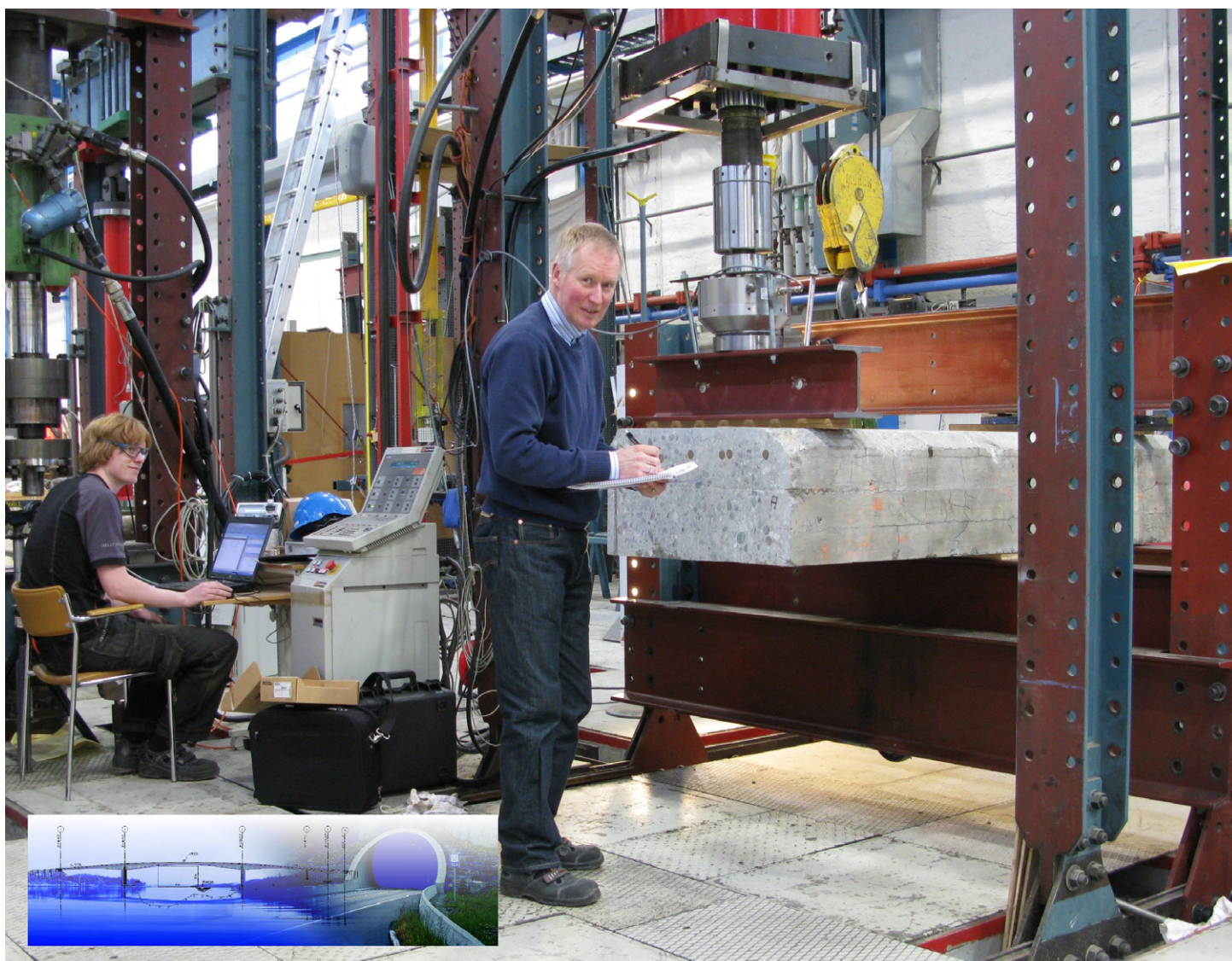


# Alkalireaksjoner - Nautesund bru etter 50 år

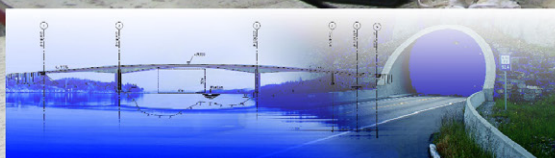
Etatsprogrammet Varige konstruksjoner 2012-2015

