEMPLER PÅ REAKTIVE BERGARTER FOTOGRAFERT I MIKROSKOP. TIL VENSTRE: SILTSTEIN MED INNHOLD AV FINKORNIG KVARTS. TIL HØYRE: MYLONITT MED DEFORMERT KVARTS. FOTO: MARIT HAUGEN, SINTEF

Vi har i Norge gjennom tidligere FoU-prosjekter skaffet oss en god oversikt over bergartstyper som er potensielt alkalireaktive, se bergartslisten i Norsk betongforenings publikasjon nr. 32 /8/. Eksempler på norske alkalireaktive bergarter er sandstein, siltstein, gråvakke, rylitt, mylonitt og kataklasitt. Bergarter med grovkornig kvarts (mineralkornstørrelse > 130 µm), f.eks. granitt, gneis og kvartsitt, samt mørke bergarter som basalt og gabbro er normalt ikke alkalireaktive. Kalkstein er normalt sett ikke reaktiv, men noen kalksteiner med urenheter av finfordelt kvarts kan være reaktive.

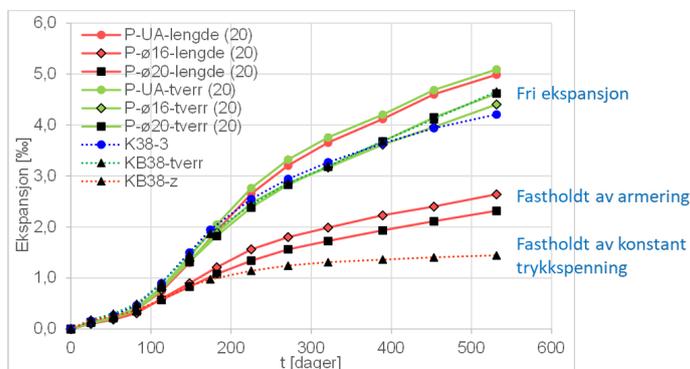
Internasjonalt skiller man mellom reaksjonstypene «alkali-silica reaction», og «alkali carbonate reaction». I Norge har vi kun observert den førstnevnte reaksjonstypen. I de tilfeller hvor norske karbonatbergarter har gitt reaksjon skyldes det urenhet av finfordelt reaktiv kvarts.

Reaksjons- og ekspansjonshastigheten er avhengig av tilslagets reaktivitet, betongens alkaliinnhold og betongens fuktinnhold. Eksempler på akselerert ekspansjonsforløp i laboratorium (ved 38°C og 100 % RF) for betongprismer støpt med fire ulike tilslagstyper (med ulik reaktivitet), ren Portlandsement (CEM I) og v/c 0,50 er vist i Figur 3a). Ekspansjonsforløpet til tilsvarende betongprismer hvor 20 % av Portlandsementen er erstattet med flygeaske (som demper alkalireaksjonene, se kapittel 3.2), er vist i Figur 3b).



FIGUR 3 AKSELERERT EKSPANSJONSFORLØP (VED 38°C OG 100 % RF) FOR BETONGPRISMER MED FIRE ULIKE TILSLAGSTYPER (OTTERSBO: KATAKLASITT, NEW MEXICO: BLENDEDE VULKANSKE BERGARTER, KVARTSITT OG CHERT, TAU: MYLONITT OG LS: IKKE-REAKTIV KALKSTEIN) OG v/c=0,50. PRISMENE HAR DIMENSJON 100x100x450 MM³. A) PRISMER MED CEM I OG B) PRISMER MED CEM I + 20 % FLYGEASKE (DE WEERDT M.F.L., 2022 /9/).

Ekspansjonshastigheten er i tillegg avhengig av om betongen er fastholdt, enten av armering eller ved konstant ytre trykkspenning, se eksempler i Figur 4. Figuren er basert på Kathrine Mürer Stemlands ph.d.-prosjekt /10/, og viser at en trykkspenning på 3 MPa gir ca. 50 % reduksjon i ekspansjon ved 2 ‰ fri ekspansjon og 60 % reduksjon ved 3 ‰ fri ekspansjon. Det presiseres at dette er resultater fra laboratorieeksponerte prøver, støpt med én gitt betong.

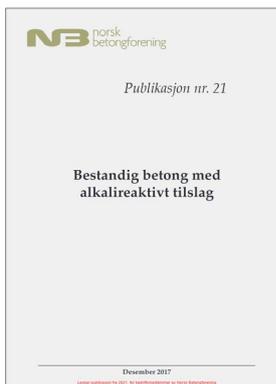


FIGUR 4 AKSELERERT EKSPANSJONSFORLØP (VED 38°C OG 100 % RF) FOR BETONGPRØVER (P=PRISMER, K=KUBER) MED SAMME BETONG (HØYREAKTIVT GROVT TILSLAG, CEM I OG v/c=0,48), HHV. I FRI RETNING, FASTHOLDT AV ARMERING (4ø16 ELLER 4ø20 MM) OG FASTHOLDT AV EN KONSTANT YTRE TRYKKSPENNING (3 MPa). PRISMENE HAR DIMENSJON 230x230x300 MM³, KUBENE 230x230x230 MM³ (STEMLAND, 2022/10/).

Ved forsøk i laboratorium, med små prøvestykker og akselererte betingelser, avtar gjerne ekspansjonen noe over tid – primært pga. utluting av alkalier som medfører reduksjon i alkaliinnholdet over tid. I Norge er det foreløpig ikke sett tilfeller med virkelige konstruksjoner i felt hvor ekspansjonen har stoppet opp.

3.2 Regelverk for produksjon av ikke-alkalireaktiv betong

I Norge har vi hatt et velfungerende regelverk for produksjon av ikke-alkalireaktiv betong siden 1996. Regelverket er beskrevet i Norsk betongforenings publikasjon nr. 21 (NB 21) /11/ (Figur 5) og det henvises til denne publikasjonen fra NS-EN 206 + NA.



FIGUR 5 NORSK BETONGFORENING'S PUBLIKASJON NR. 21 (NB 21) /11/

Ikke-reaktiv betong produseres enten med 1) ikke-reaktivt tilslag eller 2) ikke-reaktive bindemidler, f.eks. flygeaske/slagg-sementer dokumentert ved funksjonsprøving etter regler gitt av NB 21, alternativt ved begrensning av betongens totale alkaliinnhold til $< 2,5 \text{ kg/m}^3$ Na_2O -ekv. ved bruk av lavalkali-sementer.

Den viktigste årsaken til at tilsetningsmaterialer som slagg, flygeaske og silikastøv er effektive til å redusere eller eliminere alkalireaksjoner er at de reduserer det effektive alkalinitivået og OH-konsentrasjonen i betongens porevæske. Dette gir en redusert hastighet på alkalireaksjonen, og reaksjonen forhindres helt hvis alkaliinnholdet er under en terskelverdi som vil variere fra tilslag til tilslag. Ved dokumentasjon av et gitt bindemiddels terskelverdi benyttes den antatt mest reaktive tilslagskombinasjonen i Norge.

3.3 Skadetyper

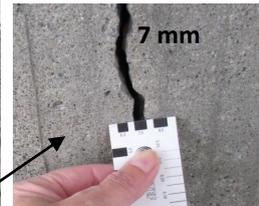
Ekspansjon av betongen fører til ulike typer skader:

- Opprissing
 - Krakeleringsriss på flater som er fri til å ekspandere i alle retninger, f.eks. landkarvinger og søyler/tårn med stort overflateareal
 - Riss parallelt med belastningsretningen for trykkbelastede elementer, f.eks. brusøyler og spennarmerte elementer.
- Forskyvning av konstruksjonselementer, f.eks. lager, søyleopplegg, lukking av fuger
- Deformasjoner, f.eks. bøyning av overbygning eller søyler
- Brudd og knusningsskader, f.eks. der konstruksjonselementer støter sammen

Eksempler på ulike skadetyper er vist i Figur 6 – Figur 10.



FIGUR 6 TYPISKE KRAKERINGSRISS I KONSTRUKSJONSDDEL SOM ER FRI TIL Å EKSPANDERE I ALLE RETNINGER. LANDKARVINGE I GAMLE NAUTESUND BRU. FOTO: AUDUN E. SANDA, STATENS VEGVESEN



FIGUR 7 TYPISK VERTIKALRISS I KONSTRUKSJONSDDEL SOM ER LASTPÅKJENT I VERTIKALRETNINGEN. SØYLE I ELGESETER BRU. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN



FIGUR 8 UTVIDELSE AV BRUPLATA OG FORSKYVNING AV SØYLEOPPLEGG. FIBORG BRU. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN

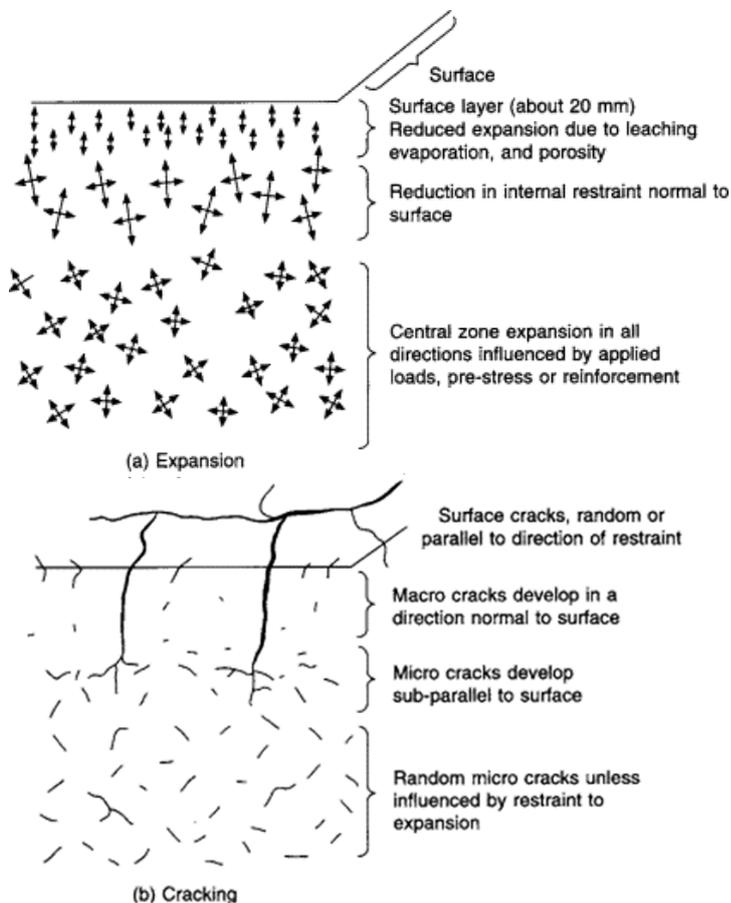


FIGUR 9 UTVIDELSE AV BRUPLATA, LUKKING AV FUGE OG BRUDD I LANDKAR/KNUSNING AV BRUPLATE. FIBORG BRU. FOTO: BRUTUS



FIGUR 10 DELAMINERING AV ØVRE DEL AV LANDKARPLATE. ALKALIREAKSJONER I SAMVIRKE MED FROSTNEDBRYTNING. VOLD BRU OVER JERNBANE. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN

Ekspansjonen vil variere over et tverrsnitt, både på grunn av variasjoner i fuktinnhold og temperatur, men også på grunn av utlutning av alkalier nær overflata. I tynnslip framstilt fra de ytterste sjiktet (typisk til dybde ca. 5 cm) av en utendørs konstruksjonsdel ses det i hovedsak ingen tegn på alkalireaksjoner. Dette antas å skyldes at alkaliinnholdet er redusert som følge av utvasking av alkaliene. Det ytterste sjiktet er også utsatt for økt svinn og større fukt- og temperaturvariasjoner. Når den indre kjernen ekspanderer og det ytterste betongsjiktet ikke ekspanderer (kanskje heller svinner) vil det oppstå strekkspenninger i yttersjiktet, se Figur 11 a), som gir et opprissingsmønster som vist i Figur 11 b). Riss i overflata går typisk vinkelrett inn fra overflata i sonene med ureagert betong, deretter blir rissene overflateparallele i en dybde som gjerne korresponderer med det ytterste armeringslaget.



FIGUR 11 OPPBYGGING AV SPENNINGER OG UTVIKLING AV RISS NÆR BETONGOVERFLATA (SIMS AND POOLE, 2003 /12/).

3.4 Konsekvenser av betongens ekspansjon

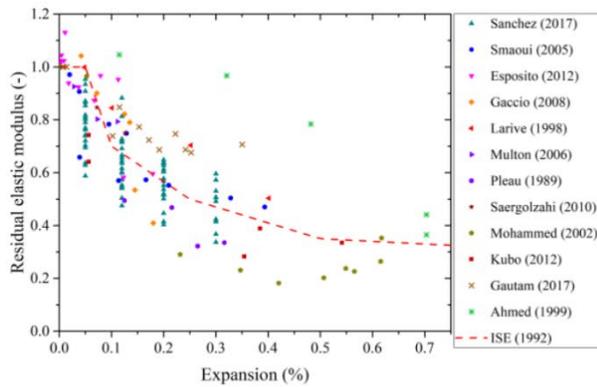
Opprissing av betongen fører over tid til reduksjon i stivhet (E-modul) og fasthet. Strekkfastheten er den som først påvirkes av ekspansjonen/opprissingen, dermed også indirekte skjær- og heftfastheten. Trykkfastheten reduseres også noe med ekspansjonen, men normalt først ved større ekspansjoner. Hvor mye de ulike egenskapene reduseres med økende ekspansjon vil være avhengig av betongsammensetningen (type tilslag, sement og tilsetningsmaterialer) og betongens opprinnelige fasthet. Belastningsretningen i forhold til dominerende rissretning er også av betydning. Clark /13/ gjennomførte i 1989 en undersøkelse av hvordan alkalireaksjoner innvirker på de mekaniske egenskapene trykkfasthet, strekkfasthet og E-modul, og presenterte en tabell med nedre grenseverdier (maksimum reduksjon) for egenskapene i % av 28-døgnsverdier, se Figur 12. Resultatene herfra ble publisert i en veiledning fra Institution of Structural Engineers i England i 1992/14/, og har senere blitt referert til i mange artikler helt fram til i dag.

Nedre grenseverdier i % i forhold til upåvirket betong ved 28 døgns alder

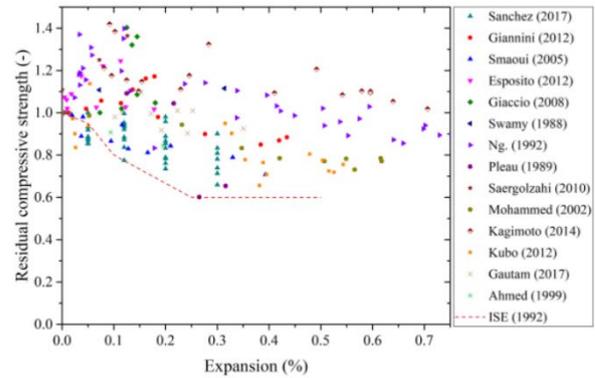
Egenskap	Ekspansjon (mm/m)				
	0,5	1,0	2,5	5,0	10,0
Trykkfasthet terning	100	85	80	75	70
Enaksiell trykkfasthet	95	80	60	60	-
Strekkfasthet	85	75	55	40	-
E-modul	100	70	50	35	30

FIGUR 12 EKSEMPEL PÅ REDUKSJON AV MEKANISKE EGENSKAPER VED ULIKE EKSPANSJONSNIVÅ (CLARK, 1989 /13/, INSTITUTION OF STRUCTURAL ENGINEERS, 1992/14/).

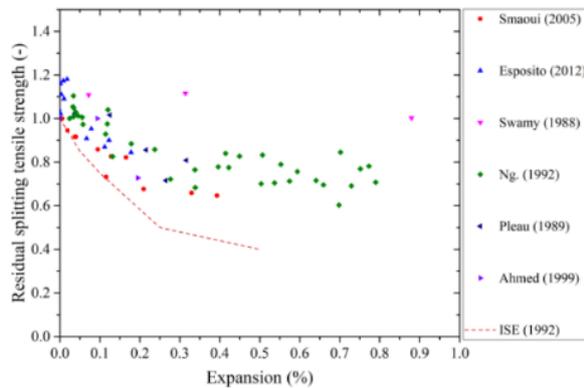
Et litteraturstudium utført ved det tekniske universitetet i Sydney, Australia i 2019 /15/ oppsummerer resultatene fra en rekke undersøkelser utført etter 1992 fram til 2017, se Figur 13. I figurene er 1992-resultatene fra /14/ gjengitt med stiplede linjer (merket ISE 1992). Disse resultatene viser tydelig at effekten av ekspansjon på betongens mekaniske egenskaper varierer betydelig, ikke minst for trykkfasthet, og at reduksjonen i E-modul kan bli enda større enn grenseverdiene angitt av Clark (Figur 12).



(a) Elastic modulus



(b) Compressive strength



(c) Splitting tensile strength

FIGUR 13 EKSEMPEL PÅ REDUKSJON AV MEKANISKE EGENSKAPER VED ULIKE EKSPANSJONSNIVÅ (THUC NHU NGUYEN ET.AL. 2019 /15/).

Deformasjoner og forskyvninger, samt armeringens fastholding av ekspansjonen fører til tvangskrefter i konstruksjonen. Disse tilleggslastene kan bli store og det er behov for modeller for å kunne beregne disse kreftene ved kapasitetskontroll av bruer med alkalireaksjoner. Som regel vil elastiske rammeanalyser /5, 6/ være tilstrekkelig for å bestemme dimensjonerende lastvirkninger. I noen tilfeller gir ikke rammeanalyser gode nok svar, og mer komplekse FEM-analyser med ikke-lineære materialmodeller kan være nødvendig. I sitt ph.d.-studium har Simen Sørgaard Kongshaug /16/ utviklet materialmodeller som ivaretar både alkalireaksjoner og de øvrige egenskapene til betongen. Materialmodellene er implementert i FE-programmet Abaqus og er anvendt i forskjellige demonstrasjonseksempler.

Opprissing av betongen fører til inntrenging av vann og eventuelle aggressiver, f.eks. klorider. Inntrenging av vann trigger alkalireaksjonene og ekspansjonen – og kan også gi følgeskader i form av frostskafer. Frostskafer ses ofte i sammenheng med alkalireaksjoner, mens økt kloridinntrengning og korrosjonsaktivitet som følge av alkalireaksjoner foreløpig ikke er spesielt undersøkt eller dokumentert i Norge.

4 Veiledning N-V441 Bruinspeksjon

Inspeksjon av bruer skal alltid gjennomføres i henhold til Statens vegvesens veiledning N-V441 Bruinspeksjon.

Veiledningen gir retningslinjer for planlegging, forberedelser og gjennomføring av inspeksjonen, samt systemer for lokalisering og vurdering av skadene, med koder for skadetyper, skadegrad, skadekonsekvens og skadeårsak.

Inspeksjonsveiledningen har følgende oppbygging:

Kapittel 1 Innledning – oversikt over innholdet i veiledningen

Kapittel 2 Bruinspeksjon – arbeidsoppgavene ved planlegging -, forberede og gjennomføre -, og følge opp bruinspeksjoner. Beskrivelse av de ulike inspeksjonstypene, innføring om oppmålinger og materialundersøkelser.

Kapittel 3 Skadevurdering – innføring i hvordan gjøre en skadevurdering og forklaring på ulike begreper

Kapittel 4 Sårbarhetsvurdering – beskrivelse av mulig sårbarheter som kan vurderes

Kapittel 5 Tiltak – beskrivelse av mulige tiltak som kan vurderes

Kapittel 6 Beskrivelse av skadetyper – generell beskrivelse av de ulike skadetyperne

Veiledningen har tre tillegg:

Tillegg A Eksempelsamling til skadetyper – aktuelle eksempler på skadetyper

Tillegg B Metoder oppmålinger/ materialundersøkelser – oversikt over aktuelle oppmålinger og materialundersøkelser

Tillegg C Utvidet inspeksjonsrapport – forslag til rapport som inneholder en mer detaljert beskrivelse av skader, og drifts- og vedlikeholdstiltak samt kostnadsoverslag

Ved revisjon i 2019 ble veiledningen betydelig oppdatert med tanke på håndtering av skader som følge av alkalireaksjoner i betong. Det ble innført koblinger mellom flere skadetyper/ skadeutvikling og skadeårsak alkalireaksjoner. Det ble videre innført en metode for systematisk risssmåling, og det ble pekt på viktigheten av å vurdere betydningen av deformasjoner og bevegelser/forskyvninger på konstruksjonens funksjon og bæreevne, samt inkludere eventuelle tilleggslaste fra alkalireaksjoner ved kontroll av bæreevne.

5 Inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner

5.1 Formål

Inspeksjon av bruer hvor det er mistanke om eller påvist alkalireaksjoner gjennomføres normalt som en spesialinspeksjon, se Statens vegvesens veiledning N-V441.

Inspeksjonen kan gjennomføres på hele brua eller på enkeltelement og vil omfatte nær visuell kontroll og ulike typer oppmålinger/materialundersøkelser.

Inspeksjonen vil normalt ha følgende formål:

- Bestemme skadeårsak (diagnostisering)
- Estimere skadeomfang – ekspansjonsnivå/grad av skade i ulike deler av brua

Ved langt framskreden skade kan det være nødvendig med kontrollberegninger av bruas kapasitet (konstruktiv analyse). I slike tilfeller vil inspeksjonen også ha som formål å:

- Fremskaffe underlag for de statiske beregningene, det vil si å:
 - Estimere ekspansjonen, både globalt og lokalt (fordeling over konstruksjon og tverrsnitt)
 - Bestemme mekaniske egenskaper

For konstruksjoner der alkalireaksjoner er dokumentert vil det alltid være nyttig å etablere målesystemer for å kunne følge skadeutviklingen og estimere ekspansjonshastigheten.

5.2 Planlegging

5.2.1 Forberedelse

Det henvises til Statens vegvesens veiledning N-V441, kapittel 2.2 for nærmere beskrivelse av følgende forberedende aktiviteter:

- Gjennomgå tidligere inspeksjonsregistreringer og dokumentasjon
- Vurdere behov for å involvere berørte parter
- Sjekke behov for tilkomstutstyr
- Avklare behov for arbeidsvarsling
- Avklare behov for og eventuelt anskaffe inspeksjonsutstyr
- Inspeksjonsskjema
- Gjennomføre risikovurdering og sikker jobbanalyse (SJA)

For bruer med alkalireaksjoner i betongen er det spesielt nyttig å framskaffe detaljert dokumentasjon om:

- Betongspesifikasjoner (resepter, sementtyper, tilslagsforekomster, ...)
- Tegninger og beregninger (fasthetsklasser, armeringsføring, ...)
- Fuger (målinger av fugeåpning over tid, eventuelle utbedringer, ...)
- Tidligere registreringer/målinger av deformasjoner, forskyvninger og riss
- Fuktisolering (type, når påført)
- Eventuell overflatebehandling (type, når påført)
- Eksponeringsbetingelser (regn, dominerende vindretning etc.)

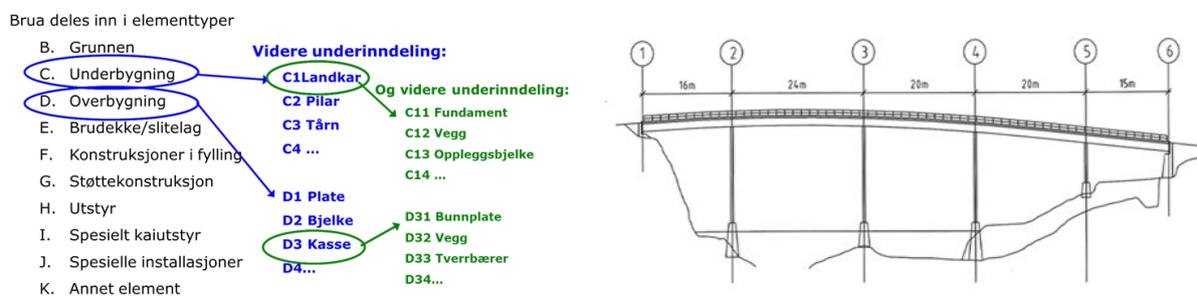
5.2.2 Valg av prøvested

Områder for nærmere undersøkelser velges over:

- Bruas lengderetning
- Bruas tverretning
- De ulike bruelementer

Lokalisering av prøvesteder, observasjoner og skader skal gjennomføres i henhold til N-V441, ved bruk av definert system for:

- Inndeling i bruelementer (iht. veiledning V440 Bruregistrering /17/, se Figur 14)
- Akseinndeling
- Bjelkenummerering
- Utbretting av overbygning, søyler og fundamenter

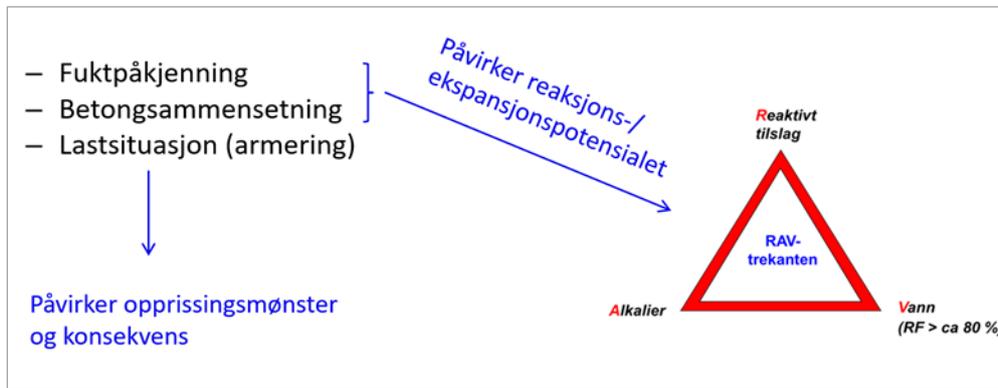


FIGUR 14 SYSTEM FOR INNDELING I ELEMENTTYPER OG EKSEMPEL PÅ AKSEINNDELING /17/

Aktuelle prøvesteder velges med bakgrunn i forventede variasjoner i:

- Fuktpåkjenning
 - konstruksjonselementer utsatt/skjermet for nedbør
 - drens- / lekkasjevann
 - fuktsikring, overflatebehandling etc.
- Betongsammensetning
 - ulik fasthetsklasse i ulike konstruksjonselementer
 - betongresepter
 - bruk av tilslag fra ulike forekomster i ulike deler av brua etc.
- Lastsituasjon og armeringsføring
 - ekspansjonen vil være størst i frie retninger og mindre der betongen er fastholdt pga. last eller armering

Hvordan de ulike faktorene virker inn på skadesituasjonen er illustrert i Figur 15.



FIGUR 15 VALG AV PRØVESTEDER - FAKTORER SOM VIRKER INN PÅ HHV. REAKSJONS-/EKSPANSJONSPOTENSIALET OG SKADEBILDET

Valg av lokalitet for utboring av kjerner for laboratorieundersøkelser må i tillegg vurderes med bakgrunn i lastpåkjenning og eventuell risiko for å svekke det aktuelle elementets kapasitet. Det må derfor utarbeides en boreplan i samarbeid med konstruksjonskyndig personell.

Endelig valg av prøvesteder gjøres på stedet, under inspeksjonen, også basert på visuelle observasjoner.

5.2.3 Kodesystem for angivelse av skader

Vurdering av skader skal gjennomføres i henhold til Statens vegvesens veiledning N-V441, kapittel 3, herunder bruk av definert kodesystem:

- Skadetyper (10–90)
- Skadeårsaker (10–90)
- Skadegrad (1–4)
- Skadekonsekvens – type (B, T, V, M) og grad (1–4)

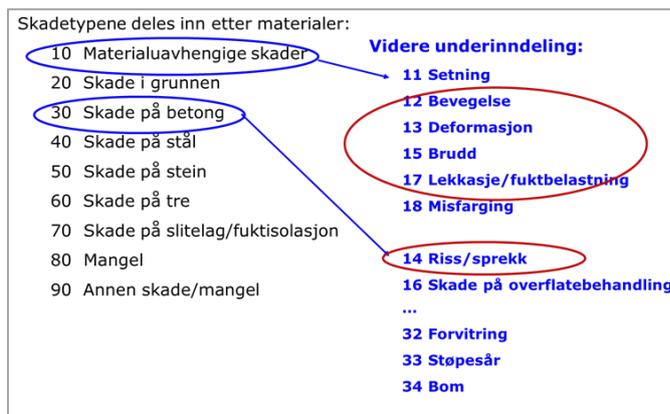
Skadetyper og skadeårsaker er delt inn i hovedgrupper og undergrupper.

Eksempler på inndeling i skadeårsaker er vist i Figur 16. Skadeårsak 25: Alkalireaktivt tilslag ligger under hovedgruppe 20: Materialfeil, mens mulige følgeskader ligger under hovedgruppe 50: Miljøangrep.



FIGUR 16 INNDELING AV SKADETYPER OG SKADEÅRSAKER I HOVED- OG UNDERGRUPPER. EKSEMPEL FOR BRUER MED ALKALIREAKSJONER.

Eksempler på relevante skadetyper for bruer med alkalireaksjoner er vist i FIGUR 17.