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 309



Eva Rodum, Statens vegvesen



**Tittel**

Alkalireaksjoner – Undersøkelser av Nautesund bru etter 50 år

**Undertittel**

Felt- og laboratorieundersøkelser og belastningsprøving av armerte elementer

**Forfatter**

Eva Rodum, Statens vegvesen og Hans Stemland, SINTEF

**Avdeling**

Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen

**Seksjon**

Tunnel og betong

**Prosjektnummer**

603318/603244

**Rapportnummer**

Nr. 309

**Prosjektleder**

Bård Pedersen

**Godkjent av**

Øyvind Bjøntegaard

**Emneord**

Varige konstruksjoner, betong, alkalireaksjoner, feltundersøkelser, rissmåling, laboratorieundersøkelser, belastningsprøving, riving

**Sammendrag**

Nautesund bru i Telemark ble bygd som ei ett-felts hengebru i 1958. I 1986 ble den nedgradert til gang- og sykkelbru og i 2009 ble den revet. Betongtårn og landkar hadde utviklet langt fremskredne alkalireaksjoner, og det ble besluttet å gjennomføre omfattende prøving og dokumentasjon av betongen i brua, både i felt og i laboratorium. Undersøkelsene i felt inkluderer måling av rissvidder og undersøkelse av korrosjonstilstand til armeringen. Laboratorieundersøkelsene omfatter utbredelse av riss i overflata og i indre deler av betongen og belastningsprøving av større armerte prøveelementer med tanke på dokumentasjon av forankringskapasitet og studier av videre rissutvikling under belastning. Rapporten inneholder en rikholdig fotodokumentasjon fra før og etter riving, samt resultater fra alle felt- og laboratorieundersøkelser. Rapporten inngår i en serie rapporter fra Statens vegvesens etatsprogram Varige konstruksjoner, og beskriver også hvordan prøvemateriale fra brua og resultater fra prosjektet er videreført i nye aktiviteter i etatsprogrammet.

**Antall sider** 101

**Dato** Juni 2014

**Title**

Alkali-silica reactions – Examinations of the Nautesund bridge after 50 years

**Subtitle**

Field and laboratory examinations and loading of large reinforced elements

**Author**

Eva Rodum, NPRA and Hans Stemland, SINTEF

**Department**

Traffic Safety, Environment and Technology Department

**Section**

Tunnel and concrete

**Project number**

603318/603244

**Report number**

No. 309

**Project manager**

Bård Pedersen

**Approved by**

Øyvind Bjøntegaard

**Key words**

Durable structures, concrete, ASR, field examinations, crack measurements, laboratory examinations, loading, demolishing

**Summary**

The Nautesund bridge in Telemark was built in 1958, as a one-laned suspension bridge. In 1986 it was downgraded to a pedestrian bridge and in 2009 it was demolished. When demolished, the concrete towers and abutments were suffering from severe cracking due to alkali-silica reactions and it was decided to perform comprehensive field and laboratory examinations of the concrete. The field examinations included crack measurements and observations related to reinforcement corrosion. The laboratory examinations covered inspection of external and internal cracking and documentation of structural behaviour/anchorage capacity during loading. This report contains numerous photos taken before and after felling the bridge towers and gives all the results from the performed field and laboratory examinations. This report belongs to a series of reports from the R&D programme Durable structures, 2012-2015, and describes how concrete material and results from the Nautesund bridge are brought into new activities within Durable Structures.

**Pages** 101

**Date** June 2014





## Forord

Denne rapporten inngår i en serie rapporter fra **etatsprogrammet Varige konstruksjoner**. Programmet hører til under Trafikksikkerhet-, miljø- og teknologiavdelingen i Statens vegvesen, Vegdirektoratet, og foregår i perioden 2012-2015. Hensikten med programmet er å legge til rette for at riktige materialer og produkter brukes på riktig måte i Statens vegvesen sine konstruksjoner, med hovedvekt på bruer og tunneler.

Formålet med programmet er å bidra til mer forutsigbarhet i drift- og vedlikeholdsfasen for konstruksjonene. Dette vil igjen føre til lavere kostnader. Programmet vil også bidra til å øke bevisstheten og kunnskapen om materialer og løsninger, både i Statens vegvesen og i bransjen for øvrig.

For å realisere dette formålet skal programmet bidra til at aktuelle håndbøker i Statens vegvesen oppdateres med tanke på riktig bruk av materialer, sørge for økt kunnskap om miljøpåkjenninger og nedbrytningsmekanismer for bruer og tunneler, og gi konkrete forslag til valg av materialer og løsninger for bruer og tunneler.

Varige konstruksjoner består, i tillegg til et overordnet implementeringsprosjekt, av fire prosjekter:

- Prosjekt 1: Tilstandsutvikling bruer
- Prosjekt 2: Tilstandsutvikling tunneler
- Prosjekt 3: Fremtidens bruer
- Prosjekt 4: Fremtidens tunneler

Varige konstruksjoner ledes av Synnøve A. Myren. Mer informasjon om prosjektet finnes på [vegvesen.no/varigekonstruksjoner](http://vegvesen.no/varigekonstruksjoner)

Denne rapporten tilhører **Prosjekt 1: Tilstandsutvikling bruer** som ledes av Bård Pedersen. Prosjektet vil generere informasjon om tilstanden for bruer av betong, stål og tre, og gi økt forståelse for de bakenforliggende nedbrytningsmekanismene. Dette vil gi grunnlag for bedre levetidsvurderinger og reparasjonsmetoder. Innenfor områdene hvor det er nødvendig vil det etableres forbedrede rutiner og verktøy for tilstandskontroll- og analyse. Prosjektet vil også frembringe kunnskap om konstruktive konsekvenser av skader, samt konstruktive effekter av forsterkningstiltak. Prosjektet vil gi viktig input i forhold til design av material- og konstruksjonsløsninger for nyere bruer, og vil således ha leveranser av stor betydning til Prosjekt 3: Fremtidige bruer.

Rapporten er utarbeidet av *Eva Rodum, Statens vegvesen og Hans Stemland, SINTEF*. Prosjektet ble startet opp før Varige konstruksjoner ble igangsatt, men er sluttrapportert i Varige konstruksjoner.