FIGUR 17 INNDELING AV SKADETYPER OG SKADEÅRSAKER I HOVED- OG UNDERGRUPPER. EKSEMPEL FOR BRUER MED ALKALIREAKSJONER.

I Tabell 1 er det gitt et utdrag av skadetyper (fra Statens vegvesens veiledning N-V441, kapittel 3.3) som er spesielt relevante i forbindelse med alkalireaksjoner i betong. Det er skilt på skadetyper som er en direkte konsekvens av betongens ekspansjon (primære skadetyper) og skadetyper som påvirker ekspansjonsutviklingen eller uttrykker følgeskader (relaterte skadetyper).

TABELL 1 UTDRAK AV SKADETYPER ANGITT I VEILEDNING N-V441 SOM ER SPESIELT RELEVANTE VED ALKALIREAKSJONER I BETONG

Nr	Skadetype	Beskrivelse
Primære skadetyper		
12	Bevegelse	Bevegelse av konstruksjonselementer i forhold til opprinnelig plassering. F.eks. horisontal forskyvning eller rotasjon av landkar, pilarer, del av overbygning. Bevegelser kan ofte sees på lagre og i fugespalter. Bevegelse av bruelementer i overbygningen kan videre føre til deformasjon av bruelementer i underbygningen
13	Deformasjon	Med deformasjon menes at et bruelement har blitt bøyd i forhold til sin opprinnelige form og kan ha fått ekstra last eller redusert kapasitet. Eksempler er permanent nedbøyning av hovedbæresystem eller utbøyning av elementer som f.eks. rekkverk, landkar, pilarer.
15	Brudd	Gjennomgående skader i hele eller deler av et bruelement, f.eks. gjennomgående sprekker, knusningssoner i betongen eller brudd i lager.
14	Riss/sprekk	Skadetyper omfatter alle typer riss og sprekker i betong. Betong har lav strekkfasthet. Dette betyr at riss i betong som er påkjent av bøyning eller strekk er normalt, forutsatt at rissene er innenfor visse grenseverdier. Bruer med glatt armering kan få grove riss med lengre avstand mellom rissene enn det som er tilfelle for kamstål. Spennarmerte konstruksjoner skal normalt ikke ha riss. Riss forårsaket av alkalireaksjoner har gjerne et krakeleringsmønster på frie flater og riss parallelt med lastretningen på fastholdte konstruksjonsdeler.
Relaterte skadetyper		
16	Skade på overflatebehandling	Skade på overflatebehandling på bruelementer av betong, f.eks. riss eller avflaking.
17	Lekkasje/ fuktbelastning	Lekkasje av vann i inhomogene partier i materialer, fuger o.l. Gjentatt nedfukting som kan føre til skade.
32	Forvitring	Forvitring av betong på grunn av ytre påvirkninger, f.eks. frost
34	Bom	Heftsvikt og/eller delaminering
73	Krakelering/hull	Krakelering/hull i slitelag av betong

Skadegrader benyttes for å angi skadens utvikling i forhold til uskadet tilstand:

- 1 = Liten skade
- 2 = Middels skade
- 3 = Stor skade
- 4 = Svært stor skade

I N-V441 kapittel 6 og tillegg A er det for ulike skadetyper angitt en skala for skadegrad, se også denne rapportens kapittel 6.3 og 6.4.

Skadekonsekvens skal angis med kombinasjon av en konsekvenstype og en tilhørende konsekvensgrad.

Følgende konsekvenstyper benyttes:

- B = Skade som kan påvirke bæreevnen
- T = Skade som kan påvirke trafiksikkerheten
- V = Skade som kan påvirke vedlikeholdskostnadene
- M = Skade som kan påvirke miljø/estetikk

Følgende konsekvensgrader benyttes:

- 1 = Liten konsekvens. Ikke behov for tiltak.
- 2 = Middels konsekvens. Vurder om tiltak skal registreres i Brutus.
- 3 = Vesentlig konsekvens. Forslag til tiltak registreres i Brutus. Inspeksjonsintervall må vurderes
- 4 = Stor konsekvens. **Bruforvalter/oppdragsgiver kontaktes umiddelbart.**

Nærmere beskrivelser av de ulike skadekonsekvenser (kombinasjoner av konsekvenstype og konsekvensgrad) er gitt i N-V441.

5.3 Gjennomføring

5.3.1 Generelt

Ved inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner er det nødvendig å supplere den visuelle kontrollen med ulike målinger i felt og materialundersøkelser av utboret betong utført i laboratorium.

Omfanget av felt- og laboratorieundersøkelser vil være avhengig av formålet med inspeksjonen, se kapittel 5.1.

5.3.2 Valg av måle-/prøvmingsmetoder

Ved inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner er følgende måle-/prøvmingsmetoder spesielt relevante:

I felt:

- Måling av forskyvninger/deformasjoner
- Måling av rissvidder
- Måling av fuktinnhold (relativ fuktighet)

I laboratorium:

- Strukturanalyser (plan- og tynnslip)
- Automatisert bildeanalyse (planslip)
- SDT – Stiffness Damage Test (mekanisk test)
- Måling av fuktinnhold (kapillær vannmetningsgrad eller relativ fuktighet)
- DRI – Damage Rating Index (planslip)

I de etterfølgende kapitler er det gitt en beskrivelse av alle de ovennevnte metodenes hensikt og gjennomføring.

Enkelte av metodene er også beskrevet i veiledning N-V441, tillegg B – eventuelt med videre henvisning til Statens vegvesens retningslinjer R211: Feltundersøkelser eller R210: Laboratorieundersøkelser. Flere av metodene er imidlertid kun brukt i FoU-sammenheng og er foreløpig ikke implementert i Vegvesenets håndbøker. Erfaringsgrunnlaget med disse metodene er dermed begrenset. Fortsatt videreutvikling av metoder og prosedyrer vil bli videreført i FoU-prosjektet MESLA (2021–2026) /18/.

6 Feltundersøkelser

6.1 Generelt

Temperatur og værforhold påvirker betongens volum/utvidelse, og ved måling av riss og forskyvninger skal værdata registreres. Ved repeterende målinger over tid bør følgende tilstrebes:

- Målingene gjennomføres i perioder med små temperaturvariasjoner over døgnet
- Målingene utføres ved faste tidspunkter på året, med noenlunde like værforhold, f.eks. tidlig vår og høst

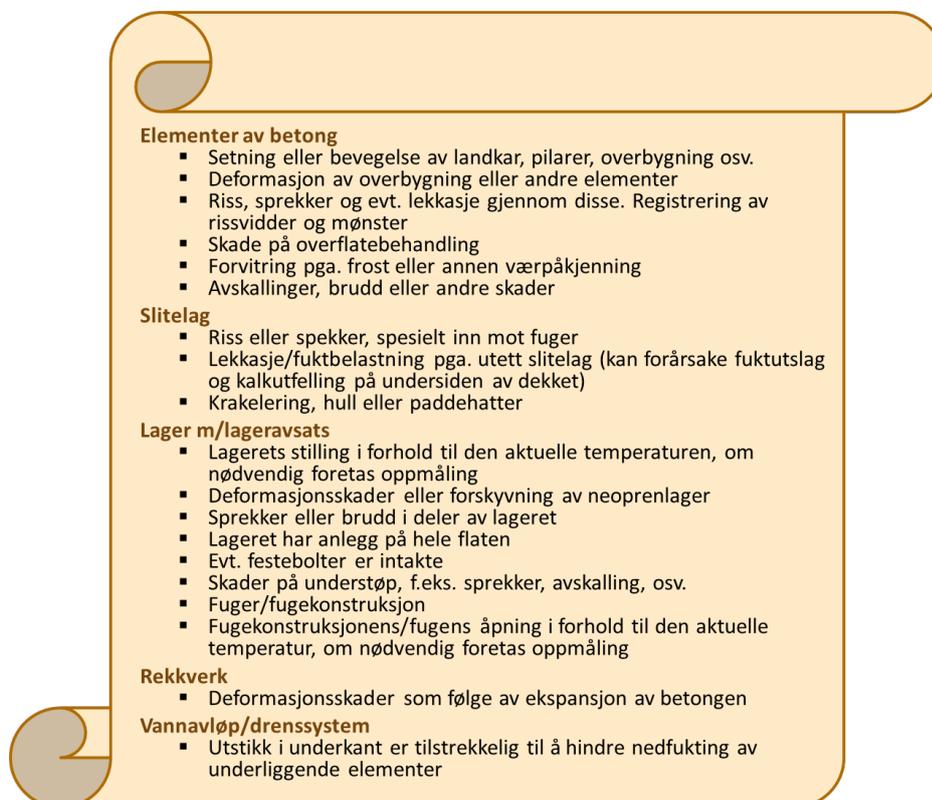
Ved måling av relativ fuktighet er det også en fordel at døgntemperaturen er relativt stabil (over +10°C), samtidig bør en unngå direkte sol på målestedet.

6.2 Visuelle registreringer

Den visuelle registreringen er basisgrunnlaget for alle andre undersøkelser, både i felt og laboratorium. Alle indikasjoner og symptomer på alkalireaksjoner skal registreres.

Omfanget av de observerte skadene skal beskrives og skadene dokumenteres ved inntegning på skisser eller ved fotografering. Skadene lokaliseres iht. definert lokaliseringssystem, som omtalt i kapittel 5.2.2.

For bruer med alkalireaksjoner i betongen er sjekkpunkter angitt i Figur 18 (utdrag fra sjekkliste i N-V441) spesielt relevante.



Elementer av betong

- Setning eller bevegelse av landkar, pilarer, overbygning osv.
- Deformasjon av overbygning eller andre elementer
- Riss, sprekker og evt. lekkasje gjennom disse. Registrering av rissvidder og mønster
- Skade på overflatebehandling
- Forvitring pga. frost eller annen værpåkjening
- Avskallinger, brudd eller andre skader

Slitelag

- Riss eller spekker, spesielt inn mot fuger
- Lekkasje/fuktbelastning pga. utett slitelag (kan forårsake fuktutslag og kalkutfelling på undersiden av dekket)
- Krakelering, hull eller paddehatter

Lager m/lageravsats

- Lagerets stilling i forhold til den aktuelle temperaturen, om nødvendig foretas oppmåling
- Deformasjonsskader eller forskyvning av neoprenlager
- Sprekker eller brudd i deler av lageret
- Lageret har anlegg på hele flaten
- Evt. festebolter er intakte
- Skader på understøp, f.eks. sprekker, avskalling, osv.
- Fuger/fugekonstruksjon
- Fugekonstruksjonens/fugens åpning i forhold til den aktuelle temperatur, om nødvendig foretas oppmåling

Rekkverk

- Deformasjonsskader som følge av ekspansjon av betongen

Vannavløp/drenssystem

- Utstikk i underkant er tilstrekkelig til å hindre nedfukting av underliggende elementer

FIGUR 18 UTDRAG FRA SJEKKLISTE I N-V441, PUNKTER SPESIELT RELEVANTE FOR BRUER MED ALKALIREAKSJONER

6.3 Måling av bevegelse og deformasjoner

Hensikt:

Måle bevegelser av konstruksjonselementer i forhold til opprinnelig plassering eller deformasjon av enkeltelement, eventuelt også med tanke på oppfølging over tid. F.eks. horisontal forskyvning av lager, pilarer, del av overbygning etc.

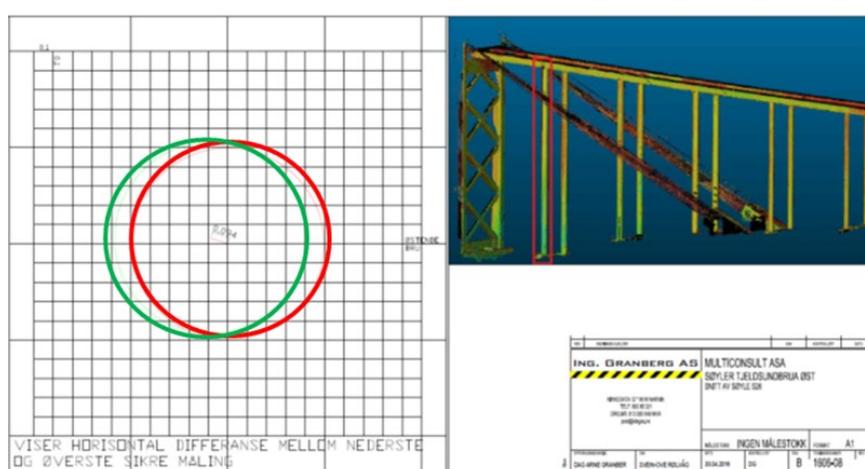
Gjennomføring:

Bevegelser kan i enkelte tilfeller måles med tommestokk evt. med hjelp av et lite vater – f.eks. ved forskyvning av lagre, endring i fugeåpning eller forskyvning av søyleopplegg, se Figur 19. Deformasjon av pilarer kan måles ved hjelp av landmålingsutstyr eller mer avansert laserskanningsutstyr, se Figur 20. Når bevegelser skal følges opp over tid bør det monteres bolter/fastpunkt som målingene utføres mellom. Mellom lokale målepunkt kan da målingene utføres med tommestokk eller mer nøyaktige måleinstrumenter, f.eks. et ekstensometer, se Figur 21.

Måling av bevegelser skal knyttes til en temperaturregistrering.



FIGUR 19 EKSEMPEL PÅ MÅLING AV FORSKYVNING AV LAGER /1 / OG FORSKYVNING AV OVERBYGNING (FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN)



FIGUR 20 EKSEMPEL PÅ MÅLING AV DEFORMASJON VED SKANNING AV BRUSØYLER. DEFORMASJONEN ER MÅLT SOM HORIZONTAL DIFFERANSE MELLOM POSISJONEN TIL SØYLA ØVERST MOT BJELKE (GRØNN RING) OG NEDERST MOT FUNDAMENT (RØD RING). (REFERANSE: ING. GRANBERG AS).



FIGUR 21 EKSEMPEL PÅ FASTPUNKTER FOR MÅLING AV EKSPANSJON/BEVEGELSE OVER TID A) INNLIMTE KNASTER FOR MÅLING MED EKSTENSOMETER OG B) FASTMONTERTE STÅLPLATER FOR MANUELL MÅLING MED TOMMESTOKK (FOTO: SINTEF OG N-V441).

Skadegrad:

I N-V441 kapittel 6 og tillegg A er det gitt veiledende skalaer for skadegrad for hhv. bevegelse og deformasjon, se Figur 22 og Figur 23.

Følgende skala benyttes for fastsettelse av skadegrad:

Skadegrad 1	Bevegelse < 20 mm
Skadegrad 2	Bevegelse 20-50 mm
Skadegrad 3	Bevegelse 50-100 mm
Skadegrad 4	Bevegelse > 100 mm

FIGUR 22 SKALA FOR FASTSETTELSE AV SKADEGRAD FOR SKADETYPE BEVEGELSE. FRA VEILEDNING N-V441.

Følgende skala benyttes for fastsettelse av skadegrad

Skadegrad 1	Deformasjon < 20 mm
Skadegrad 2	Deformasjon 20-50 mm
Skadegrad 3	Deformasjon 50-100 mm
Skadegrad 4	Deformasjon > 100 mm

FIGUR 23 SKALA FOR FASTSETTELSE AV SKADEGRAD FOR SKADETYPE DEFORMASJON. FRA VEILEDNING N-V441.

De ovennevnte skadetyper er i N-V441 kategorisert som materialuavhengige og kan opptre på konstruksjonselementer av svært ulik konstruktiv betydning (f.eks. rekkverk, stålstag og betongbjelker). Skalaene som er oppgitt i tabellene er å betrakte som veiledende. De opptredende bevegelser og deformasjoner må ses i sammenheng med lengden på brua/det aktuelle elementet, det aktuelle elementets funksjon og årsaken til skaden, før skadegrad bestemmes. Videre er det viktig å ta i betraktning at konsekvensen av én og samme bevegelse, (f.eks. en forskyvning på 50 mm) vil kunne være svært forskjellig avhengig av disse faktorene/forholdene. Se også kapittel 9.1.

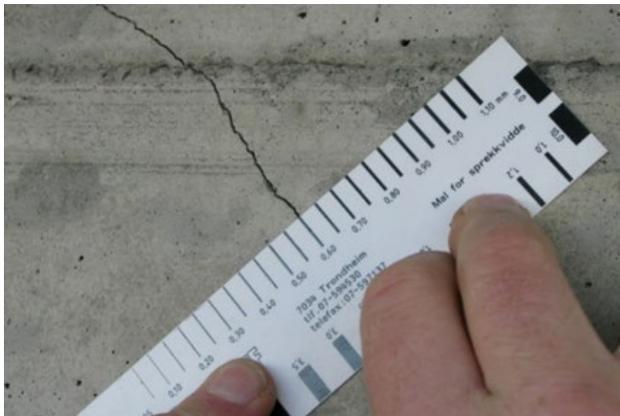
6.4 Måling av rissvidder

Hensikt:

Kartlegge rissvidder og opprissingsgrad, eventuelt med tanke på oppfølging over tid. Systematiske feltmålinger av riss for beregning av rissindeks er mest aktuelt på vertikale flater med fri ekspansjon i minst én retning, f.eks. søyler, fundamenter og landkar, eventuelt også på bjelkesteg og kassevegger.

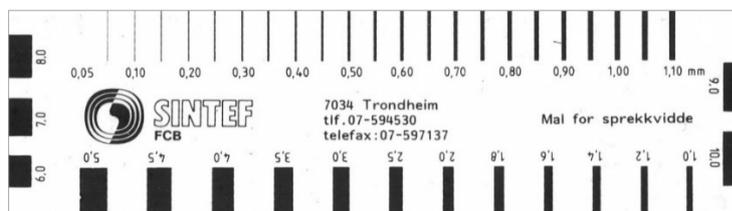
Gjennomføring:

Rissvidder kan måles ved bruk av risslinjal, med eller uten lupe. Alternativt kan det benyttes spesiallupe med innebygd linjal og lys. I de fleste tilfeller gir måling med risslinjal, uten lupe, tilstrekkelig nøyaktighet, se Figur 24.



FIGUR 24 EKSEMPEL PÅ MÅLING AV RISSVIDDE MED RISSLINJAL. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN.

Det er vår erfaring at en tynn pappmal med hvit bunn fungerer best og at en inndeling som på SINTEFs mal er svært godt egnet, se Figur 25. SINTEF har benyttet denne risslinjalen i vel 30 år.

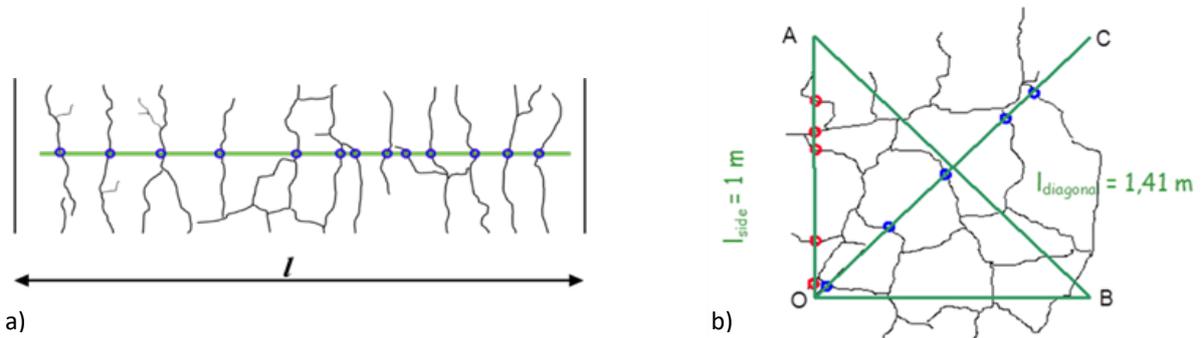


FIGUR 25 SINTEFS RISSLINJAL

Ved etablering av rissmålelinjer skal disse markeres på konstruksjonen med nødvendig antall bolter/skruer (minimum start/slutt), på en slik måte at de kan finnes igjen for repeterende målinger over tid.

Eksempler på rissmålelinjer er vist i Figur 26. For bruer, hvor det ofte oppstår hovedriss parallelt med lastretningen, benyttes helst enkeltmålelinjer (Figur 26a). Ved bruk av enkeltmålelinjer kan det gjerne etableres flere parallelle linjer innenfor samme område.

Målelinjer som vist i Figur 26b (ref: LCPC, Laboratoire des Pontes et Chaussées, senere IFSTTAR og nå UGE Gustave Eiffel University) er best egnet på frie flater med krakeleringsmønster.



FIGUR 26 EKSEMPEL PÅ RISSMÅLELINJER. A) LANGS ENKELTLINJE VINKELRETT PÅ HOVEDRISRETNING OG B) LANGS FLERE LINJER INNENFOR 1 M²

Hver målelinje deles inn i avsnitt á 10 cm. Alle riss som krysser rissmålelinjene skal måles i krysningspunktet riss/målelinje, se Figur 27. Dersom risset ikke lar seg måle akkurat i krysningspunktet (f.eks. pga. uregelmessigheter i overflaten), skal rissvidden måles så nær krysningspunktet som mulig.



Risslinje 100-110 cm: Rissvidde 0,50 mm



Risslinje 320-330 cm: Rissvidde 0,95 mm

FIGUR 27 EKSEMPEL PÅ MÅLING AV RISS LANGS MÅLELINJE (FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN).

Alle enkeltmålinger identifiseres innenfor hver 10 cm langs målelinja og noteres i eget skjema, se eksempel i Figur 28.

Nøyaktig lokalitet av rissmålelinjen på konstruksjonen skal angis på registreringskjemaet, videre også værforhold, temperatur, dato og hvem som har utført målingene.

Rissviddemålingene rapporteres med enkeltmålinger. Ved systematiske rissmålinger over definerte målelinjer skal det i tillegg beregnes en rissindeks, RI, som følger:

$$RI = \frac{\sum \text{rissvidder}}{l} \quad \text{hvor } l = \text{målelinjas lengde}$$

Alternativt, for målesystem i Figur 26b):

$$RI = \frac{\frac{\sum \text{rissvidder}_{OA}}{l_{OA}} + \frac{\sum \text{rissvidder}_{OB}}{l_{OB}} + \frac{\sum \text{rissvidder}_{OC}}{l_{OC}} + \frac{\sum \text{rissvidder}_{AB}}{l_{AB}}}{4}$$

Rissindeksen oppgis i mm/m eller ‰.

Rissindeks, antall riss og største/minste rissvidde skal rapporteres, se eksempel i Figur 28.

Rissviddemålinger langs enkeltlinje – Registreringsskjema

Konstruksjon: Eksempel bru Dato: 15. august 2016

Kontrollør: Kari Nordmann Vær, temp: Overskyet, +15°C

Felt nr/Konstr.del: Søyle i akse 2, flate 1

0-punkt: 1,5 m over fundament, 10 cm fra flate 4 (markert med bolt)

Målelinje, avstand fra 0-punkt [cm]:	0-10	10-20	20-30	30-40	40-50	50-60
	0,05	0,5	0,05	0,15	0,075 0,075	0,2
	60-70	70-80	80-90	90-100	100-110	110-120
	0,45	-	0,05 0,2	-	0,5	-
	120-130	130-140	140-150	150-160	160-170	170-180
	0,05 0,35	0,7	0,55 0,05	0,15	2,5	-
	180-190	190-200	200-210	210-220	220-230	230-240
0,25	0,05 0,1	-	0,25	0,05	-	
240-250	250-260	260-270	270-280			
0,075	-	0,25	0,05			

Rissindeks = $\sum \text{rissvidder} / \text{lengde} = 7,7 \text{ mm} / 2,8 \text{ m} = 2,8 \text{ ‰}$

Antall riss = 26 stk

Største rissvidde = 2,5 mm

Minste rissvidde = 0,05 mm

FIGUR 28 EKSEMPEL PÅ UTFYLT MÅLESKJEMA OG RAPPORTERING AV VERDIER

Rissmålelinjene fotograferes i nødvendig omfang/detaljeringsgrad, men minimum med ett oversiktsfoto og ett foto pr. 60 cm. I Figur 29 og Figur 30 er vist eksempel fra en sirkulær søyle hvor det er målt riss langs to målelinjer, hhv 1,0 m og 1,6 m over fundament. Figur 29 viser fire oversiktsfoto av målelinjene mens Figur 30 viser detaljfoto av nedre målelinje, ett foto pr 20 cm.

Søyle 28S - måling av riss langs 2 stk risslinjer høyde hhv 1,0 m og 1,6 m over fundament

h=1,0 m

Ri = sum rv/o	1,61 ‰
Maks rissvidde	1,6 mm

h=1,6 m

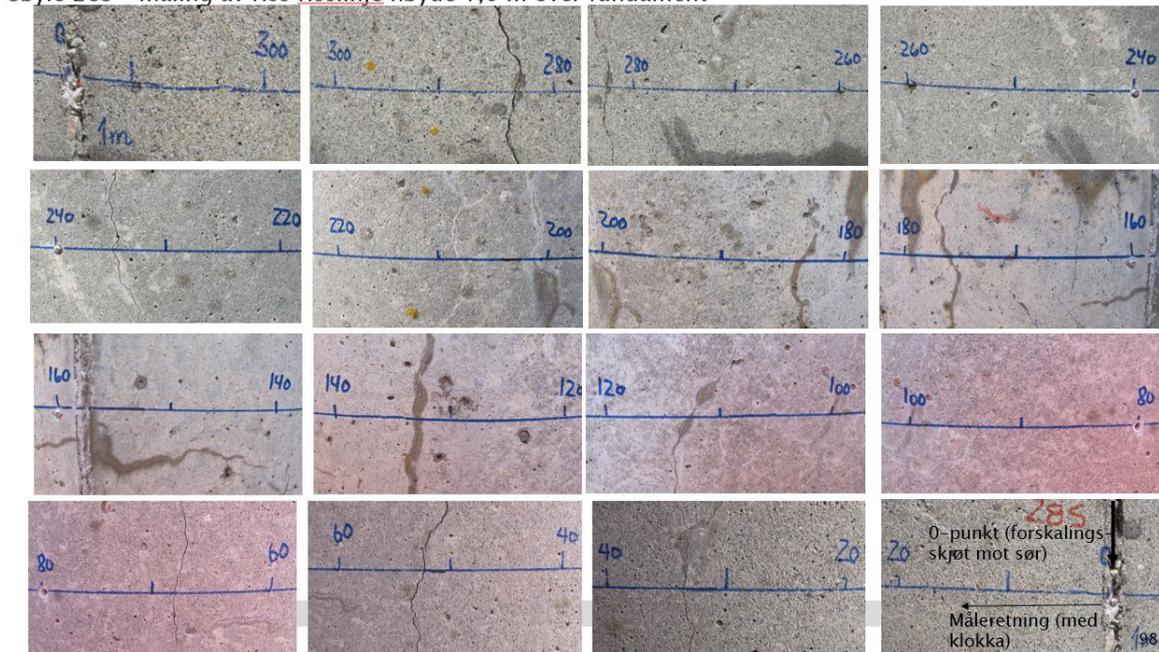
Ri = sum rv/o	1,89 ‰
Maks rissvidde	2 mm

$Ri_{\text{middel}} = 1,75 \text{ ‰}$



FIGUR 29 EKSEMPEL PÅ FOTORAPPORTERING - OVERSIKTSFOTO AV 2 STK MÅLELINJER PÅ SIRKULÆR SØYLE /19/ (DEN MIDTRE LINJA EN TEGNET OPP FOR MONTERING AV BOLTER FOR EKSTENSOMETERMÅLINGER)

Søyle 28S - måling av riss risslinje høyde 1,0 m over fundament



FIGUR 30 EKSEMPEL PÅ FOTORAPPORTERING - NÆRFOTO LANGS MÅLELINJE, ETT FOTO PR 20 CM/19/

Skadegrad:

I N-V441 er det gitt retningslinjer for fastsetting av skadegrad basert på rissvidden for enkeltriss eller, ved systematisk opprissing, ut fra beregnet rissindeks, se skalaer i Figur 31.

Følgende skala kan benyttes for fastsettelse av skadegrad:

Skadegrad 1	Riss/sprekk < 0,3 mm
Skadegrad 2	Riss/sprekk 0,3 – 1,0 mm
Skadegrad 3	Riss/sprekk 1,0 – 2,0 mm
Skadegrad 4	Riss/sprekk > 2,0 mm

Ved systematisk opprissing (f.eks. krakeleringsriss eller riss parallelt med framtreddende lastretning) kan skadegrad settes ut fra beregnet rissindeks:

Skadegrad 1	Rissindeks < 0,5 ‰
Skadegrad 2	Rissindeks 0,5-1,0 ‰
Skadegrad 3	Rissindeks 1,0-2,0 ‰
Skadegrad 4	Rissindeks > 2,0 ‰

FIGUR 31 SKALA FOR FASTSETTELSE AV SKADEGRAD FOR SKADETYPE RISS. FRA N-V441.

Dersom skadegrad basert på enkeltriss er forskjellig fra skadegrad basert på rissindeks, så velges høyeste enkeltskadegrad.