## INNHOOLDSLISTE:

<b>1</b>	<b>INNLEDNING</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>MÅL</b> .....	<b>3</b>
<b>3</b>	<b>KONSTRUKSJONSDATA OG LOKALISERINGSSYSTEM</b> .....	<b>3</b>
<b>4</b>	<b>TIDLIGERE UNDERSØKELSER AV BETONGEN I BRUA</b> .....	<b>5</b>
<b>5</b>	<b>FELTUNDERSØKELSER</b> .....	<b>7</b>
5.1	GENERELT .....	7
5.2	VISUELLE REGISTRERINGER .....	8
5.3	FELTMÅLINGER AV RISSVIDDER .....	9
5.4	UTBORING AV KJERNER.....	14
5.5	PLANLAGT LOKALITET AV STØRRE KONSTRUKSJONSPRØVER .....	16
<b>6</b>	<b>INSPEKSJON ETTER FELLING AV TÅRN OG ENDELIG VALG AV PRØVELOKALITETER</b>	<b>17</b>
6.1	VALG AV PRØVELOKALITETER .....	17
6.2	VISUELLE REGISTRERINGER .....	19
<b>7</b>	<b>LABORATORIEUNDERSØKELSER AV UTBOREDE KJERNER</b> .....	<b>24</b>
7.1	GENERELT .....	24
7.2	PLANSLIP.....	26
7.3	BESTEMMELSE AV TRYKKFASTHET OG DENSITET .....	26
<b>8</b>	<b>MOTTAK AV STORE PRØVEELEMENTER</b> .....	<b>27</b>
8.1	MOTTATTE PRØVEELEMENTER – MERKING OG LOKALITET I BRUKONSTRUKSJONEN.....	27
8.2	VISUELL INSPEKSJON AV MOTTATTE PRØVEELEMENTER .....	29
8.2.1	<i>Tårnsøyle topp 3N</i> .....	29
8.2.2	<i>Rigel i akse 4</i> .....	30
8.2.3	<i>Tårnelementer i akse 3 og 4</i> .....	32
8.3	TILDANNING AV PRØVESTYKKER FOR LABORATORIEUNDERSØKELSER OG PRØVING .....	33
<b>9</b>	<b>RISSREGISTRERING OG ARMERINGSKARTLEGGING</b> .....	<b>36</b>
9.1	INNLEDENDE UNDERSØKELSER AV TÅRN- OG SØYLEELEMENTER FOR BELASTNINGSPRØVING.....	36
9.2	VISUELL UNDERSØKELSE AV ØVRE DEL AV RIGEL I AKSE 4 .....	41
<b>10</b>	<b>BELASTNINGSPRØVING – TÅRNELEMENTER OG SØYLE</b> .....	<b>46</b>
10.1	INNLEDNING .....	46
10.2	HEFTPRØVING .....	46
10.2.1	<i>Prøvestykker</i> .....	46
10.2.2	<i>Forsøksoppsett</i> .....	47
10.2.3	<i>Lastprosedyre</i> .....	49
10.3	RESULTATER .....	50
10.3.1	<i>Flyte- og makslast</i> .....	50
10.3.2	<i>Rissutvikling ved belastning</i> .....	51
10.4	VURDERING AV RESULTATENE .....	75
10.4.1	<i>Forankring</i> .....	75
10.4.2	<i>Rissdannelse ved belastning</i> .....	92
<b>11</b>	<b>KONKLUSJONER</b> .....	<b>99</b>
<b>12</b>	<b>VIDERE ARBEID</b> .....	<b>100</b>
<b>13</b>	<b>REFERANSER</b> .....	<b>100</b>



- VEDLEGG 1: Ferdigbrutegning
- VEDLEGG 2: SINTEF prøvingsrapport 33028/31 og 37
- VEDLEGG 3: Fotodokumentasjon – befaring 2009-06-22--23
- VEDLEGG 4: Rissviddemålinger – utfylte skjema
- VEDLEGG 5: Foto av kjerner boret ut i juni 2009
- VEDLEGG 6: Foto av planslip – i normal- og UV-belysning
- VEDLEGG 7: Foto av tilsagede elementer etter påtegning av riss før belastning
- VEDLEGG 8: Armeringsplassering i elementer
- VEDLEGG 9: Last-forskyvning under belastning - eksempler

**Foto:**

I Figur 7, 12-14, 44, 10.47 og i VEDLEGG 6 er fotograf angitt under foto.  
Alle øvrige foto er tatt av Eva Rodum

# 1 Innledning

Vegdirektoratets Trafikksikkerhets-, miljø- og teknologiavdeling, har gjennomført et FoU-prosjekt på gamle Nautesund bru i samarbeid med SINTEF Byggforsk og Statens vegvesen Region sør.

Gamle Nautesund bru i Telemark, bru nr 08-0556, ble bygd i 1958 som ei ettfelts hengebru. I 1986 ble den erstattet av ei ny vegbru, og hengebrua nedgradert til gang- og sykkelbru. Brua utviklet etter hvert skader som gjorde at den ble for kostbar å vedlikeholde. Blant annet hadde betongen i brua langt fremskredne alkalireaksjoner. I løpet av sommeren 2009 ble hengebrua revet og erstattet av en ny gang- og sykkelbane i tilknytning til vegbrua.

Alkalireaksjoner er en skadetype som opptrer i flere av Statens vegvesens brukonstruksjoner og det er et behov for å fremskaffe bedre dokumentasjon på konsekvensene av skadetyper for å møte framtidige vedlikeholdsbehov. Rivingsarbeidene åpnet muligheter for å sikre verdifullt prøvemateriale for ulike typer laboratorieundersøkelser av betong med alkalireaksjoner.

Det ble først gjennomført et forprosjekt med feltundersøkelser og uttak av prøvemateriale. Samarbeidet ble videreført i et hovedprosjekt hvor alle laboratorieundersøkelsene ble gjennomført.

Denne rapporten inneholder resultater fra både for- og hovedprosjektet. Kapittel 10 er skrevet av Hans Stemland, SINTEF /1/. Øvrige kapitler er skrevet av Eva Rodum, Statens vegvesen. Arbeidet med rapporten er sluttført innenfor etatsprogrammet Varige konstruksjoner og det er igangsatt videre arbeid med prøvematerialet fra Nautesund bru i samme etatsprogram. Rapporten utgis derfor i rapportserien fra Varige konstruksjoner.

## 2 Mål

Prosjektet har vært gjennomført med følgende formål:

- Vurdere bruas egnethet for laboratorieprøving av konstruksjonsmessig betydning (forprosjektet)
- Dokumentere rissomfanget i betongen både i felt og laboratorium
- Dokumentere den bæremessige kapasiteten til større armerte elementer fra brua ved belastningsprøving i laboratorium

Undersøkelsene er konsentrert om deler av brutårnene.

Uttak av egnet prøvemateriale ble utført i forbindelse med rivingsarbeidet, sommeren 2009.

## 3 Konstruksjonsdata og lokaliseringssystem

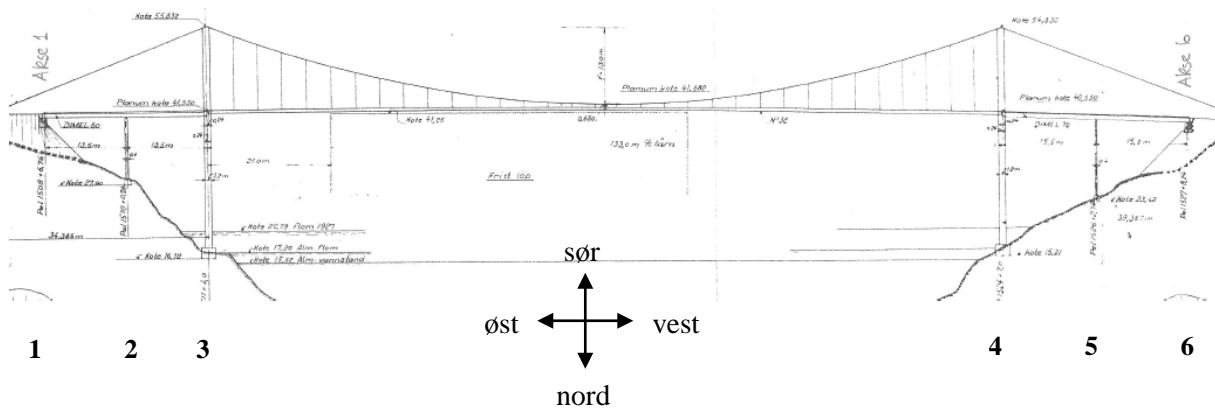
Nautesund bru ble bygd i 1958, som ei myk hengebru med hovedspenn på 133 m. Brua hadde to ikke opphengte sidespenn på hver side, med lengder hhv 2 x 13,5 m og 2 x 15,5 m. Total lengde var 191 m.

Brua ble erstattet av ny vegbru i 1986 og fungerte fra 1986-2009 som g/s-bru ved Rv 360 fra Notodden til Gvarv i Telemark.

Ferdigbrutegning finnes i VEDLEGG 1.

Som lokaliseringssystem er benyttet akse 1-6, med akse 1 mot Notodden, se Figur 1.