Avhengig av årsak og lokalisering av rissene kan det være aktuelt å benytte en strengere gradering enn angitt over. Videre er det viktig å ta i betraktning at konsekvensen én gitt rissvidde/rissindeks vil kunne variere avhengig av hvor og hvorfor rissene har oppstått. Se også kapittel 9.1.

6.5 Relativ fuktighet (RF)

Hensikt:

Betongens fukttilstand har stor innvirkning på skadeutviklingen ved alkalireaksjoner, jfr. kapittel 3.1 og Figur 1. I felt bestemmes betongens fukttilstand ved måling av relativ fuktighet. Kunnskap om fuktforholdene i en konstruksjon kan være med på å forklare forskjeller i skadeutvikling, og kan også være viktig input i forbindelse med valg av vedlikeholdstiltak. Som regel måles fuktinnholdet i betongen på prøvestykker tildannet fra utborede kjerner, se kapittel 7.4. I enkelte tilfeller kan det imidlertid være ønskelig å følge fukttilstanden over tid, og da kan installasjon av RF-følere i felt være egnet.

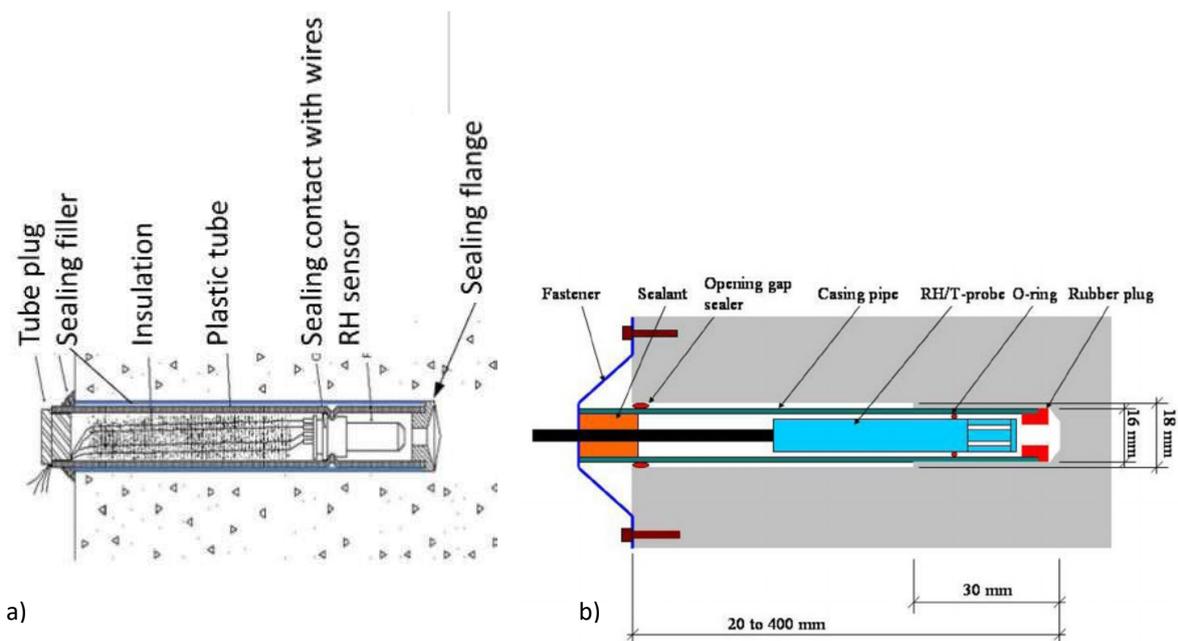
Gjennomføring:

Måling av relativ fuktighet i betong i felt utføres ved å plassere en RF-sensor i et borhull (iht. NS 3511 /20/), hvor lufta i hullet kommer i likevekt med betongen. Som regel gjennomføres etablering av borhull og installasjonen av sensor iht. følgende prosedyre:

- Det bores et hull med diameter 15–20 mm (avhengig av målesystem) til ønsket måledybde. På vertikale flater bores hullet med en liten vinkel på skrå opp for å unngå innsig av vann. Det kan ikke etableres borhull på horisontale flater eksponert for vann.
- Alt støv fjernes fra hullet, med trykkluft e.l.
- Alt. 1: Det monteres et plastrør med tettestanordning i bunn (plastrøret er normalt en del av målesystemet), slik at fuktutveksling skjer kun i bunnen av røret. Hullet plugges. Etter 3 døgn^{*)} monteres aktuell sensor i røret.
- Alt. 2: Hullet plugges. Etter 3 døgn^{*)} monteres sensoren direkte i borhullet, med en egen tettestanordning direkte mot borhullet.
- Målinger utføres når fuktinnholdet er stabilt. Det vil normalt ta noen dager før likevekt er innstilt.

^{*)} evt. tidligere dersom leverandøren av den aktuelle RF-sensoren kan dokumentere at den tåler nær 100 % RF i 3 døgn uten å drifte.

Det finnes ulike RF-målesystem. Eksempler på målesystemer som Statens vegvesen/SINTEF har brukt er: Humiguard /21/, Vaisala /22/ og Camur HygroTemp /23/. De to førstnevnte, se skisser i Figur 32, er beregnet for manuelle avlesninger, mens sistnevnte også har muligheter for automatisk logging av verdier over tid.



FIGUR 32 EKSEMPLER PÅ RF-SENSORER MONTERT I PLASTRØR I BORHULL I BETONG. A) HUMIGUARD-SYSTEMET /21/ OG B) VAISALA-SYSTEMET (FIGUR FRA OXFALL M.FL., 2013 /24/).

Det er mange feilkilder ved måling av relativ fuktighet, spesielt knyttet til temperatur og lekkasjer. En bør foreta målinger på dager når været er overskyet og temperaturen over døgnet er noenlunde lik. Det er viktig at sensorene kalibreres og skiftes ut i henhold til leverandørens anvisninger.

7 Laboratorieundersøkelser

7.1 Uttak av prøvemateriale

Laboratorieundersøkelser gjennomføres i all hovedsak på prøvestykker tildannet fra utborede kjerner.

Ved bestemmelse av prøveomfang står man gjerne i et dilemma: Man kan ønske å ta ut mange og lange kjerner for å få representative resultater fra hvert prøvested, samtidig bør kjerneuttak begrenses av konstruktive, bestandighetsmessige og økonomiske hensyn.

Kjerner som skal benyttes til strukturanalyser for bestemmelse av skadeårsak, anbefales boret ut fra områder med tydelige tegn på skader, gjerne direkte i riss/rissknutepunkt. Kjernediameter bør tilstrebes å være ca. 95–100 mm og lengden minimum 300 mm.

Lokalitet, antall og dimensjoner av øvrige kjerner bestemmes i samråd med konstruksjonskyndig personell. Se også kapittel 5.2.2 Valg av prøvested.

Følgende generelle retningslinjer gjelder ved uttak av prøver:

- Det bør tilstrebes å unngå armering i prøvene. De ytre lagene med armering lokaliseres med overdekningsmåler før merking for prøveuttak.
- Ved merking på betongoverflata før prøveuttak angis prøvens posisjon i konstruksjonen, f.eks. med pil som viser retning opp på en vertikal flate (ved utboring fra søyle, bjelkesteg osv.) eller pil i bruas lengderetning på horisontal flate (ved utboring fra brudekke osv.), se eksempel i Figur 33 a).
- Det er viktig at betongkjerner som skal undersøkes pga. alkalireaksjoner beholder in situ fuktinnhold, spesielt dersom prøven skal benyttes til bestemmelse av fuktinnhold. Utboring skal derfor skje med jevn hastighet og uten stans, og uten unødig vanntilførsel. Umiddelbart etter utboring skal kjernene:
 - Tørkes av på overflatene
 - Merkes med identitet og posisjon i konstruksjonsdelen (piler, himmelretning etc.), se eksempel i Figur 33b)
 - Pakkes inn i tynnfilmplast, deretter plastposer/tape som slutter tett rundt prøven
 - Merkes på platen
 - Evt. pakkes i bobleplast e.l. dersom prøvene skal samles i kasse og sendes pr. post.



FIGUR 33 EKSEMPLER PÅ MERKING A) PÅ BETONGOVERFLATA FØR UTBORING AV KJERNE FRA BRUTÅRN (IDENTITET OG PIL OPP) OG B) PÅ KJERNEN ETTER GJENNOMGÅENDE UTBORING FRA BJELKE, FØR INNPAKKING (IDENTITET OG PIL MOT NORDØST)

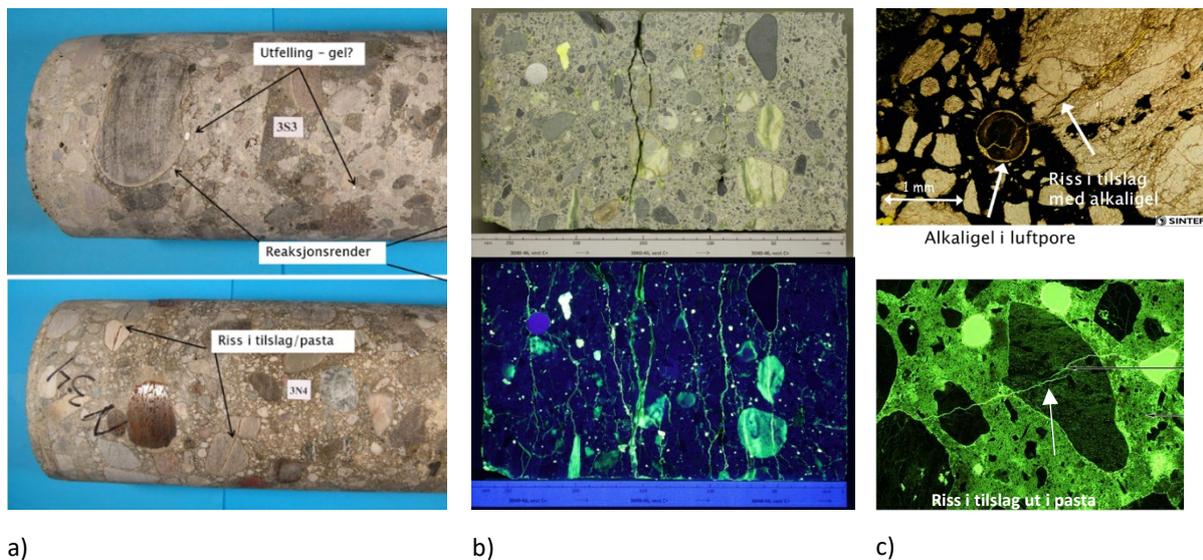
7.2 Intern opprissing

7.2.1 Strukturanalyser (plan- og tynnslip)

Hensikt:

Metoden kan brukes til å avdekke skader og dokumentere skadeårsak i betong. Detaljert beskrivelse av metoden finnes i Byggdetalj 520.032 /25/. Strukturanalyser omfatter en kombinert visuell undersøkelse av:

- Utboret kjerne
- Fluorescensimpregnert planslip
- Tynnslip (i mikroskop)



FIGUR 34 STRUKTURANALYSER INKLUDERER VISUELL UNDERSØKELSE AV A) KJERNE, B) PLANSLIP (I NORMALBELYSNING OG UV-LYS) OG C) TYNNSLIP (I MIKROSKOP) (FOTO: SINTEF)

Gjennomføring:

Kjernene undersøkes for tegn på alkalireaksjoner, dvs. riss, reaksjonsprodukter og reaksjonsrender rundt tilslag, se Figur 34a).

Planslip tildannes ved at kjernen sages i to deler i lengderetningen før den ene sagflata impregneres med fluorescerende epoksy og planslipes ned til opprinnelig flate. Eventuelle riss, sprekker og hulrom vil dermed være fylt av fluorescerende epoksy. Planslipet studeres både i normal belysning og i UV-lys, se Figur 34 b). Under UV-belysning vil alle riss og hulrom tre fram med gulgrønn farge. Operatøren karakteriserer omfang av riss i tilslag/pasta, rissmønster, porer, utfellinger og reaksjonsrender. Et foto av planslip i UV-belysning gir et godt visuelt inntrykk av den interne opprissingen i en betongkjerne. Planslipet kan også gjøres til gjenstand for manuell telling av rissparametre, iht. en tidligere benyttet norsk prosedyre /26/, eller automatisk fotoanalyse av rissomfang, se kapittel 7.2.2. Den norske metoden innebærer telling av følgende parametre, uten bruk av mikroskop:

- Antall grove tilslag (>4 mm) med riss

- Antall grove tilslag med riss ut i pasta
- Antall riss i sementpastaen

hvoretter det beregnes en rissindeks (RI_{lab}) som følger:

$$RI_{lab} = [\% \text{ stein med riss fra tilslag ut i pasta}] \times 0,6 + [\text{antall riss i pasta (antall/cm}^2\text{)}] \times 40$$

Metoden er ikke benyttet i de FoU-prosjektene denne rapporten bygger på, og den er derfor ikke nærmere omtalt.

Tynnslip tildannes vanligvis fra den motstående halvkjernen, innenfor et areal på ca. 30 x 50 mm², og med en tykkelse på 0,02–0,03 mm. Tynnslip undersøkes i polarisasjonsmikroskop i vanlig polarisert og fluorescerende lys, se Figur 34c). Tynnslipanalyser kan identifisere utfelling (alkaligel og ettringitt), karakterisere opprissing i pasta og tilslag og avdekke hvilke bergarter som har reagert og i hvilken grad de har reagert. Tynnslipanalyser kan også benyttes til å estimere v/c-forhold og luftinnhold i betongen, samt bestemme karbonatiseringsdybder.

7.2.2 Automatisert fotoanalyse (Image Analysis = IA)

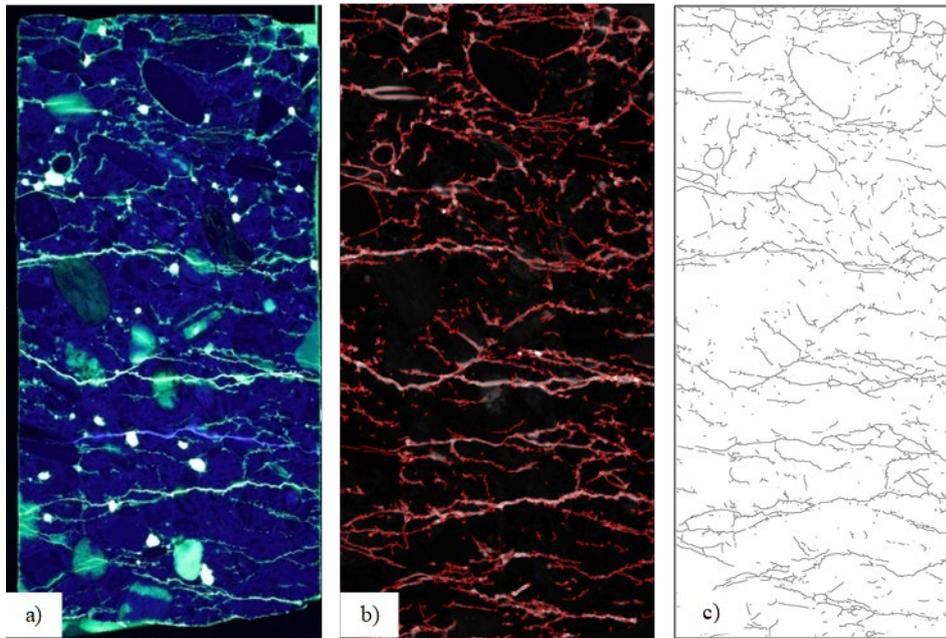
Hensikt:

Metoden innebærer automatisert kvantifisering av intern opprissing i fluorescens-impregnerte planslip fotografert i UV-belysning. Fotoene analyseres ved bruk av egenutviklede eller kommersielt tilgjengelige dataprogrammer. Lindgård benyttet en allment tilgjengelig programvare, Image SXM /27/, i sitt ph.d.-prosjekt. Analysene ble utført i samarbeid med Nelia Castro /28/. Gjennom et mastergradsprosjekt ved Laval-universitetet (ULaval) i Canada (Roy-Tremblay, 2022 /29/) har det pågått utvikling av programmer og prosedyrer for slik automatisert fotoanalyse. Omfanget av riss uttrykkes enten som %-vis andel av arealet eller ved total risslengde. I de fleste sammenhenger uttrykkes rissomfanget som en beregnet rissintensitet, Cracking Intensity = CI, uttrykt i areal-%.

Ph.d.-kandidat Simen Sørgaard Kongshaug tok i bruk og modifiserte en dansk prosedyre /30/ for å bestemme rissenes orientering i forhold til lastretningen. Analysene ble utført på kjerner boret ut fra 230 mm kuber trykkbelastet med 3 MPa, se avsnitt 7.3.1. Detaljert prosedyre for karakterisering av rissretning er beskrevet i /36/.

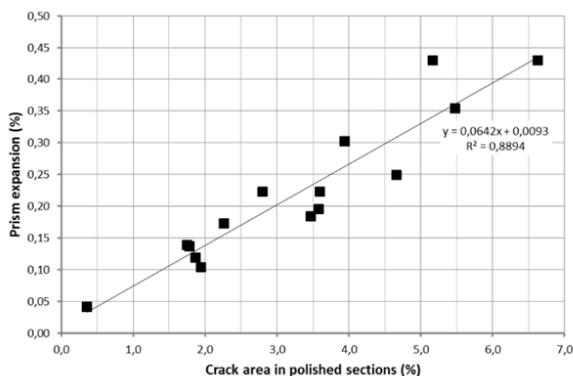
Gjennomføring:

Det tildannes planslip som for strukturanalyser, se kapittel 7.2.1. Planslipet fotograferes i UV-lys, deretter fjernes feilindikatorer, f.eks. luftporer og andre lyse felt som ikke indikerer riss, ved manuell retusjering. Bildet målsettes og pikslene konverteres til mm. Deretter utføres en RGB-separasjon hvor det lages et bildelag av hver fargekanal (Rød Grønn Blå). Den kanalen som gir best kontrast velges for videre konvertering til svart/hvitt (binary image). Ved bruk av ulike filtreringsmuligheter i programvaren renses bildet ytterligere for uønsket støy. Arealet av riss beregnes deretter automatisk ved å beregne arealet i bildet som er dekket av svarte piksler og Cracking Intensity beregnes som rissareal delt på analysert bildeareal [%]. Bildebehandlingsprosessen er vist i Figur 35.



FIGUR 35 EKSEMPEL PÅ FOTOBEHANDLING FOR AUTOMATISERT BESTEMMELSE AV RISSINTENSITET A) FOTO AV PLANSLIP I UV-BELYSNING, B) BILDET ETTER RGB-SEPARASJON OG C) SVART-HVITT BILDET ETTER AUTOMATISK FJERNING AV STØY. AREALET AV SVARTE PIKSLER BENYTTES I BEREGNINGEN AV CRACKING INTENSITY, CI [%] (CHAMPAGNE ET AL., 2022 /40/).

Planslip tildannet fra flere norske bruer har vært inkludert i utviklingen av metoden ved ULaval. Tidligere erfaringer, fra laboratorieeksponerte betongprismer (Jan Lindgårds ph.d. /39/), har vist god korrelasjon mellom resultater fra IA og ekspansjon, se Figur 36.



FIGUR 36 RISSINTENSITET I AREAL-% FOR 16 PLANSLIP, PLOTTET MOT MÅLT EKSPANSJON. LABORATORIEEKSPONERTE STORE (100x100x450MM³) OG SMÅ (70x70x280 MM³) BETONGPRISMER /28 /.

For å kunne utføre automatisert databehandling av foto av fluorescensimpregnerte planslip må det stilles krav til kvaliteten på planslipet. Det kan ikke være for mye «støy» fra overskytende impregnering samtidig som selv de fineste mikroriss må være fylt med epoksy. Prosedyren med impregnering og sliping må tilpasses den aktuelle betongkvaliteten. Det er en hårfin balanse mellom å slipe for lite og å slipe for mye, og det er ikke mange laboratorier som behersker dette håndverket.

7.2.3 Damage Rating Index (DRI)

Hensikt:

DRI-metoden er utviklet i Canada og har som formål å kvantifisere intern skadegrad av betong utsatt for alkalireaksjoner /31/. Per i dag utføres ikke metoden i Norge, men prøver fra norske betongbruer har blitt analysert ved Laval-universitetet i Canada.

Gjennomføring:

Det tildannes ikke-impregnerte planslip ved at en utboret kerne sages i to i lengderetningen. Sagflaten planslipes og det tegnes på et rutenett på 1x1 cm² på planslipet. Planslipet undersøkes for ulike skadeparametere (se Tabell 2) under et stereomikroskop med 15–16x forstørrelse, se Figur 37. Innenfor hver 1 cm² rute telles de ulike skadeparametere, disse multipliseres med ulike vekt tall (se Tabell 2) og det beregnes en skadeindeks, DRI (for hver rute og hele eller deler av planslipet /32/), normalisert til et areal på 100 cm².



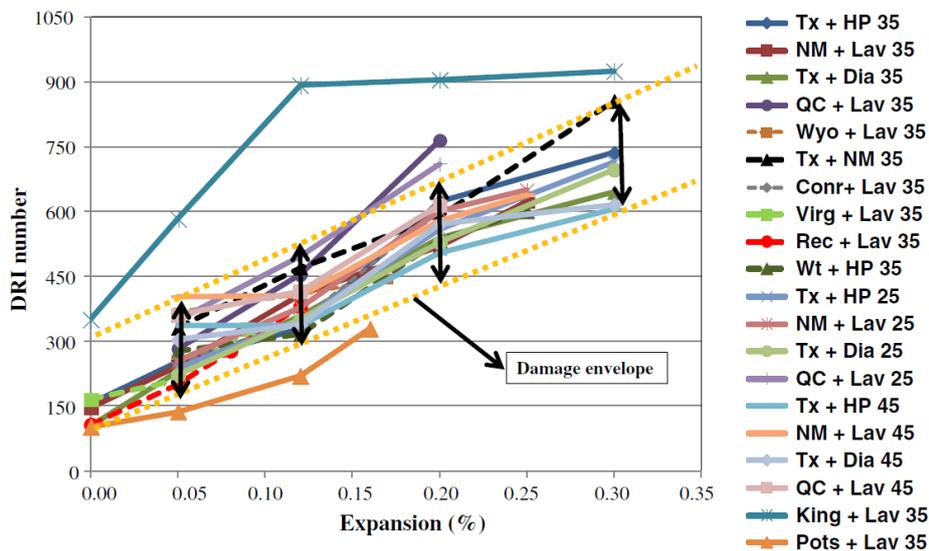
FIGUR 37 DRI – A) TELLING AV SKADEPARAMETERE UNDER MIKROSKOP OG B) UTSNITT AV PLANSLIP MED PÅTEGNET RUTENETT OG PIL TIL ULIKE SKADEPARAMETERE. FOTO: MATHIEU CHAMPAGNE, ULAVAL /33 /

TABELL 2 SKADEPARAMETERE OG TILHØRENDE VEKTINGSFAKTORER FOR BESTEMMELSE AV DRI /31/

Petrographic features		Acronyms	Weighing factor
Crack in the aggregate particles (> 1 mm)	Closed (without reaction products)	CCA	0.25
	Opened or in a fine network (without reaction products)	CA	2
	Opened or in a fine network (with reaction products)	CA + RP	
Crack in the cement paste	Without reaction products	CCP	3
	With reaction products	CCP + RP	
Debonded aggregate (> 1 mm)		Debon	3
Reacted aggregate particle (> 1 mm)		RAP	2

Skadegrad:

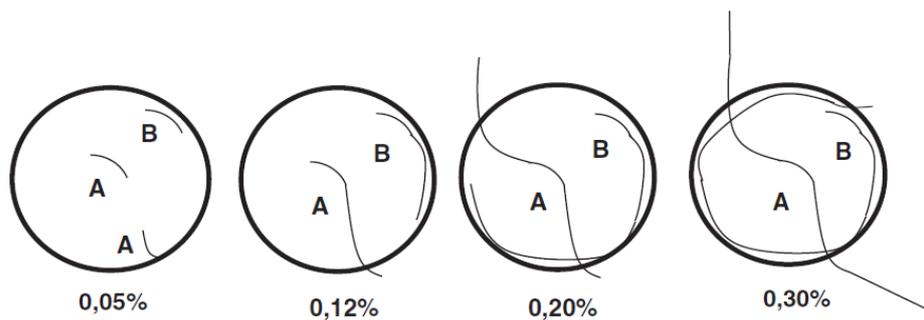
For laboratorieeksponert betong har Sanchez et al. /34/ dokumentert en god sammenheng mellom DRI og ekspansjon, se Figur 38. Figuren viser DRI-tall ved ulike ekspansjonsnivåer for 20 betonger med ulik trykkfasthet (25, 35 og 45 MPa) og ulike tilslagstyper/-kombinasjoner (sand og grovt tilslag). Kun to betonger ligger entydig utenfor de stiplede gule kurvene, dette er betongene med hhv. King og Pots tilslag. King-tilslaget (fra Kingston) gir alkalikarbonatreaksjoner (og ikke alkalisilikareaksjoner som de øvrige), hvilket er en rimelig forklaring på at denne betongen har avvikende ekspansjonsoppførsel. Betongen med Pots-tilslag (inneholdende en kvartsrik sandstein, hvis alkalireaksjoner er kjennetegnet ved at alkaliene diffunderer inn i de reaktive partiklene og medfører en svelling av partiklene), har gitt lavere DRI-verdier enn de øvrige betonger. Det er oppgitt at det er ekstremt vanskelig å identifisere riss (med 15–16x forstørrelse), både i tilslag og sementpasta i betongen med Pots-tilslag, uten at årsaken til dette er nærmere diskutert.



FIGUR 38 SAMMENHENGEN MELLOM EKSPANSJON OG DRI, FOR 20 ULIKE LABORATORIEEKSPONERTE BETONGER (SANCHEZ ET AL., 2015 /34/).

Basert på denne studien har Sanchez et al. skissert en modell for skadeutvikling i betong som ekspanderer som følge av alkalireaksjoner, se Figur 39. Ved **lavt ekspansjonsnivå** (her angitt til 0,05 %) observeres riss (type A og/eller type B, avhengig av bergartstype) i tilslagspartiklene, enten utviklet ved alkaliinntrenging i opprinnelig lukkede riss/porøse soner (A-riss) eller som følge av alkaliinntrenging gjennom tilslaget overflate (B-riss). I dette stadiet observeres sjelden riss ut i pasta eller alkaligel (ved forstørrelse 15–16x). Ved **moderat ekspansjon** (her angitt til 0,1–0,12 %) observeres at rissene utvikler seg videre. Enkelte A-riss vil kunne nå ut mot sementpastaen (men i liten grad løpe ut i sementpastaen), mens B-rissene fortsetter langs partikkeloverflata. Gel kan observeres, hovedsakelig i de åpne rissene i tilslagspartikkelen. Ved **høye ekspansjonsnivåer** (her angitt til ca. 0,20 %) vil A-rissene typisk fortsette ut i sementpastaen, gjerne på begge sider av tilslagspartikkelen, og B-rissene løper gjerne

halveis rundt tilslagspartikkelen. Gel kan vanligvis observeres både i tilslag og pasta. Ved **svært høy ekspansjon** (her angitt til $>0,3\%$) vil en se at A-rissene vil knytte seg sammen med andre riss og danne et nettverk hvor rissene vil kunne gå mellom ulike tilslagspartikler. B-rissene kan også i noen tilfeller løpe ut i sementpastaen, enten ved at det oppstår riss i overgangssonen mellom tilslag/pasta eller ved at risset tilknyttes det øvrige rissnettverket. Artikkelforfatterne påpeker at A-riss og B-riss ikke nødvendigvis vil opptre samtidig i samme reagerte tilslagspartikkel, og at risstype vil være avhengig av bergartstype (f.eks. lagdeling i sedimentære/metamorfe bergarter) og prosessering (f.eks. riss initiert i knuseprosessen). Det presiseres videre at de angitte ekspansjonsverdiene for de ulike utviklingsnivåene er indikative og ikke generelt gjeldende.



FIGUR 39 MODELL SOM BESKRIVER UTVIKLING AV RISS I TILSLAG OG PASTA VED ULIKE EKSPANSJONSnivÅ (SANCHEZ ET AL., 2015 /34/). MODELLEN BESKRIVER TO RISSSTYPER: A = RISS SOM GÅR I TILSLAGET OG B = RISS SOM GÅR LANGS KANTEN AV TILSLAGET. DET PRESISERES I ARTIKKELEN AT DE ANGITTE EKSPANSJONSnivÅENE ER INDIKATIVE.

DRI-metoden er i begrenset grad brukt i Norge og de analyser som er utført på betongkjerner fra norske bruer eller laboratorieekspionert betong er utført ved Laval-universitetet i Canada. Ved dette universitet har de relativt lang erfaring med skadevurdering av feltekspionert betong basert på DRI-analyser. I Tabell 3 er det gjengitt en veiledning for vurdering av skadegrad for feltekspionert betong utarbeidet av professor Benoit Fournier.

TABELL 3 KLASSIFISERING AV SKADEGRAD BASERT PÅ DRI FOR FELTEKSPONERTE KONSTRUKSJONER. TABELLEN ER UTARBEIDET AV BENOIT FOURNIER VED LAVAL UNIVERSITETET I QUEBEC, CANADA. /49/

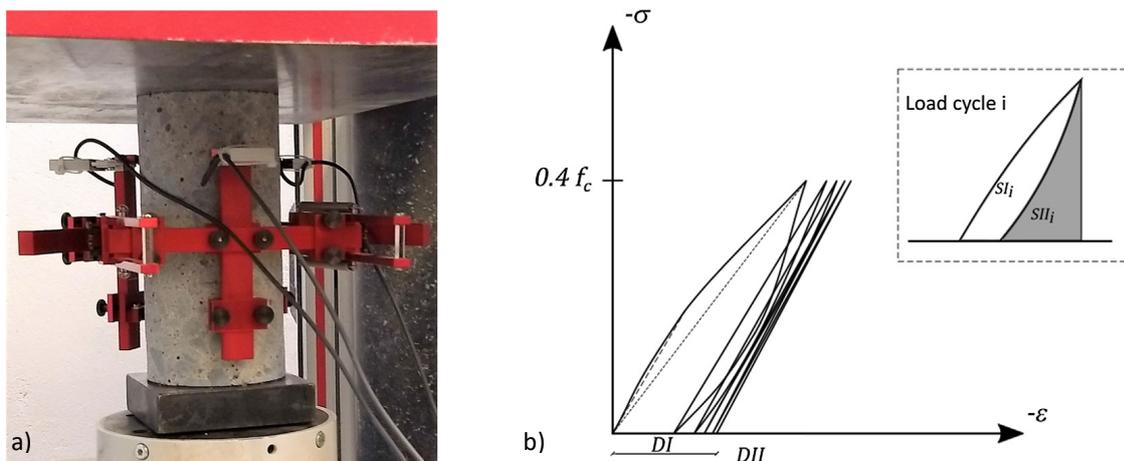
DRI values	Severity of ASR-related damage
0 – 200/250	Nil to trace
200/250 - 400	Fair to moderate
400 – 700/750	Moderate to severe
> 700/750	Severe to very severe

7.3 Mekaniske egenskaper

7.3.1 Stiffness Damage Test (SDT)

Hensikt og gjennomføring:

SDT-metoden har vært mye brukt i Canada og er i de senere år videreutviklet ved universitetet i Ottawa (professor Leandro Sanchez) /35/. Metoden innebærer en syklisk trykkbelastning av et prøvestykke fra 1,5 MPa til en makslast på ca. 40 % av antatt trykkfasthet for uskadet betong. Det gjennomføres 5 lastsykler og påført last og resulterende tøyning registreres under prøving. På-/avlastingshastigheten er 0,10 MPa/s. Prøvestykkene er tildannet fra utborede kjerner, med tilstrebet høyde/diameter-forhold på 2,0 og «in situ» fuktinnhold. Spenningsrigg med prøvestykke og prinsipiell last/deforimasjonskurve er vist i Figur 40.



FIGUR 40 A) PRØVESTYKKE MED TØYNINGSMÅLERE UNDER BELASTNING I TRYKKPRESSE OG B) PRINSIPIELL LAST/DEFORMASJONSKURVE. FOTO/FIGUR: KONGSHAUG ET AL. /36/

Basert på last/deforimasjonskurven bestemmes følgende parametere:

- Stiffness Damage Index (SDI)
- Plastic Deformation Index (PDI)
- Non-Linearity Index (NLI)
- E-modul (E_{SDT})

De ulike parametere beregnes som følger/36/ (se Figur 40 b):

$$SDI = \frac{\sum_{i=1}^5 SI_i}{\sum_{i=1}^5 (SI_i + SII_i)}$$

$$PDI = DI/DII$$

NLI = sekantstivheten ved halv makslast dividert på sekantstivheten ved makslast, i den første lastsykelen. Se sekantlinjer i Figur 40 b).

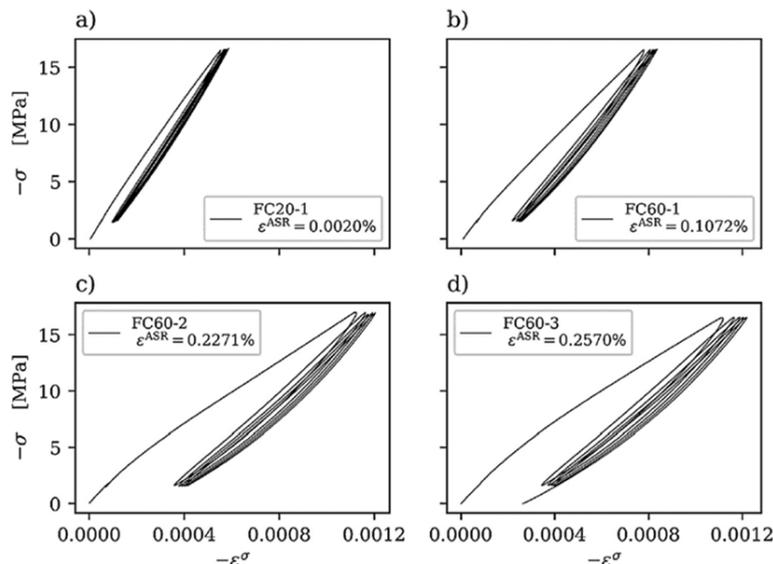
Når det gjelder E_{SDT} har ulike aktører beregnet denne verdien på ulike måter, ved å beregne en midlere sekantstivhet av ulike på- og/eller avlastningskurver. Sanchez /35/ benytter middel av andre og tredje sykel (sannsynligvis avlastningskurvene), Kongshaug /36/ benyttet middel av andre, tredje og fjerde avlastningskurve, mens Stemland /9/ har benyttet middel av femte

på- og avlastningskurve. Det er små forskjeller i resultatene fra de ulike beregningsmetodene og basert på en samlet vurdering er det besluttet at det i videre resultatrapportering fra SINTEF/NTNU skal benyttes følgende verdi:

$$E_{SDT} = \text{midlere sekantstivhet for femte på- og avlastningskurve}$$

Det presiseres at E_{SDT} er en skadeparameter som ikke nødvendigvis er den E-modulen det bør regnes med i en eventuell analyse.

Eksempler på spennings-/tøyningskurver for betong med ulik ekspansjon er vist i Figur 41.



FIGUR 41 EKSEMPLER PÅ SPENNINGS-/TØYNINGSKURVER FOR BETONG MED ULIK EKSPANSJON (HHV. 0,00, 0,11, 0,23 OG 0,26 %). FRA KONGSHAUG ET AL. /36/.

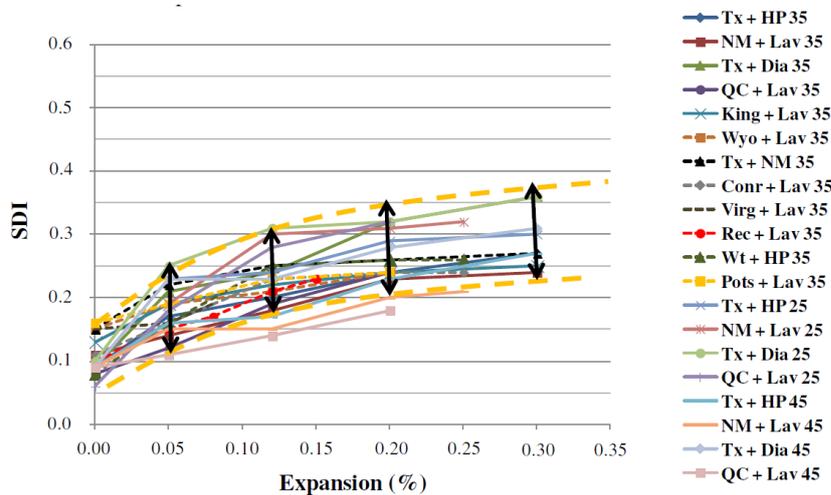
Etter fullført SDT-prøving bestemmes sylindrenes trykkfasthet, enten laststyrt med hastighet ca. 1 MPa/sekund eller deformasjonsstyrt med hastighet ca. 0,3 %/minutt. Ved deformasjonsstyrt prøving bestemmes også betongens arbeidsdiagram. Trykkfasthet bestemt ved deformasjonsstyrt belastning vil være noe lavere enn trykkfastheten bestemt ved konstant lasthastighet. Det er ikke forventet at forutgående SDT-prøving vil influere særlig på trykkfastheten, så lenge lastnivået for vekslingene holdes under 50 % av trykkfastheten. Ettersom SDT-prøving utføres på prøvestykker med "in situ" fuktinnhold vil målt trykkfasthet kunne bli noe høyere enn for prøvestykker som er prøvd etter standard prosedyre med forutgående vannlagring i minst 2 døgn.

SINTEF har utarbeidet en detaljert prøvingsprosedyre for SDT-metoden og har tatt den i bruk både i forsknings- og oppdragsvirksomhet.

Skadegrad:

For laboratorieeksponert betong er det i Canada dokumentert en god sammenheng mellom ulike beregnede skadeparametere og ekspansjon /35/. Figur 42 viser SDI-verdier ved ulike ekspansjonsnivåer for 20 betonger med ulike trykkfasthet (25, 35 og 45 MPa) og ulike tilslagstyper/-kombinasjoner (samme betonger som er omtalt i kapittel 7.2.3 om DRI). Ut fra

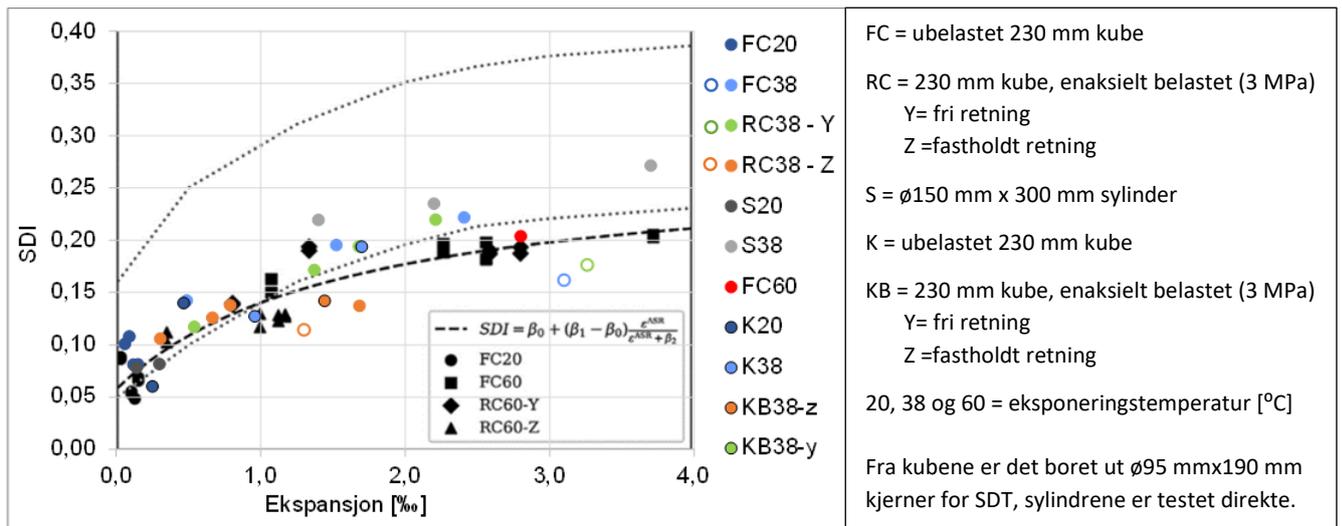
figuren kan en se en tendens til at betonger med lav trykkfasthet oppnår høyere SDI-verdier enn betonger med høyere trykkfasthet (de to kurvene som ligger under den nedre stiplede kurven er 45MPa-betonger, de tre øverste grønne, rosa og lilla kurvene er 25MPa-betonger). For alle kurver er tendensen at økningen i SDI avtar ved ekspansjoner over 0,2 %. Dette er forklart med at økende ekspansjon i stor grad bidrar til økte rissvidder/-lengder (heller enn nye riss) og at geldannelsen i rissene øker.



FIGUR 42 SAMMENHENGEN MELLOM EKSPANSJON OG SDI, FOR 20 ULIKE LABORATORIEEKSPONERTE BETONGER /35/.

I FoU-programmet Bedre bruvedlikehold er det utført flere store laboratorieprogrammer innenfor ph.d.-prosjektene til Kathrine Mürer Stemland og Simen Sørgaard Kongshaug, hvor det blant annet er sett på sammenhengen mellom ekspansjon og SDI /9, 36/. Disse undersøkelsene omhandler i hovedsak én betong med kjent alkalireaktivitet ($v/c=0,48$, 450 kg/m^3 CEM I, alkaliinnhold= $5,6 \text{ kg Na}_2\text{O}_{eq}/\text{m}^3$, alkalireaktivt grovt tilslag (4/16 mm) fra Ottersbo og ikke-reaktiv sand (0/4 mm) fra Årdal). Det ble støpt ulike betongprøver (uarmerte 230mm kuber og $\varnothing 150\text{mm}/300\text{mm}$ sylindere, og armerte $230 \times 230 \times 300\text{mm}^3$ prizmer) som ble eksponert for normale/akselererte betingelser ($20/60/38^\circ\text{C}$ og 100 % RF), fri eller eksternt/internt fastholdt mot ekspansjon, til ulike ekspansjonsnivåer (0,5/1,0/1,5/2,5/>3,0 % fri ekspansjon). I løpet av eksponeringsperioden ble ekspansjonsforløp og ulike skadeparametere iht. SDT-metoden kartlagt. Figur 43 viser en sammenstilling av begge ph.d.-kandidatens resultater i form av SDI.

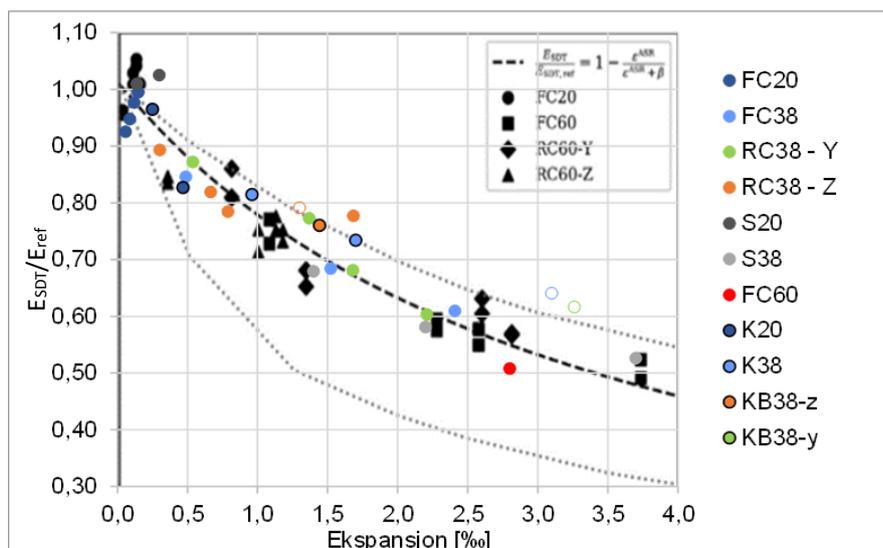
Resultatene ligger i nedre del av/delvis under det området Sanchez et al. fant (Sanchezs øvre og nedre gule stiplede kurve fra Figur 42 er markert med prikkede linjer i Figur 43). Figuren indikerer at SDI-verdiene varierer med eksponeringsbetingelsene (temperatur) og om betongen er trykkbelastet. Betong ekspandert ved 60°C har noe lavere SDI enn betong ekspandert ved 38°C , ved ekspansjonsnivå over 2 %. Trykkbelastet betong har lavere SDI-verdier enn ubelastet betong, ved samme ekspansjonsnivå over 1 %.



FIGUR 43 SAMMENHENGEN MELLOM EKSPANSJON OG SDI FOR ÉN LABORATORIEEKSPONERT BETONG VED NTNU/SINTEF. FIGUREN VISER STEMLANDS RESULTATER (FARVEDE MARKØRER) /9/ SAMMENSTILT MED KONGSHAUGS (SVARTE MARKØRER) /36/. PRIKKEDE LINJER ANGIR SPREDNINGEN PÅ SANCHEZ SINE RESULTATER FRA FIGUR 42. BETYDNINGEN AV DE ULIKE MARKØRER ER FORKLART I EGEN TEKSTBOKS. BLÅ, GRØNN OG ORANSJE RING ANGIR PRØVER SOM ER BORET UT OG TESTET ETTER AT KUBEN HAR STÅTT HENSATT I CA. 200 DØGN VED 20°C /100% RF.

Kuber som hadde vært hensatt i bøttene (med tilnærmet 100 % RF) ved 20 °C i 200 døgn før utboring av sylindere og SDT-prøving, oppnådde lavere SDI enn prøver som ble tatt direkte til prøving, ved samme ekspansjonsnivå. Dette kan skyldes at gelen over tid, etter avsluttet akselerert lagring, endrer fuktinnhold, kjemisk sammensetning og fasthet.

Figur 44 viser en sammenstilling av begge ph.d.-kandidatenes resultater, i form av reduksjon i E-modul (E_{SDT}/E_{ref}). Det bemerkes, som tidligere diskutert, at de to kandidatene har beregnet E_{SDT} på noe ulike måte, men dette er vurdert å ha liten betydning.



FIGUR 44 SAMMENHENGEN MELLOM EKSPANSJON OG REDUKSJON I E-MODUL (E_{SDT}/E_{REF}), FOR ÉN LABORATORIEEKSPONERT BETONG VED NTNU/SINTEF. FIGUREN VISER STEMLANDS RESULTATER (FARVEDE MARKØRER) /9/ SAMMENSTILT MED KONGSHAUGS (SVARTE MARKØRER) /36/. BETYDNINGEN AV DE ULIKE MARKØRER ER FORKLART I FIGUR 43.

7.4 Fukttilstand

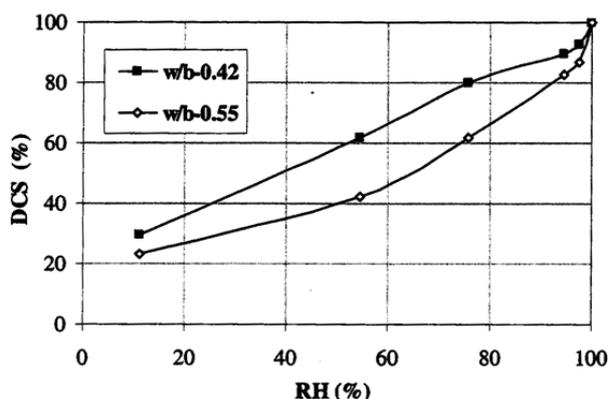
7.4.1 Hensikt

Betongens fukttilstand har stor innvirkning på skadeutviklingen ved alkalireaksjoner, jfr. kapittel 3.1 og Figur 1. Kunnskap om fuktforholdene i en konstruksjon kan være med på å forklare forskjeller i skadeutvikling og også være viktig input i forbindelse med valg av vedlikeholdstiltak. Som regel måles fuktinnholdet i betongen på prøvestykker tildannet fra utborede kjerner, enten i form av kapillær vannmetningsgrad (DCS = Degree of Capillary Saturation) eller relativ fuktighet (RF). I enkelte tilfeller kan det imidlertid være ønskelig å følge fukttilstanden over tid, og da kan installasjon av RF-følere i felt være egnet, se kapittel 6.5.

Fukt i betong kan uttrykkes på to prinsipielt ulike måter:

- Relativ fuktighet, som beskriver porevannets termodynamiske tilstand. Er en funksjon av mengde porevann, porestruktur, temperatur, porevannskjemi og også av betongens «fukthistorikk».
- Innhold av porevann. Uttrykkes ofte som kapillær vannmetningsgrad (DCS), dvs. prosentandelen av gel- og kapillærporer som er vannfylte.

Forholdet mellom de to fuktparametrene ved en gitt temperatur er avhengig av betongens masseforhold og om betongen er under oppfukning eller uttørking (absorpsjon eller desorpsjon). Figur 45 viser eksempler på forholdet mellom RF og DCS, uttrykt ved desorpsjonsisotermer, for to betonger med masseforhold hhv. 0,42 og 0,55 /37/. For en gitt kapillær vannmetningsgrad (DCS) vil relativ fuktighet være høyere for en betong med høyt masseforhold enn en betong med lavt masseforhold, og vise versa; for en gitt RF vil DCS være høyest i betongen med lavest masseforhold. Dette skyldes forskjeller i betongenes porestruktur.



FIGUR 45 DESORPSJONSISOTERMER FOR BETONGSKIVER FRA TO ULIKE BETONGTYPER, HHV. MED MASSEFORHOLD 0,42 OG 0,55. BETONGEN MED V/B 0,42 ER TILSATT 5 % SILIKASTØV (RELLING, 1999 /37/). (RH = RELATIVE HUMIDITY = RELATIV FUKTIGHET)

I forbindelse med alkalireaksjoner er det diskutert hvorvidt DCS eller RF er best egnet til å si noe om skadepotensialet. Det er kjent at skadeomfanget øker med økende fuktinnhold, dvs. at de mest fuktutsatte konstruksjonsdelene har mest skader. Videre er den generelle

erfaringen at fuktinnholdet i betongen øker over tid når det først utvikles alkalireaksjoner, dette pga. opprissing og dannelse av vannsugende alkaligel. Bestemmelse av DCS er en enklere og billigere metode enn bestemmelse av RF, mens RF-målinger er raskere og ansett for å være mer presis for vurdering av skadepotensialet enn DCS. Basert på en samlet vurdering av praktiske, økonomiske og tekniske forhold anbefales DCS til generell kartlegging av fuktinnholdet i ulike konstruksjonsdeler og i ulike dybder fra betongoverflata. I spesielle tilfeller, for å få en komplett oversikt over fukttilstanden, kan det være behov for å supplere DCS-resultatene med RF-målinger på en andel av prøvestykkene. Fuktinnholdet bestemmes som oftest som et profil fra overflaten og innover, ved utsplitting av betongskiver fra ulike dybder (se kapittel 7.4.2). RF-målinger kan da utføres på enkelte biter (se Figur 46 og kapittel 7.4.3), slik at en både får verdier for DCS og RF på samme betongkjerne.

7.4.2 Kapillær vannmetningsgrad (DCS)

Kapillær vannmetningsgrad (DCS) og porøsitet kan bestemmes i ulike sjikt fra kjernens overflate. Sjiktene (prøvestykkene) tildannes ved splitting for å unngå tilførsel/tap av vann. Typisk sjikttykkelse er ca. 50 mm, og disse blir normalt delt i flere deler som veies sammen, se eksempel i Figur 46.



FIGUR 46 BETONGKJERNE ETTER SPLITTING I 5 SJIKT Å 4 BITER. FOR SJIKTENE 50-100 MM OG 200-260 MM ER DET TATT UT EN BIT (INNPAKKET I ALUMINIUMSFOLIE) FOR SENERE NEDKNUSING OG BESTEMMELSE AV RELATIV FUKTIGHET, SE AVSNITT 7.4.3. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN.

Verdier for vanninnhold og porøsitet er beregnet med utgangspunkt i prøvestykkenes vekt (samlet pr. sjikt) etter følgende behandling:

- Umiddelbart etter utpakking og splitting
- Vannmetning ved neddykking i vann
- Tørring ved 105 °C
- Trykkmetning ved neddykking i vann i trykktank ved 50 atm

Følgende verdier bestemmes:

- Kapillær vannmetningsgrad: Angir hvor stor andel av gel- og kapillærporene som er fylt med vann

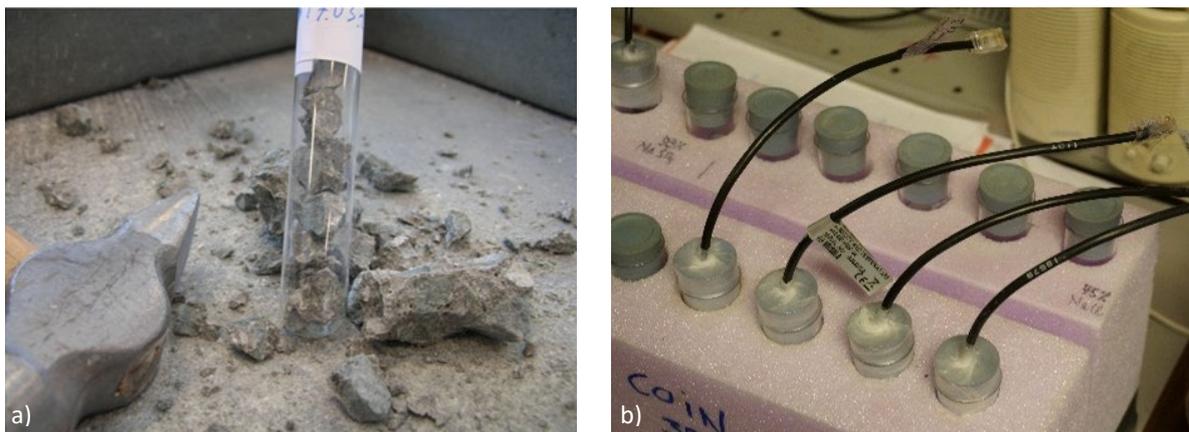
- Sugporøsitet: Gir uttrykk for hvor stort innhold (i volum-%) den aktuelle betongen har av porer som suger vann selv (gel- og kapillærporer)
- Makroporøsitet/luftinnhold: Gir uttrykk for hvor stort innhold (i volum-%) den aktuelle betongen har av luftporer og "grove" porer som ikke suger vann, men hvor vannet må presses inn med trykk

Detaljert beskrivelse av metoden er gitt i Statens vegvesens retningslinje R210 /38/.

7.4.3 Relativ fuktighet

Relativ fuktighet kan måles ved bruk av ulike typer sensorer. Ved SINTEF benyttes kalibrerte Vaisala RF-sensorer. RF bestemmes som regel på utvalgte sjikt (prøvestykker) tildannet for DCS (se avsnitt 7.4.2). Biter fra indre del av borkjernen i de aktuelle sjiktene knuses ned og mindre pastabiter (diameter 5–10 mm) legges på forseglede reagensrør sammen med RF-sensorer. Reagensrørene plasseres i en spesiallaget isolasjonsblokk som settes i klimarom (for å holde jevn temperatur på ca. 20°C). RF-målinger utføres daglig inntil verdiene er stabilisert (2–4 dager). Se Figur 47.

Detaljert prosedyre er beskrevet i Jan Lindgårds ph.d.-oppgave /39/.



FIGUR 47 TILDANNING AV PRØVER FOR RF-MÅLING A) NEDKNUSTE PASTABITER PÅ REAGENSØR OG B) FORSEGLEDE REAGENSØR MED RF-SENSORER I ISOLASJONSBLOKK I KLIMAROM. FOTO: JAN LINDGÅRD, SINTEF

8 Bestemme skadeårsak

Statens vegvesens veiledning N-V441 Bruinspeksjon gir retningslinjer for planlegging og gjennomføring av en bruinspeksjon, samt vurdering av skadeårsak og skadeomfang.

Skadeårsak skal bestemmes med bakgrunn i en samlet vurdering av observasjoner i felt og resultater fra laboratorieundersøkelser. For brukonstruksjoner med mistanke om alkalireaksjoner skal det gjennomføres strukturanalyser av utborede betongkjerner (visuell undersøkelse av utborede kjerner og detaljert analyse av tildannede plan- og tynnslip, se kapittel 7.2.1). For entydig å kunne konkludere med alkalireaksjoner (Skadeårsak 25: Alkalireaktivt tilslag) skal det helst kunne påvises alkaligel i tynnslip.

Strukturanalyser er en metode som har vært brukt i mange år i Norge. Metoden krever spesialkompetanse og erfaring med analyser av både tilslag/bergartsmineralogi og betong.

9 Vurdere skadekonsekvens

9.1 Vurdering av skader

Alkalireaksjoner i betong kan medføre ulike skader på en brukonstruksjon, typisk riss, forskyvninger, deformasjoner og brudd (jfr. Tabell 1). Skadegrader benyttes for å angi en teknisk vurdering av skadens utvikling, fra liten (1) til svært stor (4) skade – som omtalt i kapittel 5.2.3.

Konsekvensen av skaden, for bæreevne (B), trafiksikkerhet (T), vedlikehold (V) og miljø/estetikk (M), skal også vurderes. Alkalireaksjoner kan påvirke bæreevnen gjennom endringer i lastbetingelser og betongens mekaniske egenskaper, trafiksikkerheten gjennom f.eks. risiko for nedfall av betongbiter, miljøet gjennom estetisk forringelse som følge av opprissing og vedlikeholdet gjennom behov for utbedring av forannevnte konsekvenser.

Skadekonsekvens består av konsekvenstype (B, T, V og M) og konsekvensgrad (fra 1 = liten konsekvens til 4 = stor konsekvens) og benyttes sammen for å angi konsekvensen skaden har for hele brua, omgivelsene og brukerne av brua. En skadetype kan ha flere skadekonsekvenser.

I tidlig fase av skadeutviklingen kan det være tilstrekkelig å vurdere skadekonsekvens basert på visuelle observasjoner og resultater fra felt- og laboratorieundersøkelser. Ved langt framskreden skadeutvikling kan det være behov for å vurdere konsekvensen av betongens ekspansjon på lastsituasjonen. I så fall må ekspansjonsnivået estimeres, se etterfølgende kapittel.

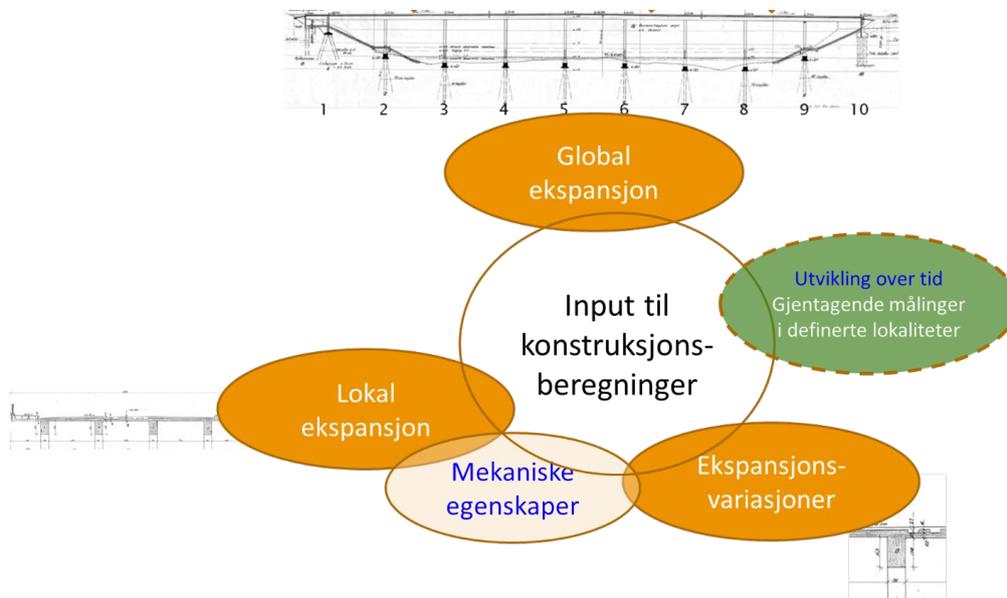
9.2 Estimering av ekspansjon og bæreevneklassifisering

Ekspansjon av betongen som følge av alkalireaksjoner er en langtidseffekt, som i armert betong vil gi tilleggskrefter som virker på konstruksjonen sammen med egenvekt og nyttelast. Lastvirkningen fra alkalireaksjoner bestemmes først og fremst av bæresystemet, størrelsen og fordelingen av ekspansjonen og hvordan tverrsnittet er armert.

For å kunne gjennomføre en bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner er det nødvendig å estimere ekspansjonen i ulike deler av brua, både globalt og lokalt:

- For hele overbygningen
- For enkeltelementer (f.eks. ulike bjelker)
- Over tverrsnitt og i fri/fastholdt retning

Se illustrasjon i Figur 48.



FIGUR 48 EKSPANSJONEN, BÅDE STØRRELSERORDEN OG FORDELING OVER KONSTRUKSJON OG KONSTRUKSJONSELEMENTER, MÅ ESTIMERES SOM INPUT TIL KONSTRUKSJONSBEREGNINGER

Hvor detaljert det er nødvendig å estimere variasjonen og fordelingen av ekspansjonen vil være avhengig av brutype. Illustrasjon i Figur 48 er basert på Elgeseter bru, som er en komplisert konstruksjon med fire T-bjelker. I kapittel 11 er det gitt eksempler på hvordan de ulike ekspansjonsnivåene er estimert for Elgeseter bru.

Ekspansjonsverdiene estimeres basert på et samlet sett av resultater fra felt- og laboratorieundersøkelsene (målte deformasjoner/forskyvninger og rissvidder, samt resultater fra SDT-prøving m.m.). Dette bør gjøres i samråd med de personene som skal foreta de konstruktive analysene. Basert på innledende beregninger kan det bli behov for å justere de på forhånd antatte ekspansjonsverdiene. Se eksempler fra Elgeseter bru i kapittel 11.4 og 11.5.

Ved beregning av bruas lastsituasjon, bør også framtidig ekspansjonsutvikling vurderes.

10 Erfaringer med bruk av metodene

10.1 Innledning

I perioden 2010–2020 er det utført både felt- og laboratorieundersøkelser av flere bruer i Norge, i hovedsak som del av følgende FoU-prosjekter:

- Statens vegvesens FoU-program Varige konstruksjoner (2012–2015) /2/.
- SINTEF/KPN-prosjektet 236661 «ASR – Alkali-silica reaction in concrete – reliable concept for performance testing» (2014–2019) /3/.
- Statens vegvesens FoU-program Bedre bruvedlikehold (2017–2022) /4/.

Omfanget av undersøkelser på de ulike bruene har variert, fra én konstruksjonsdel til hele konstruksjonen. Bruer som har vært undersøkt i stort omfang er vist i Tabell 4, mens eksempler på bruer som har vært undersøkt i begrenset omfang er vist i Tabell 5.

TABELL 4 BRUER SOM HAR VÆRT UNDERSØKT I STORT OMFANG

Bru	Bygd	Lengde	Type
Elgeseter	1951	200	Bjelke/plate
Nautesund	1958	192	Hengebru
Tjeldsund	1967	1001	Hengebru, bjelke/plate
Tromsø	1960	1016	FFB, plate, bjelke/plate

TABELL 5 EKSEMPLER PÅ BRUER SOM HAR VÆRT UNDERSØKT I BEGRENSET OMFANG

Bru	Bygd	Lengde	Type
Folda	1969	337	Hengebru
Nærøysund	1981	701	Hengebru
Fiborg	1975	214	Plate
Vold o/ jernbane	1966	61	Plate
Fredrikstad	1957	824	Bue, plate, bjelke/plate
Uthus	1972	32	Plate
Kroksund	1964	145	Hengebru

I de etterfølgende kapitlene er det gitt eksempler på bruk av de ulike felt- og laboratorie-metodene som er beskrevet i kapittel 6 og 7.

10.2 Forskyving/deforimasjon

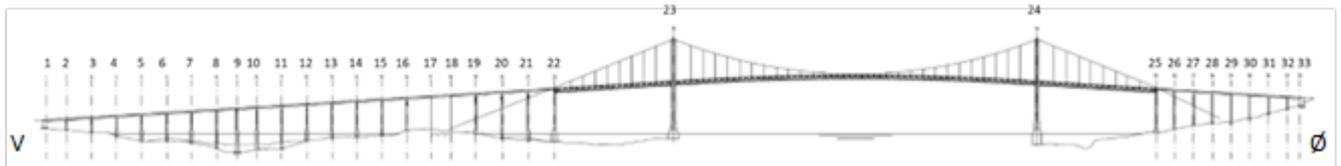
10.2.1 3D-skanning

Daværende Region nord i Statens vegvesen gjennomførte i 2016 forsøk med 3-dimensjonal skanning av søylene i viaduktene på Tjeldsundbrua og vestre viadukt på Tromsøbrua. Skanningen ble utført av firmaet Ing. Granberg AS.

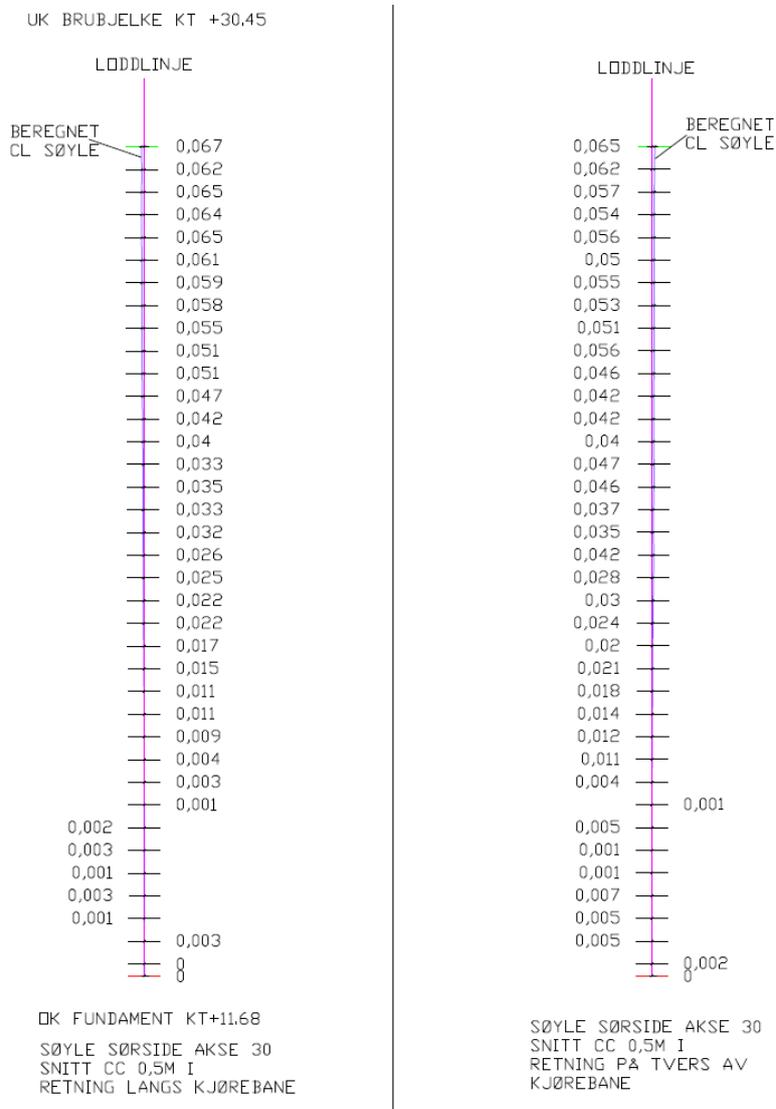
Resultatene fra skanningen ble rapportert for hver søyle i form av:

- Avvik fra loddlinje i retning langs kjørebane, for hver halvmetre i hele høyden
- Avvik fra loddlinje i retning på tvers av kjørebane, for hver halvmetre i hele høyden
- Skisse av søylas posisjon hhv. ved ok. fundament og ved uk. bjelke

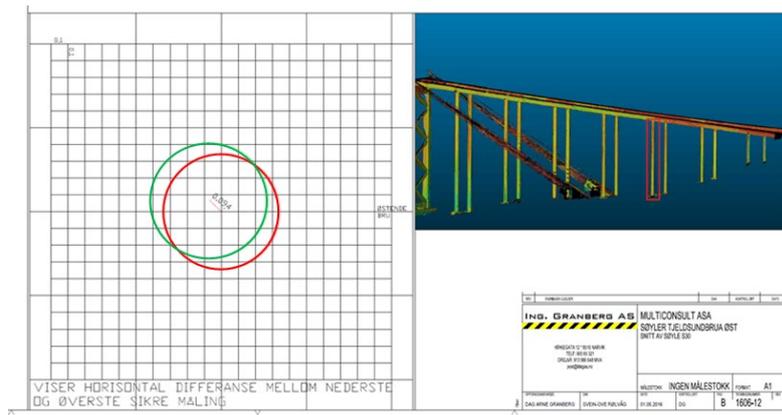
Eksempel på resultater fra Tjeldsundbrua (Figur 49) er vist for søndre søyle i akse 30 i Figur 50 og Figur 51.



FIGUR 49 TJELDSUNDBRUA



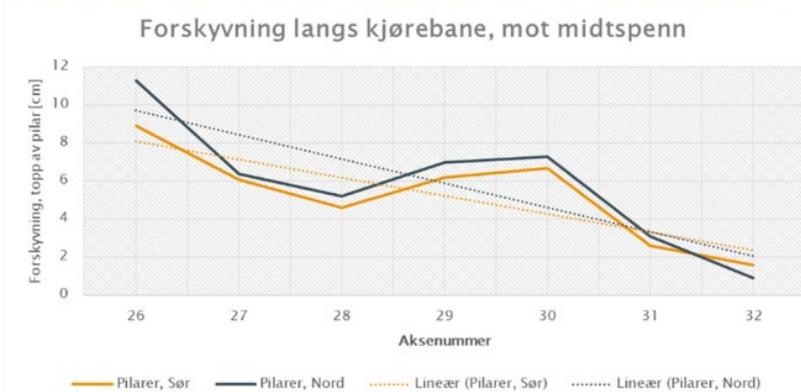
FIGUR 50 TJELDSUNDBRUA, SØNDRE PILAR I AKSE 30. AVVIK FRA LODDLINJE [METER] I HHV. LENGDERETNING OG TVERRETNING, MÅLT FOR HVER METER FRA OK FUNDAMENT TIL UK BJELKE. 3D-SKANNING UTFØRT AV ING. GRANBERG AS.



FIGUR 51 TJELDSUNDBRUA, ØSTRE VIADUKT, SØNDRE PILAR I AKSE 30 (MARKERT MED RØD FIRKANT TIL HØYRE I FIGUREN). SØYLAS POSISJON VED OK FUNDAMENT ER TEGNET MED RØD RING OG SØYLAS POSISJON VED UK BJELKE ER TEGNET MED GRØNN RING. 3D-SKANNING UTFØRT AV ING. GRANBERG AS.

Det må forventes at søylene allerede fra dag 1 har hatt avvik fra loddlinjen, så førstegangsmålinger som dette (uten 0-verdier) kan ikke benyttes til å entydig bestemme en gitt forskyvning av overbygningen i perioden fra bygging. Ved å sammenstille målingene for alle søylene i viaduktene kan en imidlertid estimere en forskyvning basert på en trend, se eksempel i Figur 52.

Ved å anta at forskyvningen av bruoverbygningen i akse 26 er ca. 10 cm, og lengden av viadukten er ca. 100 m, så kan det estimeres en global ekspansjon av overbygningen på ca. 1 %. Dette estimatet kan videre sammenholdes med og eventuelt justeres basert på målinger av fugeåpning i akse 25.



FIGUR 52 TJELDSUNDBRUA, ØSTRE VIADUKT. PILARENES AVVIK FRA LODDLINJEN I BRUAS LENGDERETNING ER FRAMSTILT GRAFISK, MED LINEÆR TRENDLINJE FOR HHV. SØNDRE (GUL) OG NORDRE (SVART) SØYLER. FOTO: EVA RODUM, STATENS VEGVESEN. FIGUR: MALIN MATHISEN, STATENS VEGVESEN

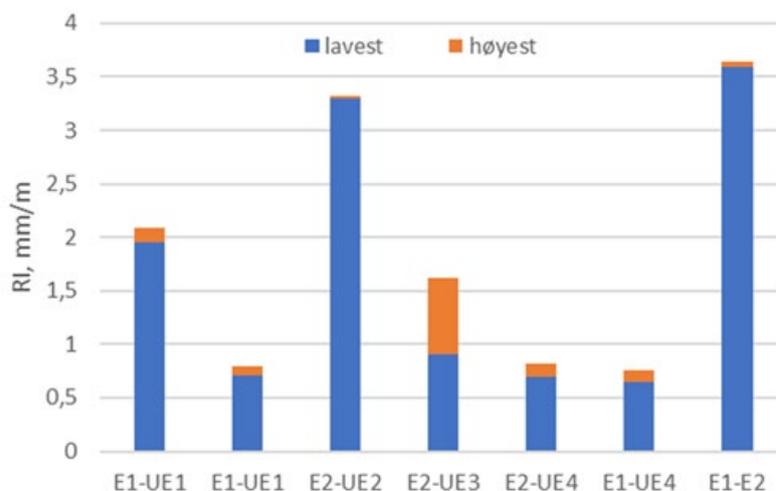
Ved å gjenta slike skanninger etter et visst antall år vil en kunne følge utviklingen over tid og samtidig få et sikrere estimat på ekspansjonshastigheten, ved at en da har etablert nøyaktige utgangsverdier for søylenes posisjon.

10.3 Rissmålinger - overflateriss

10.3.1 Reproduserbarhet

Måling av overflateriss i felt vil være operatørvhengig, i tillegg også influert av temperatur og betongens fuktinnhold. For å undersøke hvor store variasjoner en må påregne i måleresultatene avhengig av operatør, ble det gjennomført parallelle målinger langs de samme målelinjene. To erfarne og internt kalibrerte operatører, E1 og E2, og fire uerfarne operatører (UE1, UE2, UE3 og UE4) var involvert i målingene. En erfaren og en uerfaren operatør ble parvis satt til å måle rissvidder langs samme målelinje. Til sammen sju ulike målelinjer med varierende rissomfang inngikk i undersøkelsen.

Resultatene er vist i Figur 53, i form av laveste og høyeste målte rissindeks. Det oransje feltet viser avviket mellom de to operatørene på den enkelte målelinje.



FIGUR 53 RESULTATER FRA RISSMÅLINGER UTFØRT AV HHV. ÉN ERFAREN OG ÉN UERFAREN OPERATØR PR. MÅLELINJE. DET ER MÅLT LANGS TOTALT SJU ULIKE MÅLELINJER.

En av de uerfarne operatørene (UE3) bruker sterke briller og hadde problemer med å fokusere på betongoverflata/risslinjalen. Dette kan forklare det relativt store avviket som er observert mellom operatørene på den aktuelle målelinjen (E2-UE3). De øvrige avvikene er betraktet som akseptable, selv ved relativt lave rissindekser. Det er forventet at presisjonsnivået på rissindeksene vil øke med økende rissindekser, dette fordi:

- Det er enklere å «treffe» riktig rissvidde på malen når rissene er større, f.eks. >0,5mm.
- Avvik på $\pm 0,05$ mm pr. rissvidde (som er intervallene for rissvidder 0,1–1,1 mm på SINTEF-linjalen (se Figur 25) vil utgjøre et %-vis mindre avvik ved generelt store rissvidder (f.eks. > 0,5 mm) enn ved generelt små rissvidder.

Det ble brukt en SINTEF risslinjal i undersøkelsen (se Figur 25). Denne har økende intervall med økende rissvidde (0,05 mm < 1 mm, 0,2 mm opp til 2 mm og 0,5 mm opp til 5 mm og 1 mm opp til 10 mm), hvilket også bidrar til mindre avvik mellom operatørene ved større rissvidder.

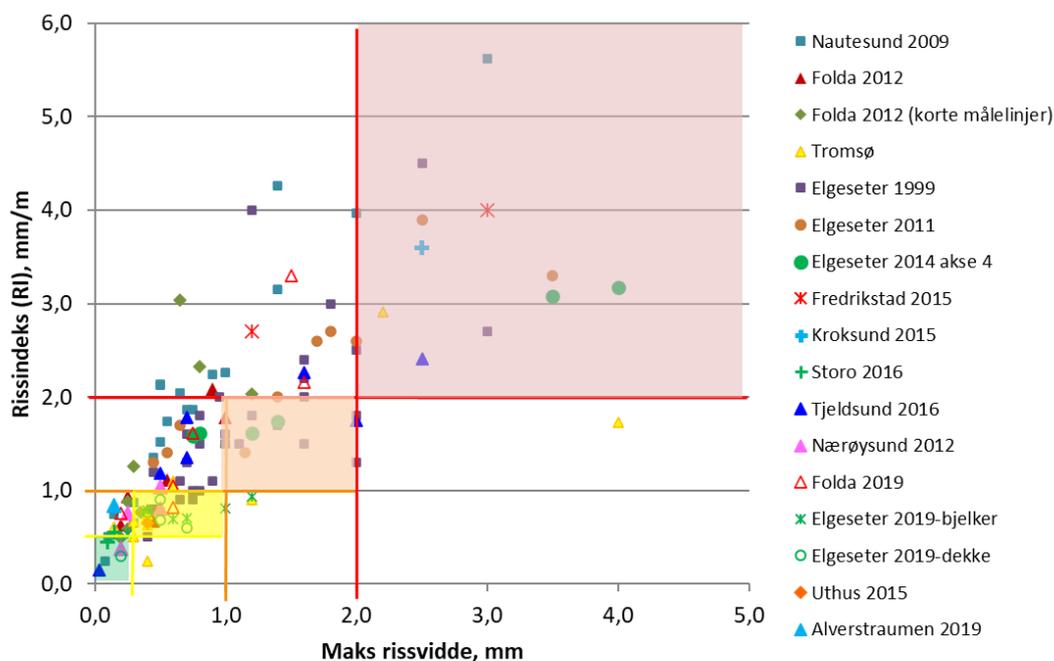
10.3.2 Rissindeks vs. maks rissvidde

Systematisk måling av rissvidder er i hovedsak egnet for søyler, tårn og landkar, dvs. vertikale flater med fri ekspansjon i minst en retning.

Innenfor de ulike FoU-prosjektene er det gjennomført rissmålinger på et stort antall konstruksjonselementer.

Ved slike målinger skal både rissindeks og maks rissvidde rapporteres, og som angitt i kapittel 6.4 er det i N-V441 angitt retningslinjer for fastsetting av skadegrad for begge disse parametrene.

For å vise sammenhengen mellom maks rissvidde og rissindeks er disse verdiene sammenstilt for et stort antall målte risslinjer i perioden 2009–2019, i tillegg til målinger på Elgeseter bru i 1999 (Viggo Jensen /41/), i Figur 54. I figuren er skadegrad 1–4 for hver av de to skadeparametrene tegnet inn, og de skraverte områdene angir hvor de to skadegradene sammenfaller. Figuren viser at der det ikke er sammenfall mellom skadegradene, så er det rissindeksen som slår ut med høyest skadegrad.



FIGUR 54 RESULTATER FRA RISSMÅLINGER UTFØRT SYSTEMATISK LANGS MÅLELINJER, PÅ ULIKE BRUER OG KONSTRUKSJONSDELER I PERIODEN 2009–2019, I TILLEGG SØYLER PÅ ELGESETER BRU 1999. MAKS MÅLT RISSVIDDE ER PLOTTET MOT BEREGNET RISSINDEKS. SKADEGRAD 1–4 FOR DE TO PARAMETRENE ER INDIKERT MED LINJER, MENS DE SKRAVERTE OMRÅDENE ANGIR HVOR DE TO SKADEGRADENE SAMMENFALLER, HHV. FOR SKADEGRAD 1=GRØNN, SKADEGRAD 2=GUL, SKADEGRAD 3=ORANSJE OG SKADEGRAD 4=RØD.

10.3.3 Rissindeks vs. værtpåkjening

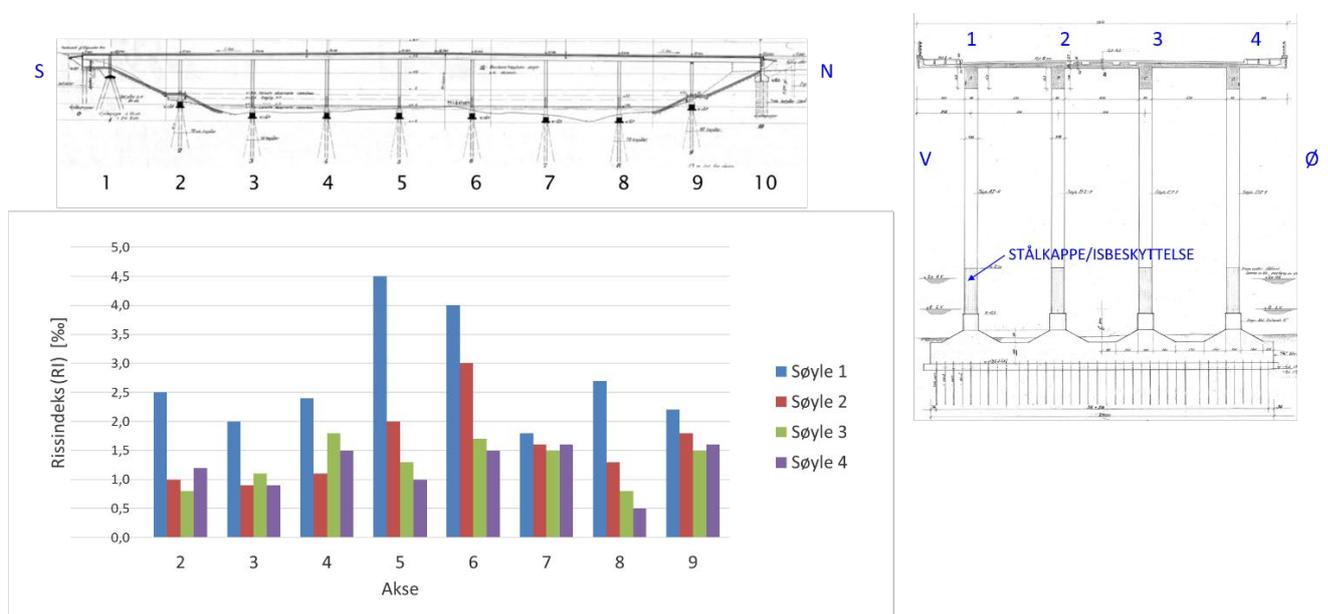
Sammenhengen mellom opprissing og værtpåkjening (fra regn og sol) er undersøkt for flere bruer. I det etterfølgende gis noen eksempler på denne sammenhengen.

Elgeseter bru:

Elgeseter bru går fra sør mot nord og har fire søyler i hver akse, søyle 1 mot vest og søyle 4 mot øst. Dominerende regn- og solpåvirkning er fra vest.

I 1999 ble det målt rissvidder langs omkretsen av hver søyle ca. 1 m over stålkappen/ isbeskyttelsen, se Figur 55. For Elgeseter bru er det funnet at:

- Rissomfanget er generelt størst på de vestre søylene
- Opprissingen er størst på søylene som står midt i elva

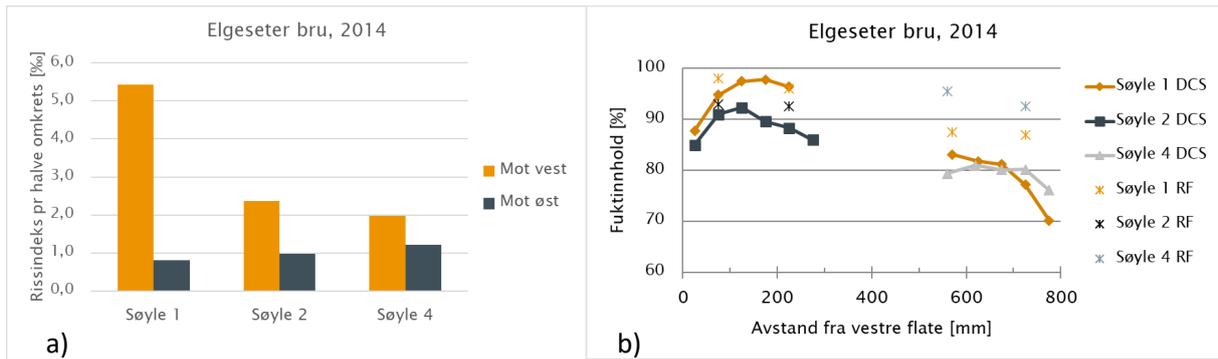


FIGUR 55 ELGESETER BRU. RISSVIDDEMÅLINGER UTFØRT I 1999, CA. 1 M OVER ISBESKYTTELSEN. BEREGNEDE RISSINDEKSER I AKSE 2-9, FIRE SØYLER PR AKSE (1-4) / 41 /.

I 2014–15 ble det målt rissvidder langs omkretsen av søyle 1, 2 og 4 i akse 4, ca. 4,5 m over stålkappen/isbeskyttelsen. I tillegg ble det fra de samme områdene boret ut kjerner for bestemmelse av fuktinnhold (kapillær vannmetningsgrad=DCS og relativ fuktighet=RF) iht. prosedyrer i kapittel 7.4. Resultatene, se Figur 56, underbygger funn fra 1999 om at rissene er størst i søyle 1 (mot vest). I tillegg viser beregnede rissindekser og fuktprofiler at:

- Rissomfanget er generelt størst på vestre side av søylene (Figur 56a)
- Fuktinnholdet er høyest på flater mot vest (Figur 56b)

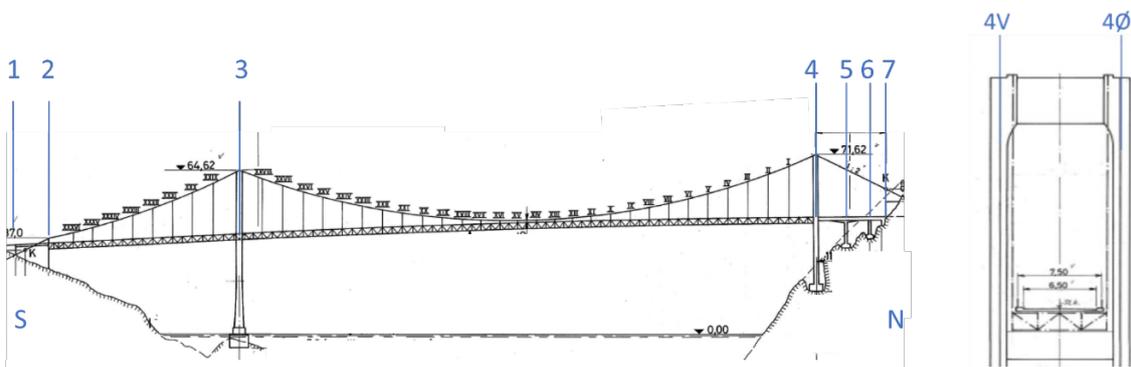
For østsiden av søylene er det relativt stor forskjell mellom DCS- og RF-verdier. Forholdet mellom DCS og RF er forklart nærmere i kapittel 7.4.1.



FIGUR 56 ELGESETER BRU, RISS- OG FUKTMÅLINGER UTFØRT I 2014, PÅ TRE SØYLER I AKSE 4, CA. 4,5 M OVER ISBESKYTTELSEN. A) RISSINDEKSER BEREGNET FOR HHV. HALVDDEL MOT VEST OG HALVDDEL MOT ØST OG B) FUKTPROFILER ANGITT SOM DCS OG RF I ULIKE DYBDER FRA FLATE MOT VEST. SØYLENES DIAMETER ER 800 MM /46/.

Folda bru:

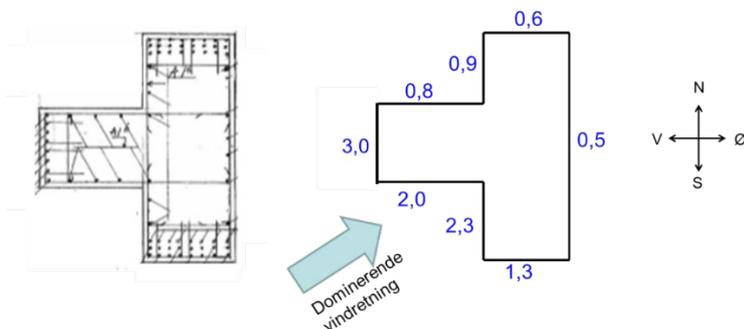
Folda bru er ei hengebru som går fra sør mot nord og har tårn i akse 3 og 4, se Figur 57. Dominerende vindretning er fra sørvest, se Figur 58 .



FIGUR 57 FOLDA BRU, MED OPPRISS AV ØVRE DEL AV TÅRN I AKSE 4.

I 2012 ble det målt rissvidder, blant annet langs omkretsen av vestre tårnbein i akse 4, i høyde ca. 6 m fra kjørebanelene. Resultatene viser at:

- Rissomfanget er generelt størst på flater mot sørvest, se Figur 58.



FIGUR 58 FOLDA BRU. RISSMÅLINGER UTFØRT I 2012, PÅ VESTRE TÅRNBEIN I AKSE 4. RISSINDEKSER BEREGNET FOR ULIKE FLATER I HØYDE CA. 6 M OVER KJØREBANEN.

Tjeldsundbrua:

Tjeldsundbrua (Figur 49) går fra vest mot øst og har to søyler i hver akse i viaduktene, søyle mot sør (S) og søyle mot nord (N). Dominerende regn- og solpåkjenning er fra sørvest.

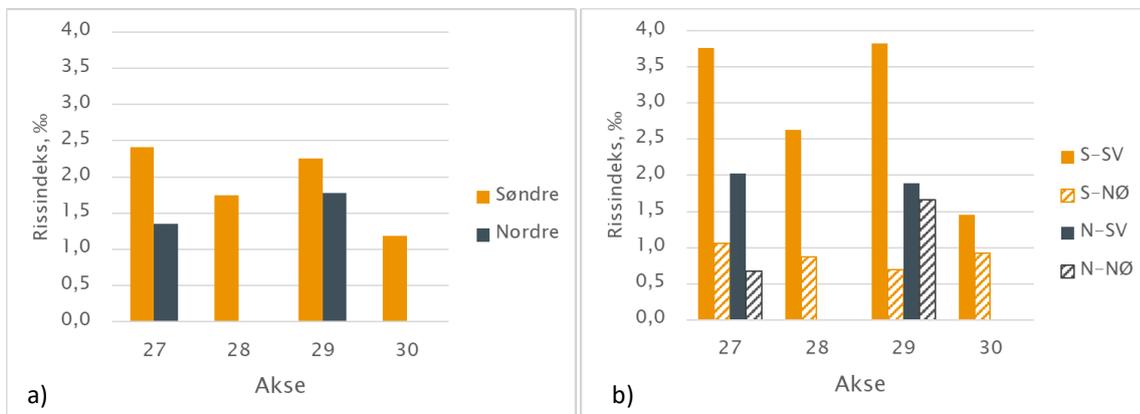
Brua ble inspisert i 2016. Det ble registrert store variasjoner i rissomfang i søylene i bruas lengderetning (sannsynligvis pga. forskjeller i betongsammensetning), f.eks. neglisjerbart rissomfang i søyler mellom akse 11 og 20 og omfattende vertikal opprissing i søyler mellom akse 26 og 30. Systematisk rissmåling ble utført på søyler i akse 27 (N og S), 28S, 29 (N og S) og 30 S. Foto av søyler i akse 29 er vist i Figur 59.



FIGUR 59 TJELDSUNDBRUA. SØYLE 29N OG 29S

Rissvidder ble målt langs omkretsen av hver søyle i høyde ca. 1,5 m over fundament, se Figur 60. For Tjeldsund bru ble det funnet at:

- Rissomfanget er generelt størst på de søndre søylene
- Opprissingen er størst på flater mot sørvest



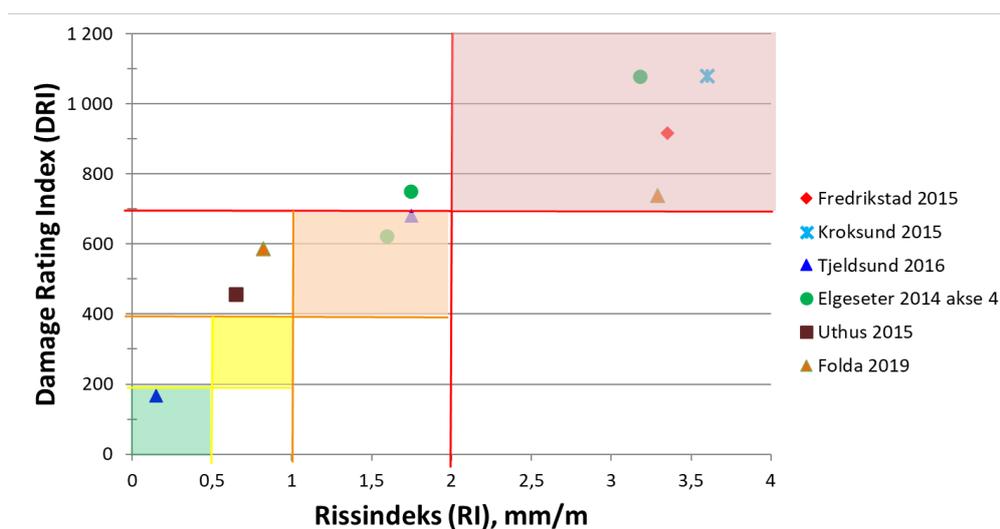
FIGUR 60 TJELDSUND BRU. RISSMÅLINGER UTFØRT I 2016, PÅ SØYLER I AKSE 27-30, CA. 1,5 M OVER FUNDAMENT. DET ER TO SØYLER I HVER AKSE, HHV. SØNDRE (S) OG NORDRE (N). A) RISSINDEKSER BEREGNET FOR HELE OMKRETSEN OG B) RISSINDEKSER BEREGNET FOR HALVE OMKRETSEN, HHV. MOT SØRVEST (SV) OG NORDØST (NØ) /19/

10.3.4 Ytre vs. indre opprissing

Måling av rissvidder på betongoverflata er en enkel og rimelig feltmetode. Spørsmålet er om rissomfanget på overflata gjenspeiler omfanget av riss i indre deler av tverrsnittet.

Innenfor de ulike FoU-prosjektene er det gjennomført rissmålinger på et stort antall konstruksjonselementer, og for en del av disse er det boret ut kjerner for gjennomføring av DRI-analyser (Damage Rating Index), som beskrevet i kapittel 7.2.3. DRI-analysene er utført av Mathieu Champagne ved Laval-universitetet i Canada.

For å vise sammenhengen mellom rissindeks målt på overflata og DRI bestemt på utboret betong er disse verdiene sammenstilt for ti konstruksjonselementer undersøkt i perioden 2014–2019, se Figur 61. I figuren er skadegrad 1–4 for rissindeks og de fire verbalt beskrevne «skadegradene» for DRI (se Tabell 3) tegnet inn, og de skraverete områdene angir hvor de to skadegraderingene sammenfaller. Figuren viser at der det ikke er sammenfall mellom skadegradene, så er det DRI som slår ut med høyest «skadegrad». Ut fra dette må en kunne konkludere at måling av overflateriss gir en god indikasjon på skadeomfanget lenger inn i tverrsnittet. Utboring av kjerner og videre analyser av planslip vil ytterligere kunne dokumentere skadeomfanget.



FIGUR 61 RESULTATER FRA RISSMÅLINGER SAMMENSTILT MED RESULTATER FRA DRI-ANALYSER, UTFØRT PÅ ULIKE BRUER OG KONSTRUKSJONSDELER I PERIODEN 2014-2019. SKADEGRAD 1-4 FOR RISSINDEKS OG «LITE»-«SVÆRT BETYDELIG» FOR DRI ER INDIKERT MED LINJER, MENS DE SKRAVERTE OMRÅDENE ANGIR HVOR SKADEGRADENE SAMMENFALLER, HHV. FOR SKADEGRAD 1/LITE = GRØNN, SKADEGRAD 2/MODERAT = GUL, SKADEGRAD 3/BETYDELIG = ORANSJE OG SKADEGRAD 4/SVÆRT BETYDELIG = RØD /19, 46, 52, 53, 54, 49, 55, 56/.

Eksempler på konstruksjonselementer som er undersøkt ved begge metoder er vist i Figur 62.



- a) RI = 3.36 mm/m DRI = 917 b) RI = 0.65 mm/m DRI = 456 c) RI = 3.64 mm/m DRI = 1080

FIGUR 62 KONSTRUKSJONSDELER UNDERSØKT VED RISSMÅLINGER OG DRI A) SØYLE PÅ FREDRIKSTADBRU; B) LANDKAR PÅ UTHUS BRU OG C) TÅRNFUNDAMENT PÅ KROKSUND BRU. RØDE PILER MARKERER LOKALITET AV KJERNE FOR DRI. BEREGNET RISSINDEKS OG DRI ER ANGITT UNDER FOTOENE /52, 53, 54, 49/.

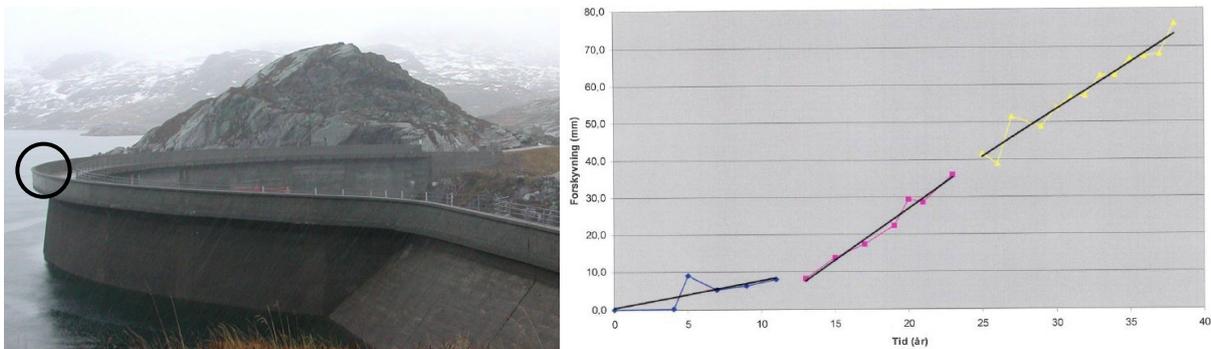
10.4 Utvikling over tid

Alkalireaksjoner er en skademekanisme som utvikler seg over tid. I norske konstruksjoner er det foreløpig ikke påvist at reaksjonene «brenner ut» eller at ekspansjonen stanser. Ulike konstruksjonsdeler vil imidlertid ha ulik utvikling, avhengig av betongsammensetning, fukttilgang og belastning. For å kunne følge utviklingen over tid er det viktig å foreta feltmålinger av riss og forskyvninger/deformasjoner i nøyaktig samme lokaliteter.

I det etterfølgende er vist eksempler på ulike feltmålinger som har vært utført over tid.

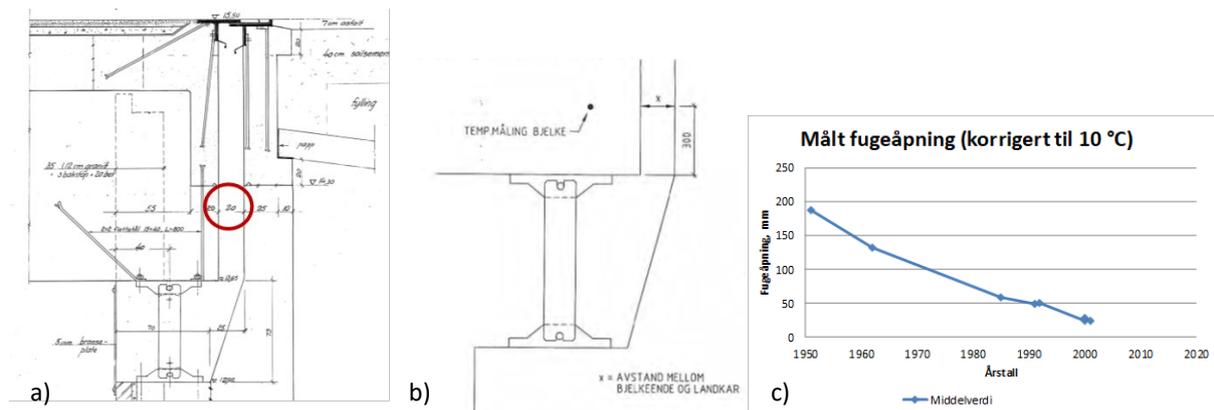
Forskyvninger:

Dam Votna er eid av Hydro Energi og ble bygd i 1964–66. Dammen består av en buedam og en platedam. Buedammen var fra byggefasen instrumentert med bolter i damkrona for årlige målinger av eventuelle deformasjoner. Etter ca. 15 års drift ble det observert tegn på unormal bevegelse på boltene og samtidig tegn på opprissing av betongen, og alkalireaksjoner ble dokumentert. Figur 63 viser foto av dammen og forskyvning av den ene boltene i perioden 1966–2004 /42/.



FIGUR 63 DAM VOTNA. ÅRLIG FORSKYVNING AV BOLT 12 (SVART RING PÅ FOTOET), FRA 1966 TIL 2004. TOTAL FORSKYVNING ETTER CA. 40 ÅR VAR CA. 80 MM /42/

Elgeseter bru ble prosjektert med en fugeåpning på 20 cm ved bygging i 1950, se Figur 64a). I løpet av bruas levetid er det foretatt målinger av fugeåpningen på ulike tidspunkt. Målingene er utført av Statens vegvesen, tidvis i samarbeid med Aas-Jakobsen. Avstanden mellom hver bjelkeende (bjelke 1–4) og landkar er målt i avstand 300 mm opp fra underkant bjelke, se Figur 64b). Reduksjon av fugeåpningen i perioden 1950–2003 er vist i Figur 64c). Ved rehabilitering i 2003 var fugeåpningen lukket i topp, mens åpningen i nedre del av bjelken var på ca. 2–3 cm.



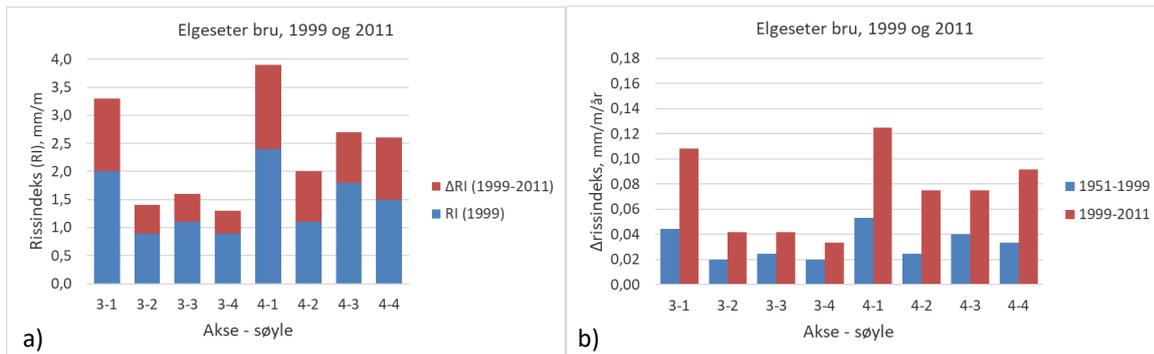
FIGUR 64 ELGESETER BRU. A) PROSJEKTERTE FUGEÅPNING I AKSE 10, B) LOKALITET AV MÅLEPUNKT FOR MÅLING AV FUGEÅPNING OG C) FUGEÅPNING OVER TID, FRA 1950 TIL CA. 2000, MIDDELVARDIER AV FIRE BJELKEENDER.

Rissvidder:

På Elgeseter bru ble rissvidder målt systematisk på søylene for første gang i 1999, se Figur 55. Rissviddene ble målt ca. 1 m over stålkappen. I 2011 ble målingene gjentatt på de av søylene som ikke var overflatebehandlet med sementbasert slemmemasse eller karbonfiberbånd, dvs. alle fire søyler i hver av akse 3 og 4.

Resultatene er vist i Figur 65, hhv. som beregnede rissindeks og gjennomsnittlig årlig økning i rissindeks i periodene 1951–1999 og 1999–2011. Det er valgt å betrakte økningen helt fra byggeår. Hvorvidt dette er riktig kan diskuteres ettersom det normalt tar ca. 15 år før rissene oppstår i overflata. Ved å gjøre det slik vil den årlige rissutviklingshastigheten i den første perioden naturligvis bli lavere enn om en valgte en senere startdato, f.eks. etter 15 år. Dette igjen vil (feilaktig?) forsterke inntrykket av at ekspansjonen akselererer i den andre perioden. Uansett hvordan en velger å framstille dette, så vil en kunne se trender i skadeutviklingen i de ulike konstruksjonsdelene.

Figurene viser at skadeutviklingen/ ekspansjonshastigheten er størst og akselererende i vestre søyler (3–1 og 4–1). Det er videre en indikasjon på at skadeutviklingen for de øvrige søylene går raskere i akse 4 enn i akse 3. Det er også en tendens til akselererende utvikling i akse 4.

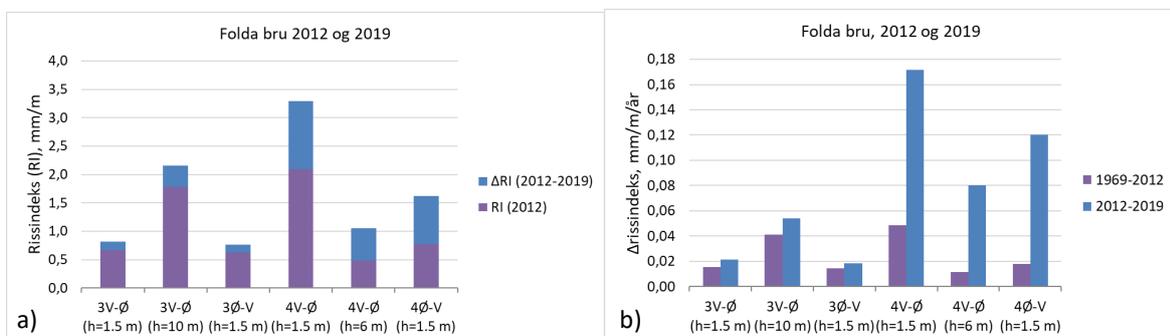


FIGUR 65 ELGESETER BRU – RISSUTVIKLING FRA 1999-2011, ANGITT SOM A) RISSINDEKSER I 1999 OG 2011 OG B) GJENNOMSNITTLIG ÅRLIG ØKNING I RISSINDEKS I DE TO PERIODENE. RESULTATENE ER IKKE TEMPERATURKORRIGERT /41, 46/.

På Folda bru ble det målt rissvidder langs etablerte målelinjer på alle fire tårnbein (i akse 3 og 4), på flater mot kjørebanelen, først i 2012 og senere i 2019. Målelinjene ble etablert i ulike høyder over kjørebanelen.

Resultatene er vist i Figur 66, hhv. som beregnede rissindekser og gjennomsnittlig årlig økning i rissindeks i periodene 1969–2012 og 2012–2019. Som for Elgeseter bru er det valgt å betrakte økningen helt fra byggeår, se ovenstående kommentarer om usikkerheter ved denne framgangsmåten.

Figurene viser at skadeutviklingen/ekspansjonshastigheten er størst og sterkt akselererende i tårnbein i akse 4, mens skadeutviklingen i akse 3 er nokså jevn.



FIGUR 66 FOLDA BRU - RISSUTVIKLING FRA 1969-2019, ANGITT SOM A) RISSINDEKSER I 2012 OG 2019 OG B) GJENNOMSNITTLIG ÅRLIG ØKNING I RISSINDEKS I DE TO PERIODENE. RESULTATENE ER IKKE TEMPERATURKORRIGERT, MEN BEGGE MÅLINGER BLE UTFØRT I SOMMERSESONGEN (10-12 °C I 2012, 16-18 °C I 2019). MÅLELINJENE ER ANGITT MED AKSENUMMER (3 ELLER 4), TÅRNBEIN (ØSTRE ELLER VESTRE), FLATE (MOT ØST ELLER VEST) OG HØYDE OVER KJØREBANEN.

11 Eksempel Elgeseter bru – ekspansjon og skader i overbygning

11.1 Innledning

Dette kapittelet er ment å vise hvordan de ulike felt- og laboratoriemetodene kan benyttes til å kartlegge skadesituasjonen og å estimere ekspansjonen i ulike deler av en brukonstruksjon.

Elgeseter bru er Norges desidert mest undersøkte bru med alkalireaksjoner, og det er naturlig å bruke denne brua som et eksempel på bruk av metoder og vurdering av resultater.

Det presiseres at det ikke er mulig å benytte én enkeltmetode i arbeidet med å estimere skadegrad/ekspansjon, men at det er nødvendig å sammenstille alle observasjoner, feltmålinger og laboratorieresultater for å kunne komme fram til fornuftige anslag på global ekspansjon og ekspansjonsfordeling over konstruksjon og tverrsnitt.

Ettersom all prøvetaking fra bruplate og bjelkesteg er gjort i fri retning (å bore ut kjerner i bruas lengderetning er naturlig nok ikke mulig) må det også gjøre antagelser knyttet til effekten av fastholding på ekspansjonen i denne retningen.

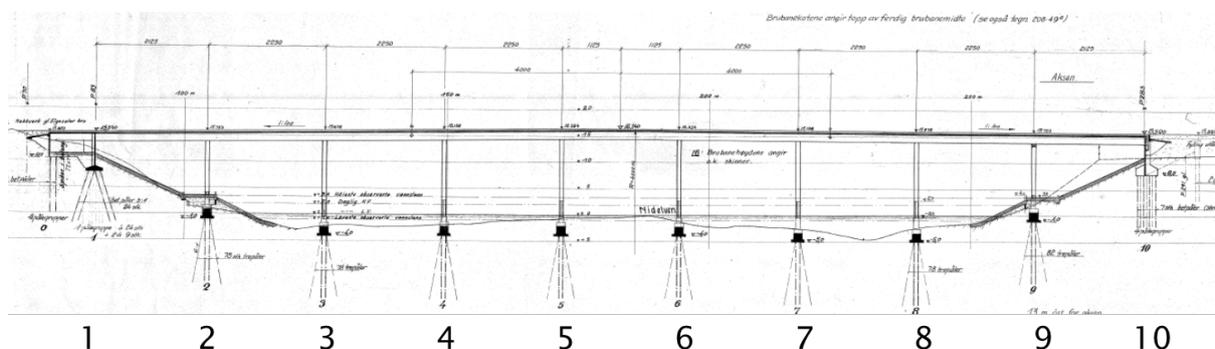
11.2 Om brua

Elgeseter bru går over Nidelva i Trondheim sentrum. Brua ble bygd i perioden 1949–51, som ei kontinuerlig bjelke-/platebru med 9 spenn og en total lengde på 200 m, se Figur 67.

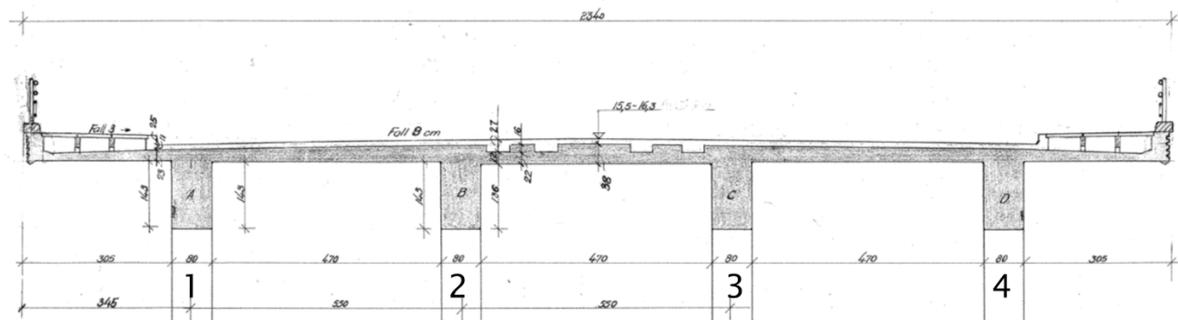
Hovedbæresystemet består av 4 langsgående kontinuerlige T-bjelker (steg 800mmx1430mm) med senteravstand 5,5 m meter opplagt på søyler Ø800 mm. Dekketykkelsen varierer fra 150 til 380 mm. Opprinnelig hadde brua to kjørebener og to trikkespor. Brudekket ble støpt med utsparinger for hver trikkeskinne. Tverrsnitt av overbygningen i Figur 68. Total brubredde er 23,4 m.

Søylerekken i akse 9 er leddlagret i topp, øvrige søyler er monolittisk forbundet til bruoverbygningen. Brua har pendellager og fuge ved landkar i akse 10. Opprinnelig fugeåpning var 20 cm, se Figur 64a). Ved landkar i akse 1 er brubjelken fastholdt og innspent i landkarkonstruksjonen.

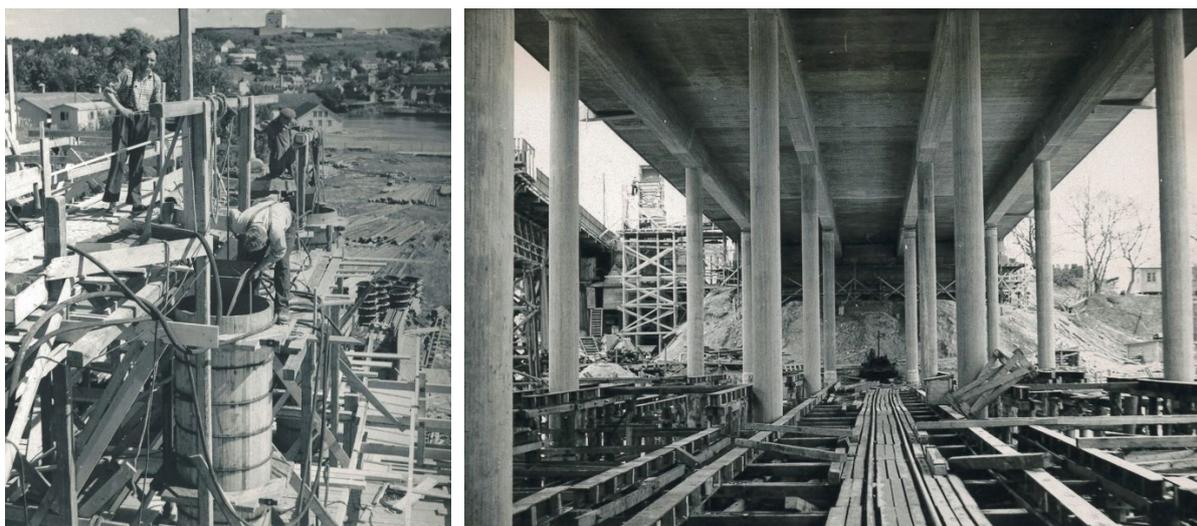
Foto fra byggearbeidene i Figur 69.



FIGUR 67 ELGESETER BRU – LENGDESNITT, AKSE 1 MOT SØR



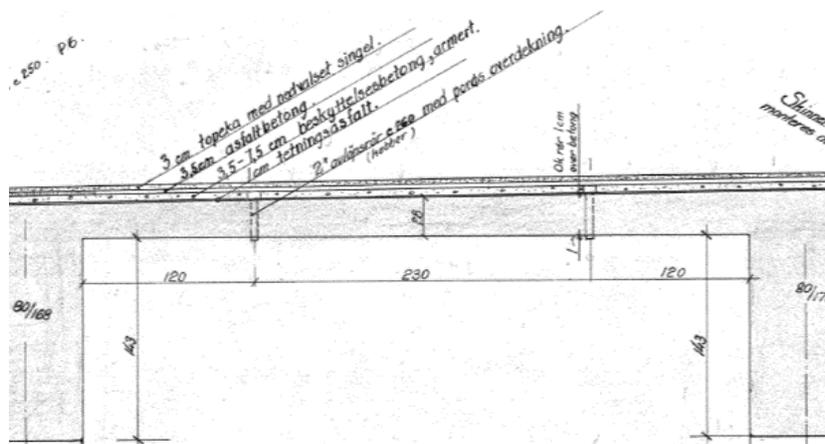
FIGUR 68 ELGESETER BRU – TVERRSNITT AV OVERBYGNING, BJELKE 1 MOT VEST



FIGUR 69 ELGESETER BRU – FOTO FRA BYGGINGEN (FOTO: SIVILINGENIØRENE HARBOE OG LEGANGER)

Bruplata ble opprinnelig påført fuktsikring og slitelag i følgende sjikt (fra betongen og oppover, se oppbygning i Figur 70):

- 1 cm tetningsasfalt
- 3,5–7,5 cm armert beskyttelsesbetong
- 3,5 cm asfaltbetong
- 3 cm topeka med nedvalset singel



FIGUR 70 ELGESETER BRU. BRUPLATE MED FUKTSIKRING OG SLITELAG (FRA TEGNING NR. 208/49)

Siden byggeår er det utført flere tiltak som kan ha forstyrret den opprinnelige oppbyggingen, f.eks. gjentagende asfaltering/fresing og fjerning av trikkeskiner (trikkelinjen ble nedlagt i 1983, men det er uvisst når skinnegangen ble fjernet). I forbindelse med utvidelse av fortauene i 1985 er det i alle fall sannsynlig at tettesjiktet mot betongen ble ødelagt i en utstrekning 3–4 m fra kantbjelkene. Dette antas å være årsaken til de synlige tegn på fuktgjennomgang som ble observert på undersiden av dekket ved spesialinspeksjon i 2012, se Figur 72.

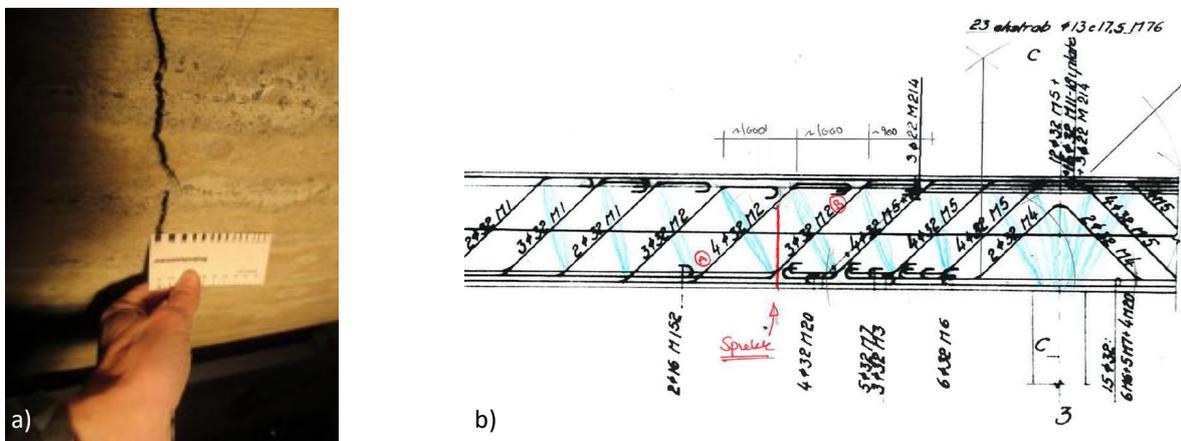
11.3 Historikk - alkalireaksjoner

Elgeseter bru ble diagnostisert med alkalireaksjoner i betongen i 1990 /43/, som en av de første konstruksjoner i Norge. De første tegn på ekspansjon av betongen var relatert til overbygningen, henholdsvis reduksjon av fugeåpning og forskyvning av søyletopper i tre akser på bysida (mot nord). I 2003 ble fugen saget opp og søyletopper i akse 7–9 rettet opp.

Etter det ble brua fulgt opp med jevnlig inspeksjoner iht. ordinære rutiner. Som ledd i det ordinære inspeksjonsregimet utførte Aas-Jakobsen AS en spesialinspeksjon i 2012. I inspeksjonsrapporten /44/ ble det blant annet påpekt følgende:

- Grove riss (opp mot 6 mm) i innerbjelkene, lokalisert i momentnullpunkt. Se Figur 71.
- Fuktskjolder på undersiden av brudekket, som tydet på lekkasje i membranen i forbindelse med fortau. Se Figur 72.

I tillegg ble det utført strukturanalyser (ved SINTEF) av kjerner boret ut fra bjelkene, hvor resultatene viste høyere alkalireaktivitet i ytterbjelkene enn i innerbjelkene/45/.



FIGUR 71 ELGESETER BRU. A) VERTIKALRISS MED RISSVIDDE 6 MM LOKALISERT I MOMENTNULLPUNKT I INNERBJELKE MELLOM AKSE 6 OG 7. B) LOKALITET AV GROVE VERTIKALRISS ER TEGNET INN PÅ ARMERINGSTEGNING. RISSENE SAMMENFALLER MED SNITT HVOR DET LIGGER 3 Ø 32 MM SOM LENGDEARMERING (FOTO/FIGUR: AAS-JAKOBSEN AS /44/)



FIGUR 72 ELGESETER BRU. TYDELIG FUKTGJENNOMGANG, UNDERKANT DEKKE MELLOM BJELKE 1 OG 2, FRA AKSE 1 (FOTO: AAS-JAKOBSEN AS /44/)

I forbindelse med rehabiliteringsarbeider i 2014–15 (forsterkning av søyler og bjelker, utskifting av slitelag/fuktmembran og etablering av nye gang-/sykkelfelt) ble brua innlemmet som objekt i FoU-programmet Varige konstruksjoner (2012–2015). I den anledning ble det gjennomført visuelle inspeksjoner med risskartlegging og omfattende prøveuttak for bestemmelse av fuktinnhold og intern opprissing (planslip), fra bruplata og søyler i akse 3 og 4 /46/. Det ble også utarbeidet en veiledning i konstruktiv analyse for slakkarmerte bruoverbygninger med alkalireaksjoner /5/, basert på Elgeseter bru.

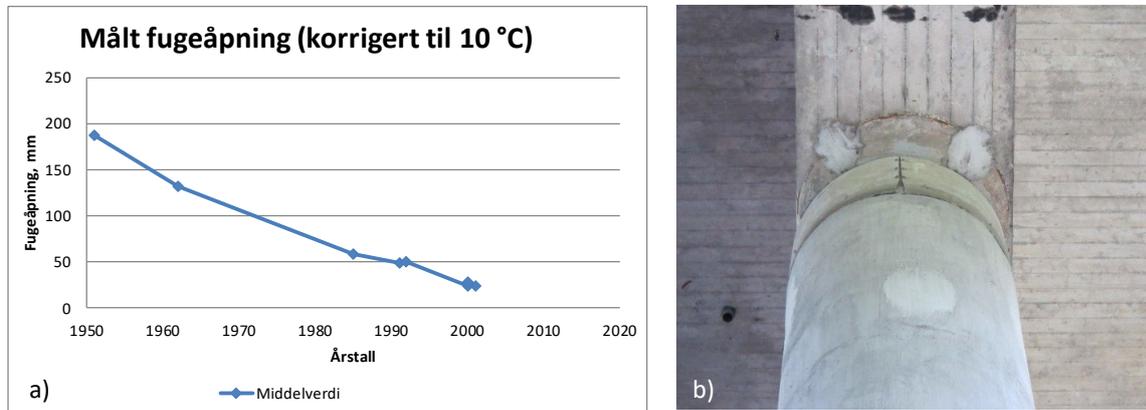
Innenfor det etterfølgende FoU-programmet «Bedre bruvedlikehold» (2017–2021) ble det gjennomført flere masteroppgaver hvor lastsituasjonen for overbygningen av Elgeseter bru ble beregnet /47, 48/, med utgangspunkt i ovennevnte veiledning /5/. Med bakgrunn i resultater fra disse masteroppgavene ble det ansett nødvendig å gjennomføre en ny spesialinspeksjon og nye komplette kontrollberegninger av brua. Brueier (Trøndelag fylkeskommune) inngikk kontrakt med Aas-Jakobsen AS om dette arbeidet, og det ble etablert et samarbeid mellom «Bedre bruvedlikehold» og et underliggende samarbeidsprosjekt med NTNU, «ARKON (2018–2021)», både vedrørende bistand i beregningsarbeidet og framskaffelse av flere tilstandsdata for betongen i overbygningen. Helt avgjørende input til de beregninger som skulle gjennomføres var et estimat på total ekspansjon og ekspansjonsfordelingen i bruplata og i de ulike bjelkene. Prosjektgruppa i ARKON som har arbeidet med dette har bestått av professor Terje Kanstad, seniorforsker Hans Stemland og ph.d.-kandidat Kathrine Mürer Stemland fra NTNU, seniorforsker Jan Lindgård fra SINTEF og sjefingeniørene Håvard Johansen, Bård M. Pedersen og Eva Rodum fra Statens vegvesen. Prosjektansvarlig fra fylkeskommunen har vært teamleder bru Arild Christensen.

Nye undersøkelser av bruplata og bjelker, ved DRI-analyser, IA-analyser og SDT-prøving, ble gjennomført innenfor SINTEFs KPN-prosjekt (2014–2019) og Bedre bruvedlikehold (2017–2021). DRI- og IA-analyser er utført ved Laval-universitetet i Canada, mens SDT-prøving er utført ved NTNU/SINTEF. Resultatene er oppsummert i de etterfølgende kapitlene som grunnlag for estimering av ekspansjon.

11.4 Global ekspansjon – total forlengelse

Den totale forlengelsen av brua er estimert til 20 cm. Dette er basert på at fugen, med opprinnelig åpning på 200 mm, ble lukket og at søylene i akse 9 hadde en forskyvning på ca. 150 mm ved rehabilitering i 2003. Se Figur 73.

Med en total brulengde på 200 m ble den globale ekspansjonen estimert til 1 %.



FIGUR 73 ELGESETER BRU. A) MÅLT FUGEÅPNING I AKSE 10, I NEDRE DEL AV BJELKEENDER (SE FIGUR 64, MIDDEL AV FIRE BJELKER), FRA BYGGEÅR TIL ÅR 2003 B) FORSKYVNING AV SØYLE I AKSE 9, FOTO ETTER OPPRETNING AV SØYLER I AKSE 9

11.5 Lokal ekspansjon

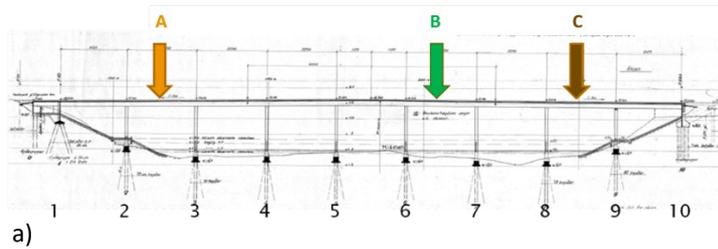
11.5.1 Valg av prøvelokaliteter

Under rehabiliteringsarbeidene ble slitelag og fuktisolering (Figur 70) fjernet, se Figur 74. Det ble da registrert en del skader og delaminering i betongen, med økende omfang fra akse 1 mot akse 10. I siste platefelt mot akse 10 ble det avdekket et større område med delaminering og bom.



FIGUR 74 ELGESETER BRU. A) ØSTRE DEL AV BRUPLATA ETTER FJERNING AV SLITELAG OG FUKTSIKRING OG B) VESTRE DEL AV BRUPLATA, MOT FUGE I AKSE 10 /46/

Basert på observerte variasjoner i fuktpåkjening og skadeomfang ble det valgt å ta ut prøver fra tre lokaliteter i bruas lengderetning (A, B og C, se Figur 75a). I hver av disse lokalitetene ble det tatt ut prøver hhv. fra antatt fuktig område og antatt tørrere område (1 og 2, se Figur 75b). Det ble tatt ut prøver både fra plate og bjelker.



FIGUR 75 ELGESETER BRU. PRØVELOKALITETER I A) BRUAS LENGDERETNING (A, B OG C) OG B) TVERRETNING I HVERT OPPSETT (1 OG 2)

11.5.2 Resultater for bruplata

Betongkjerner boret ut fra oversida av bruplata (se eksempel i Figur 76) ble benyttet til bestemmelse av fuktinnhold (DCS) og framstilling av planslip for DRI-analyser og visuell vurdering/automatisert fotoanalyse.



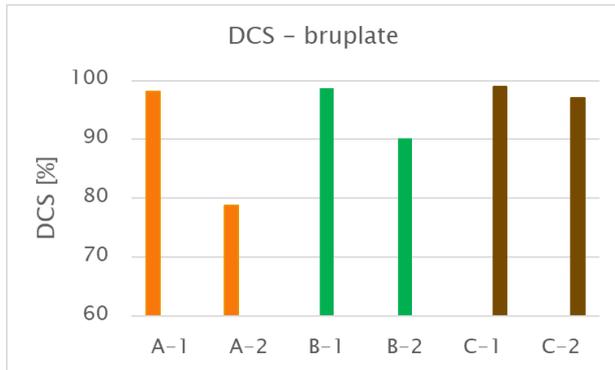
FIGUR 76 ELGESETER BRU. EKSEMPEL PÅ UTBORING AV KJERNER FRA OK DEKKE, FELT A, LOKALITET 1 (ØVERST) OG 2 (NÆRMEST). FOTO: LARS MAGNUS HANSEN, STATENS VEGVESEN.

Betongkjerner boret ut fra undersiden av bruplata, se Figur 77, ble benyttet til SDT-prøving.



FIGUR 77 ELGESETER BRU. KJERNER BORET UT FRA UNDERKANT BRUPLATE. DIAMETER 95 MM, VARIERENDE LENGDER FRA 130-210 MM

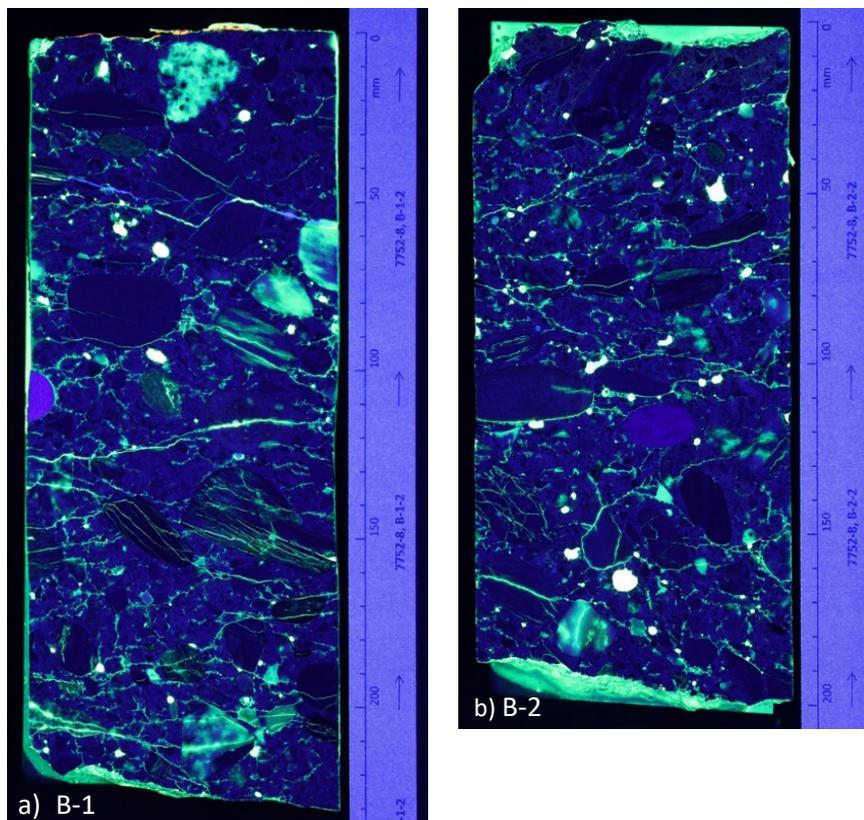
Fukttinnholdet i betongen er bestemt som kapillær vannmetningsgrad, i flere ca. 50 mm sjikt fra overflata. Figur 78 viser middelveidene for de øvre 0–150 mm av bruplatea.



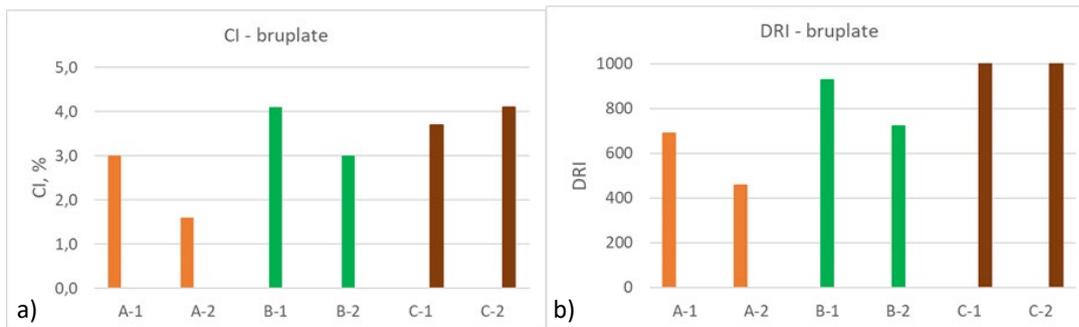
FIGUR 78 KAPILLÆR VANNMETNINGSGRAD (DCS), MIDDELVERDIER FOR DE ØVRE 0-150 MM AV DEKKET I FELT A, B OG C, HHV. I LOKALITET 1 OG LOKALITET 2.

Foto av planslip i UV-lys gir et visuelt bilde av opprissingen. Eksempel på opprissingsgrad i bruplatea er vist i Figur 79. Det er gjennomført automatisert fotoanalyse av fluorescensimpregnerte planslip i alle lokaliteter i bruplatea, og beregnet rissintensitet (crack intensity=CI) er vist i Figur 80a).

Motstående halvdel av kjerner benyttet til fremstilling av fluorescensimpregnerte planslip er benyttet til DRI-analyser. Resultatene fra disse analysene er presentert i Figur 80b).

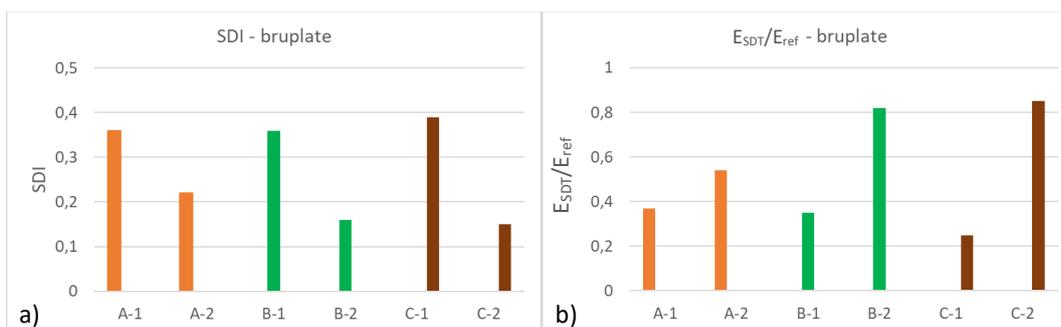


FIGUR 79 EKSEMPLER PÅ RISSMØNSTER OG RISSOMFANG I BRUPLATA – KJERNER BORET FRA OK DEKKE I LOKALITET B. A) KJERNE BORET TIL DYBDE 220 MM I OMRÅDE 1 OG B) KJERNE BORET TIL DYBDE 200 MM I OMRÅDE 2



FIGUR 80 A) RISSINTENSITET (CRACK INTENSITY =CI) BESTEMT FRA AUTOMATISERT FOTOANALYSE AV PLANSLIP I UV-LYS (ROY-TREMBLAY, 2022 /29/) OG B) DRI-VERDIER (FOURNIER AND CHAMPAGNE, 2016 /49/).

SDT-prøving ble utført på enkeltkjerner fra bruplata, i hovedsak to kjerner pr lokalitet. På grunn av liten platetykkelse og relativt korte kjerner ble flere av prøvestykkene tildannet med $h/d < 2$ (varierende fra 1,27–2). SDI-resultatene er presentert i Figur 81a). Reduksjon i E-modul (Figur 81b) er uttrykt ved forholdet E_{SDT}/E_{ref} , hvor E_{SDT} er midlere sekantstivhet av femte på- og avlastningskurve (jfr diskusjonen rundt E_{SDT} i kapittel 7.3.1) og E_{ref} er satt til 28000 MPa (basert på målte E-moduler for de minst skadde bjelkene oppjustert med 10 %/50/).



FIGUR 81 A) SDI-VERDIER OG B) REDUKSJON I E-MODUL UTTRYKT VED E_{SDT}/E_{REF} , MIDDELVERDIER FOR TO PRØVESTYKKER. (STEMLAND M.FL. 2022 /50/).

Resultatene kan oppsummeres som følger:

- Fuktmålinger av bruplata bekrefter visuell observasjon om høyere fuktinnhold i område 1 enn i område 2
- Analyser av planslip (CI og DRI) og resultater fra mekanisk SDT-testing (SDI og E_{SDT}/E_{ref}) fra bruplata viser større skader i område 1 enn i område 2

Samlet sett bekrefter resultatene tidligere rissregistreringer og strukturanalyser om at bjelke 1 har større ekspansjon enn bjelke 2. De viser også at skadeomfanget i bruplata er økende fra lokalitet A mot lokalitet C. Når det gjelder bruplata er det grunn til å anta at de høye «skadeindikatorerne» ikke utelukkende kan tilskrives ekspansjon, men også frostpåvirkning. Metodene, med unntak delvis av DRI-metoden, skiller ikke på årsakene til opprissingen, men gir kun uttrykk for omfanget av riss.

Basert på et samlet sett av resultater ble følgende ekspansjonsverdier estimert for bjelkene:

- Bjelke 1: 1 ‰ (lik den globale ekspansjonen)
- Bjelke 2: 0,5 ‰

11.5.3 Resultater for bjelkesteg

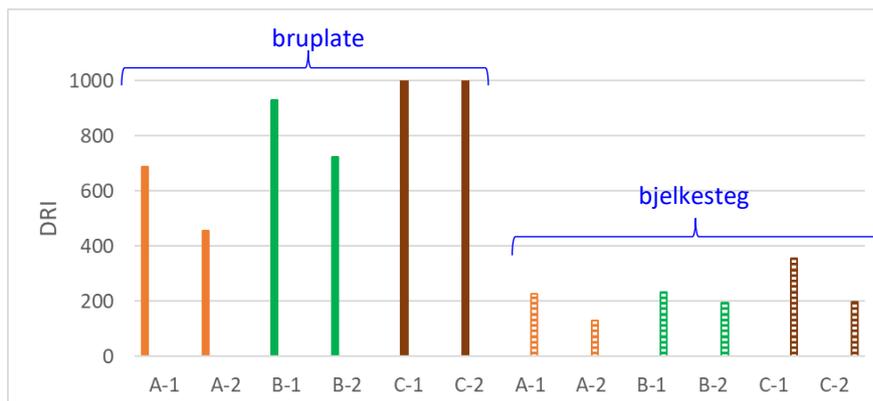
Fra hver lokalitet ble det boret ut 2 stk kjerner gjennomgående (lengde 800 mm) gjennom bjelkestegene midt i bjelkesteg, se Figur 82.



FIGUR 82 BETONGKJERNER BORET GJENNOMGÅENDE GJENNOM 800 MM BJELKESTEG PÅ ELGESETER BRU. FOTOGRAFERT I LABORATORIUM ETTER UTPAKKING, VISUELL UNDERSØKELSE OG MERKING FOR SAGING AV PRØVESTYKKER FOR SDT-PRØVING.

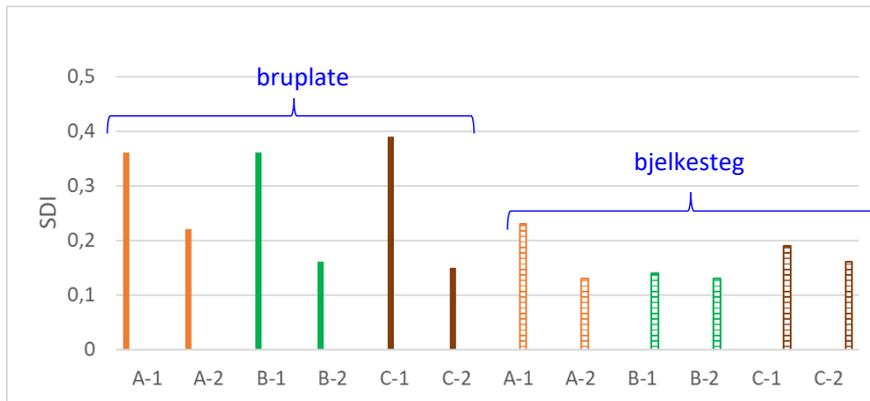
Fra den ene kjernen ble det tildannet 3 prøvestykker (ø95 mm x 190 mm) for SDT-prøving (merket vest, midt og øst på foto i Figur 82). Fra den andre kjernen ble det tildannet 2 stk. planslip (95 mm x 200 mm) for DRI-analyser, fra enkelte kjerner også et ekstra prøvestykke for SDT.

Resultatene fra DRI-analysene er vist i Figur 83, sammenstilt med verdier for bruplate.

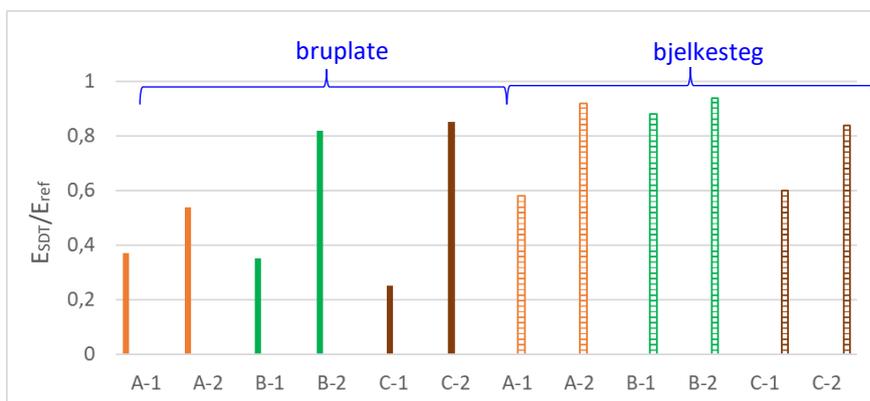


FIGUR 83 DRI-VERDIER FOR BJELKESTEGENE (FOURNIER, 2020 /51/) SAMMENSTILT MED TILSVARENDE VERDIER FOR BRUPLATA.

SDI-resultatene er presentert i Figur 84, reduksjon i E-modul i Figur 85. Reduksjon i E-modul er uttrykt ved forholdet E_{SDT}/E_{ref} (hvor E_{ref} er 28000 MPa), som forklart i foregående kapittel.



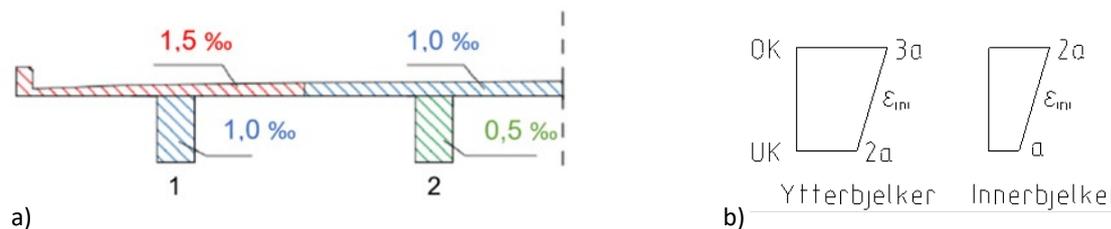
FIGUR 84 SDI-VERDIER FOR BJELKESTEGENE (STEMLAND M.FL. 2022 /50/) SAMMENSTILT MED TILSVARENDE VERDIER FOR BRUPLATA (FIGUR 81A). MIDDELVERDIER FOR 3-4 PRØVESTYKKER.



FIGUR 85 REDUKSJON I E-MODUL (UTTRYKT VED E_{SDT}/E_{REF}) FOR BJELKESTEGENE (STEMLAND M.FL. 2022 /50/) SAMMENSTILT MED TILSVARENDE VERDIER FOR BRUPLATA (FIGUR 81B). MIDDELVERDIER FOR 3-4 PRØVESTYKKER.

Resultatene bekrefter at skadeutviklingen har kommet lenger i bjelke 1 enn i bjelke 2 og viser tydelig at skadeomfanget i bjelkene er betydelig mindre enn i bruplata.

Med bakgrunn i disse resultatene ble estimert ekspansjon i ulike deler av tverrsnittet antatt som vist i Figur 86a). Ekspansjonen ble videre antatt å være lineært fordelt over høyden, som illustrert i Figur 86b).



FIGUR 86 ELGESETER BRU. A) ESTIMERT EKSPANSJON I ULIKE DELER AV TVERRSNITTET /50/ OG B) FORDELING AV EKSPANSJON OVER HØYDEN I HHV. YTTERBJELKER OG INNERBJELKER ($a=0,5 ‰$) /6/.

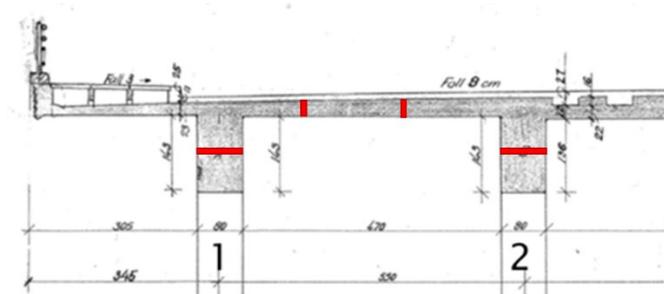
11.5.4 Kontroll av estimert lokal ekspansjon

I kapittel 11.4 er det redegjort for hvordan den globale ekspansjonen er satt til 1 ‰.

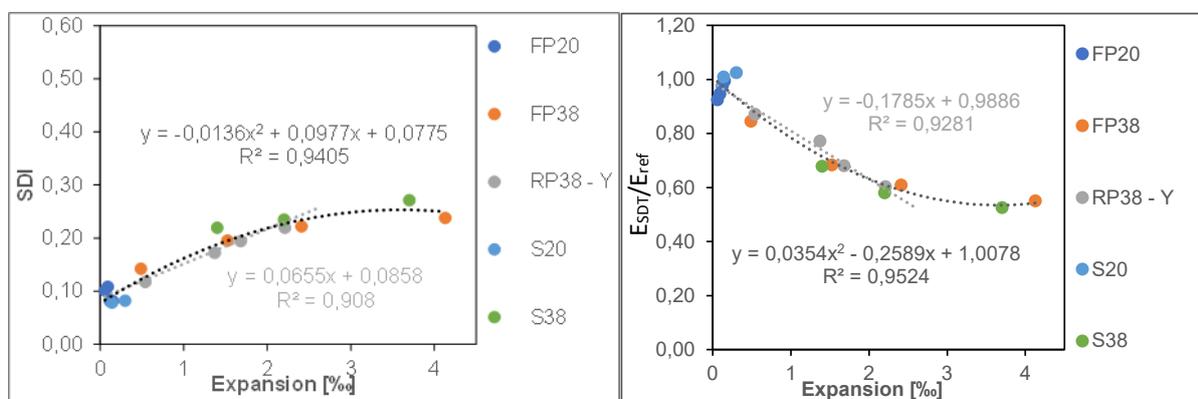
I de to foregående kapitler er det redegjort for hvordan resultater fra ulike felt- og laboratorieundersøkelser er brukt som grunnlag for en grov estimering av de lokale ekspansjoner, både i ulike bjelker og i ulike deler av tverrsnittet.

Kathrine Mürer Stemland undersøkte et stort antall frie og fastholdte laboratorieeksponerte prøver ved bruk av SDT-metoden /9/. Prøvingen ble utført ved ulike ekspansjonsnivå. I forsøkene inngikk én betong, som var valgt med tanke på å simulere en typisk norsk brubetong på 1950–60-tallet (v/c 0,48, 450 kg/m³ CEM I, 5,6 kg Na₂O_{eq}/m³, reaktivt grovt tilslag fra Ottersbo og ikke-reaktiv sand fra Årdal). Skadeparametrene SDI og E_{SDT}/E_{ref} ble bestemt og plottet mot ekspansjon, se Figur 43 og Figur 44.

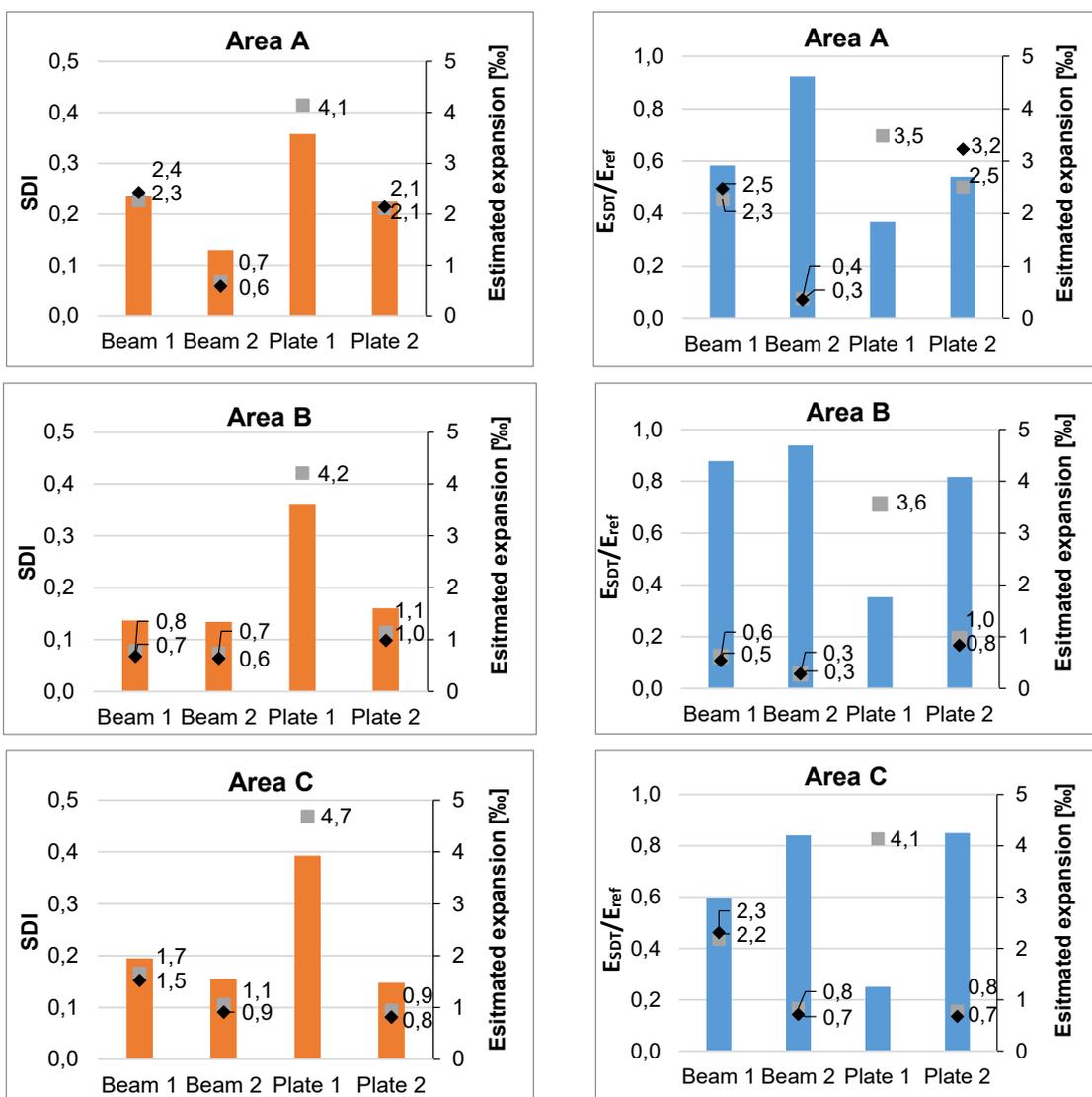
Prøver fra Elgeseter bru er boret ut vinkelrett på bruas lengderetning (som er fastholdt av armering), dvs. i fri retning, som illustrert i Figur 87. I Figur 88 er kun Stemlands SDI- og E_{SDT}/E_{ref} -resultater for frie prøver inkludert, med hhv. lineære og polynomiske regresjonslinjer for sammenhengen mot ekspansjon (de lineære regresjonskurvene er beregnet for det «lineære området» av plottet (opp til ca. 2,5 ‰ ekspansjon), mens de polynomiske er beregnet for hele datasettet). Basert på hhv. de lineære og polynomiske kurveforløpene er det fra figurene tatt ut ekspansjonsverdier for Elgeseter-prøvenes SDI- og E_{SDT}/E_{ref} -verdier, se Figur 89.



FIGUR 87 ELGESETER BRU. ILLUSTRASJON SOM VISER RETNING PÅ UTBOREDE KJERNER.



FIGUR 88 FRA STEMLANDS LABORATORIEFORSØK - SDI-RESULTATER OG E_{SDT}/E_{REF} FRA FRIE RETNINGER PÅ KUBER OG SYLINDRE PLOTTET MOT EKSPANSJON MED TILHØRENDE LINEÆRE (OPP TIL CA. 2,5 ‰ EKSPANSJON) OG POLYNOMISKE (HELE DATASETET) REGRESJONSLINJER /50/.



FIGUR 89 ELGESETER BRU. GJENNOMSNIITTSVERDIER FOR SDI (ORANSJE STOLPER) OG E_{SDT}/E_{REF} (BLÅ STOLPER) FOR ULIKE LOKALITETER (A, B OG C) OG KONSTRUKSJONSDELER (BJELKE 1 OG BJELKE 2, BRUPLATE 1 OG BRUPLATE 2) I ELGESETER BRU. ESTIMERT EKSPANSJON BASERT PÅ LINEÆR KURVE ER PLOTTET MED GRÅ MARKØRER OG ESTIMERT EKSPANSJON BASERT PÅ POLYNOMISK KURVE MED SVARTE MARKØRER. ESTIMERTE VERDIER ER OGSÅ ANGITTE MED TALLVERDIER /50/.

De frie ekspansjonsverdiene estimert hhv. basert på SDI og E_{SDT}/E_{REF} er relativt like. Ekspansjonsverdiene basert på E_{SDT}/E_{REF} er imidlertid lavere enn de basert på SDI når skadegraden er lav ($E_{SDT}/E_{REF} > 0,8$, ekspansjon $< 1,0$ %).

For de mest skadede delene av bruplata (plate 1) er skadeparametrene så høye at de ligger utenfor de oppnådde laboratorieresultatene. Det er derfor benyttet en forlengelse av den lineære kurven (ut av området) for å indikere ekspansjonsverdier for disse platedelene (plottet i området 3,5 – 4,7 % i figuren). Med det blir den frie ekspansjonen estimert for høyt ettersom skadeparametrene (SDI og E_{SDT}/E_{REF}) også mest sannsynlig inkluderer frostpåvirkning. Det er derfor valgt å se bort fra disse verdiene og heller gjøre en skjønnsmessig estimering basert kun på de øvrige resultatene.

For Elgeseter bru er det beregnet en midlere fri ekspansjon (middel av felt A, B og C) for bjelkene og platedel 2 basert på de lineære SDI-ekspansjonskurvene som følger:

- Bjelke 1: 1,5 ‰
- Bjelke 2: 0,7 ‰
- Plate 2: 1,3 ‰

Forholdet mellom fri og fastholdt ekspansjon er utførlig studert av Stemland /9/, både når det gjelder konstant ytre fastholding og gradvis oppbygging av fastholding fra armering. Funn fra disse undersøkelsene, se Figur 4, indikerer et forhold på 0,6–0,7 mellom fastholdt og fri ekspansjon, ved fri ekspansjon i området 0,7–1,5 ‰ (som antatt for Elgeseter bru).

Dersom en tar de estimerte frie ekspansjonsverdiene og multipliserer med et forholdstall på 0,65, ser en at de estimerte ekspansjonsverdiene i fastholdt retning (1,0, 0,5 og 0,9 ‰) sammenfaller svært godt med de verdier som ble estimert i de to foregående kapitler (1,0, 0,5 og 1,0 ‰).

De opprinnelig estimerte verdier, med fordeling som vist i Figur 86b (med $a = 0,5 ‰$), ble benyttet som inngangsverdier i kapasitetsberegningene utført av Aas–Jakobsen AS /57/ og i de etterfølgende supplerende beregninger utført av NTNU (Stemland K.M. og Stemland H. /58/). I forbindelse med bæreevneklassifisering er disse estimerte ekspansjonsverdiene benevnt initielle tøyingsverdier (eller initiell ekspansjon). Under beregningsarbeidet vurderes analyseresultatene opp mot målte forskyvninger/den antatte globale ekspansjonen (for Elgeseter anslått til 200 mm). Ved avvik skaleres den antatte initielle ekspansjonen, og prosedyren kjøres på nytt. Denne iterasjonen gjentas til forskyvninger i analysen samsvarer med antatt global ekspansjon. Se Statens vegvesen rapport nr 855: Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner /6/.

11.5.5 Oppsummering – Elgeseter bru

Resultatene fra laboratorieprøving av betong boret ut fra bruplata og bjelkestegene på Elgeseter bru viser en særdeles god sammenheng mellom de ulike parametrene; fuktinnhold, intern opprissing og SDI/reduksjon i E-modul. Så gode sammenhenger må antas å opptre i sjeldne tilfeller og kan ikke forventes å være gjeldende for andre bruer.

For Elgeseter bru ble det videre funnet en god korrelasjon mellom skade/ekspansjonsutviklingen for én gitt betong i laboratoriet og skade/ekspansjon for betongen i Elgeseter bru. Fra forsøk i Canada vet vi at denne korrelasjonen er avhengig av både tilslagstype og fasthet (Figur 42), så resultatene fra Stemlands forsøk (Figur 88) kan heller ikke uten videre forventes å være gjeldende for andre bruer. Forholdet mellom fastholdt og fri ekspansjon, her satt til 0,65 basert på Figur 4, er også en faktor som ikke automatisk kan adopteres for andre tilfeller.

Det er derfor viktig å påpeke at de vurderinger som er gjort av resultatene for Elgeseter bru er kun å betrakte som eksempler, og derfor ikke kan benyttes ukritisk for andre konstruksjoner.

12 Oppsummering

Denne rapporten omhandler inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner i betongen. Rapporten er utarbeidet i FoU-programmet Bedre bruvedlikehold (2017–2021), og er et resultat av mange års FoU-samarbeid med flere aktører, både internt i Statens vegvesen, fylkeskommuner, SINTEF, NTNU og ULaval i Canada.

Innholdet i rapporten kan oppsummeres som følger:

- En bruinspeksjon skal gjennomføres i henhold til retningslinjer gitt i Statens vegvesens veiledning N-V441 /1/.
- Denne rapporten er et supplement til N-V441 og omhandler spesielt inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner i betongen.
- Ved inspeksjon av bruer med alkalireaksjoner er følgende måle-/prøvmetoder spesielt relevante:
 - I felt:
 - Måling av forskyvninger/deformasjoner
 - Måling av rissvidder
 - Måling av fuktinnhold (relativ fuktighet)
 - I laboratorium:
 - Strukturanalyser (plan- og tynnslip)
 - SDT – Stiffness Damage Test (mekanisk test)
 - Måling av fuktinnhold (kapillær vannmetningsgrad og/eller relativ fuktighet)

Automatisert bildeanalyse av planslip og DRI-metoden (Damage Rating Index) er spesialmetoder som kan være aktuelle i helt spesielle tilfeller.

- Lokalitet av prøvesteder bestemmes med bakgrunn i forventede variasjoner i fuktpåkjening, betongsammensetning og lastsituasjon/armeringsføring
 - Størst skadeutvikling kan forventes på de mest værtpåkjente deler av konstruksjonen
- Skadeårsak alkalireaksjoner dokumenteres ved strukturanalyser. For entydig diagnostisering skal det helst kunne påvises alkaligel i tynnslip.
- Alkalireaksjoner i betong kan medføre ulike skader på en brukonstruksjon; typisk riss, forskyvninger, deformasjoner og brudd. Skadegrader benyttes for å angi en teknisk vurdering av skadens utvikling, fra liten (1) til svært stor skade (4).
- Alkalireaksjoner er en skademekanisme som forårsaker stadig økende ekspansjon. Skadeutviklingen bør følges over tid ved feltmålinger av riss og forskyvninger/deformasjoner, utført i nøyaktig definerte lokaliteter.
- Konsekvensen av skaden, for bæreevne (B), trafiksikkerhet (T), vedlikehold (V) og miljø (M), skal vurderes. Alkalireaksjoner kan påvirke bæreevnen gjennom endringer i lastbetingelser og betongens mekaniske egenskaper, trafiksikkerheten gjennom f.eks. risiko for nedfall av betongbiter, miljøet gjennom estetisk forringelse som følge av opprissing og vedlikeholdet gjennom behov for utbedring av forannevnte konsekvenser. Skadekonsekvens angis ved å kombinere konsekvenstype (B, T, V, M) og konsekvensgrad (fra liten (1) til stor (4) konsekvens).

- For å kunne gjennomføre en bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner er det nødvendig å estimere ekspansjonen i ulike deler av brua, både globalt og lokalt:
 - For hele overbygningen
 - For enkeltelementer (f.eks. ulike bjelker)
 - Over tverrsnitt og i fri/fastholdt retningEkspansjonsverdiene estimeres basert på et samlet sett av resultater fra felt- og laboratorieundersøkelsene og gjøres i samråd med de personene som skal foreta de konstruktive analysene.
- Beregning av tilleggslaster og kapasitet skal gjennomføres i henhold til Statens vegvesen-rapportene 601 «Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse»/5/ og 855 «Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner»/6/. Ved beregning av bruas lastsituasjon, bør også framtidig ekspansjonsutvikling vurderes.

Erfaringer med bruk av de ulike felt- og laboratiemetodene på norske bruer de siste 10 årene er oppsummert. Elgeseter bru har gjennom mange år vært gjenstand for omfattende undersøkelser og kapasitetsberegninger. Brua er brukt som eksempel for gjennomføring av ulike undersøkelser og vurdering av et samlet sett av resultater, som input til kapasitetsberegninger. Resultatene viser en særdeles god sammenheng mellom de ulike skadeparameterne og mellom felt- og lab-eksponert betong. Dette er en situasjon som gjelder spesielt for Elgeseter bru og sammenhengene kan ikke uten videre overføres til andre brukonstruksjoner.

13 Referanser

- 1 Statens vegvesen veiledning N-V441(2023): Bruinspeksjon.
- 2 Statens vegvesen rapport nr. 606 (2016): FoU-programmet Varige konstruksjoner 2012–2015. Sluttrapport.
- 3 Lindgård, J. m.fl. (2017–2019): 236661 KPN–ASR Test report 1, SINTEF–rapport SBF2017 F0107, Test report 2, SINTEF–rapport 2018:00084, Test report 3, SINTEF–rapport 2019: 00741 (fortrolig).
- 4 Statens vegvesen rapport nr. 865 (2022): FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021. Sluttrapport.
- 5 Stemland, H, Rodum, E. og Johansen, H. (2016): Alkalireaksjoner – Veiledning for konstruktiv analyse. Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012–2015. Statens vegvesen rapport nr. 601.
- 6 Johansen, H. (2022): Bæreevneklassifisering av bruer med alkalireaksjoner. FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021. Statens vegvesen rapport nr. 855.
- 7 Lindgård J., Rodum E. and Pedersen B.M. (2006): “Alkali–Silica Reactions in Concrete – Relationship Between Water Content and Observed Damage on Structures”, The Seventh CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Montreal, Canada.
- 8 Norsk betongforenings publikasjon nr. 32 (2005): Alkalireaksjoner i betong. Prøvemethoder og krav til laboratorier.
- 9 De Weerd, K., Hemstad, P., Justnes, H., Østnor, T.Ø., Rønning T.F. og Lindgård, J. (2022): «Fundamental study on ASR kinetics – effect of temperature on aggregate reactivity and pore–water composition”. Proceedings of the 16th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction in Concrete (ICAAR), Volume I, ISSN 2525–4189, e-ISSN 2525–3247, Lisboa (Portugal): p. 12
- 10 Stemland, K.M: (2022): Effekter av AR–ekspansjon på frie, fastholdte og armerte prøver. Alkalireaksjoner i betong. FoU-programmet Bedre bruvedlikehold 2017–2021. Statens vegvesen rapport nr. 853.
- 11 Norsk betongforenings publikasjon nr. 21 (2017): Bestandig betong med alkalireaktivt tilslag.
- 12 Sims, I. og Poole, A. (2003): Advanced Concrete Technology Set (editors: Newman, J. og Choo, B.S.), chapter 13: Alkali–aggregate reactivity.
- 13 Clark, L.A. (1989): Critical review of the structural implication of the alkali silica reaction in concrete, Transport and Road Research Laboratory Contractor Report 169.
- 14 Institution of Structural Engineers (1992): Structural effects of alkali–silica reaction: Technical guidance on the appraisal of existing structures. Great Britain.
- 15 Thuc Nhu Nguyen, Yang Yu, Jianchun Li, Nadarajah Gowripalan, Vute Sirivivatnanon (2019): Mechanical properties of ASR affected concrete: a critical review. Semantic Scholar. [Full paper 173 Thuc Nhu Nguyen.pdf \(uts.edu.au\)](#).
- 16 Kongshaug S.S. (2023): Load effects of alkali–silica reaction in reinforced concrete beam bridges, Doctoral theses at NTNU, 2023–20. ISBN 978–82–326–6952–3.
- 17 Statens vegvesens veiledning V440 (2014): Bruregistrering.

- 18 MESLA (2021–2026) Management and Extension of Service Life of infrastructures affected by Alkali–silica reaction, NTNU–ledet kompetanse– og samarbeidsprosjekt støttet av Forskningsrådet.
- 19 Rodum, E. (2016): «Befaring Tjeldsundbrua 23–24/8 2016. Oppsummering visuelle observasjoner og rissmålinger», Statens vegvesen notat.
- 20 NS 3511: Måling av relativ fuktighet (RF) i betong.
- 21 www.industrifysik.se
- 22 www.vaisala.com/en/products/instruments-sensors-and-other-measurement-devices/instruments-industrial-measurements/shm40
- 23 www.protector.no/en/support/support/camur/datasheets/technical/sensors/p-quick01.html
- 24 Oxfall, M., Hassanzadeh, M., Johansson, P. (2013): Moisture levels and drying potential of the concrete in Swedish reactor containments, The European Physical Journal Conferences 56:03002–DOI:10.1051/epjconf/20135603002.
- 25 Byggforskblad 520.032 (2017): Strukturanalyse av betong. Dokumentasjon av kvalitet og tilstand.
- 26 Lindgård, J., Haugen, M., Skjølsvold, O., Hagelia, P. and Wigum, B. J. (2004): Experiences from evaluation of degree of damage in fluorescent impregnated plane polished sections of half–cores based on the “Crack Index Method”, 12th ICAAR Conference, Beijing, October 2004. pp. 939–947.
- 27 Barret, S.D. (2008): Image SXM: <http://www.ImageSXM.org.uk>.
- 28 Lindgård, J., Haugen, M., Castro, N., Thomas, M.D.A. (2012): Advantages of using plane polished section analysis as part of microstructural analyses to describe internal cracking due to alkali–silica reactions, in: Proceedings of the 14th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction (ICAAR), Austin (Texas), 2012: p. 10.
- 29 Roy–Tremblay, M. (2022): Utilisation of Image Analysis as a tool to quantify damage in concrete affected by ASR. MSc Thesis under preliminary revision. Department of Geology and Geological Engineering, Laval University, Québec, Canada.
- 30 Andreassen E.N., Elbrønd A.B., Hasholt M.T. (2016): The use of image analysis to quantify the orientation of cracks in concrete. International RILEM Conference on Materials, Systems and Structures in Civil Engineering: Rilem publications; p. 1–10.
- 31 Villeneuve V., Fournier B., Duchesne J. (2012): Determination of the damage in concrete affected by ASR – The Damage Rating Index (DRI). In: Proceedings of the 14th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction (ICAAR). Austin (Texas), p. 10.
- 32 Champagne M. (2020): Applying the Damage Rating Index for the spatial damage assessment in concrete specimens affected by alkali–silica reaction (ASR). MSc Thesis, Université Laval.
- 33 Champagne, M. (2017): «State of the Art on the Damage Rating Index method and future improvements», workshop ved Laval universitetet i Quebec, Canada, august 2017
- 34 Sanchez L.F.M., Fournier B., Jolin M., Duchesne J. (2015): Reliable quantification of AAR damage through assessment of the Damage Rating Index (DRI). Cement and Concrete Research 67:74–92.

- 35 Sanchez L.F.M., Fournier B., Jolin M., Mitchell D. and Bastien J. (2017): Overall assessment of Alkali–Aggregate Reaction (AAR) in concretes presenting different strengths and incorporating a wide range of reactive aggregate types and natures. *Cement and Concrete Research* 93:17–31.
- 36 Kongshaug, S.S., Oseland, O., Kanstad, T., Hendriks M.A.N., Rodum, E. og Markeset, G. (2020): Experimental investigation of ASR–affected concrete – The influence of uniaxial loading on the evolution of mechanical properties, expansion and damage indices, *Construction and Building Materials* 245 (2020).
- 37 Relling, R. H. (1999): Coastal Concrete Bridges. Moisture State, Chloride Permeability and Aging Effects. PhD thesis at NTNU, Trondheim.
- 38 Statens vegvesen retningslinje R210 (2016): Laboratorieundersøkelser.
- 39 Lindgård J. (2013): Alkali–silica reaction (ASR) – Performance testing, Doctoral theses at NTNU, 2013–269 (<https://ntnuopen.ntnu.no/ntnu-xmlui/handle/11250/249422>).
- 40 Champagne M., Rodum E., Pedersen B., Lindgård J., Roy–Tremblay, M., Fournier B., Bissonnette B., Duchesne, C. (2022): Field and laboratory investigations on condition assessment of ASR–affected structures. Under final revision prior to submission in peer reviewed journal.
- 41 Jensen, V. (2011): Elgeseter bru: Fukt – og ekspansjonsmålinger inntil 24. oktober 2011. Vurdering av fukt, ekspansjon og overflatebehandlinger samt rissutvikling i ubehandlede søyler. NBTL rapport nr. R11257.
- 42 Larsen S., Lindgård J., Thorenfeldt E., Rodum E., Haugen M. (2008): Experiences from extensive condition survey and fem–analyses of two Norwegian concrete dams with ASR. In: Proceedings of the 13th International Conference on Alkali–Aggregate Reaction (ICAAR). Trondheim, Norway.
- 43 Jensen, V. (1990): «Undersøkelse for eventuell forekomst av alkalireaksjon – Elgeseter bru», SINTEF–rapport STF65 F90033, Trondheim.
- 44 Aas–Jakobsen AS (2012): «Rapport fra spesialinspeksjon 2012», dok.nr. 11155–6–3
- 45 Haugen, M. (2012): «Strukturanalyse av betongkjerner boret ut fra to bjelker i Elgeseter bru», SINTEF prøvingsrapport 80150/1.
- 46 Rodum, E, Pedersen, B.M. and Relling R.H. (2016): “Field and laboratory examinations of an ASR–affected bridge – variation in crack extent and water content”, 15th ICAAR Conference, Sao Paulo, Brazil.
- 47 Nordhaug, K.O. og Stemland K. M. (2018): «Beregning av bru med alkalireaksjoner: Tilstandsvurdering og kapasitetskontroll av Elgeseter bru», Masteroppgave ved NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
- 48 Myklebust, E. (2018): «Assessment of an existing bridge suffering from Alkali–Silica reaction”, Masteroppgave ved NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.
- 49 Fournier, B. and Champagne, M. (2016): “Results of the Damage Assessment of concrete Core Specimens Extracted from four Norwegian Bridges through the Damage Rating Index”. Rapport fra Université Laval.

- 50 Stemland, K.M., Rodum, E., Kanstad, T. (2022): Stiffness damage testing of laboratory cast alkali-silica reactive concrete and cores drilled from a real concrete structure. Proceedings of 16th ICAAR Conference, Lisboa, Portugal.
- 51 Fournier, B.: «DRI Elgeseter beams», e-post av 2020-04-27 og «DRI results», July 2022
- 52 Rodum, E., Pedersen, B.M. og Lindgård, J. (2015): «01-202 Fredrikstad – Befaring 2015-06-17». Notat.
- 53 Rodum, E., Pedersen, B.M. og Lindgård, J. (2015): «01-295 Kroksund – Befaring 2015-06-16». Notat.
- 54 Rodum, E., Pedersen, B.M og Lindgård, J. (2015): «04-0958 Uthus o/ Fv 24 – Befaring 2015-06-15». Notat.
- 55 Fournier B., Champagne M. (2019): Results of the damage assessment of concrete cores extracted from the Tjeldsund bridge. Rapport fra Université Laval.
- 56 Fournier B., Champagne M. (2020): Results of the Damage Assessment of Concrete Cores extracted from the Fiborg, Hotran, Holte, Holsand, Vold and Folda Bridge. Rapport fra Université Laval.
- 57 Aas-Jakobsen AS (2021): Beregningsrapport. 11752-35-03 Klassifisering for Bk10/50. Prosjekt 11752-35 Elgeseter bru. Revisjon A, 25.01.2021.
- 58 Stemland, K.M. og Stemland, H. (2022): Kapasitetskontroll av Elgeseter bru med nærmere vurdering av AR-lastene. NTNU-notat. MIME 20/31348.



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag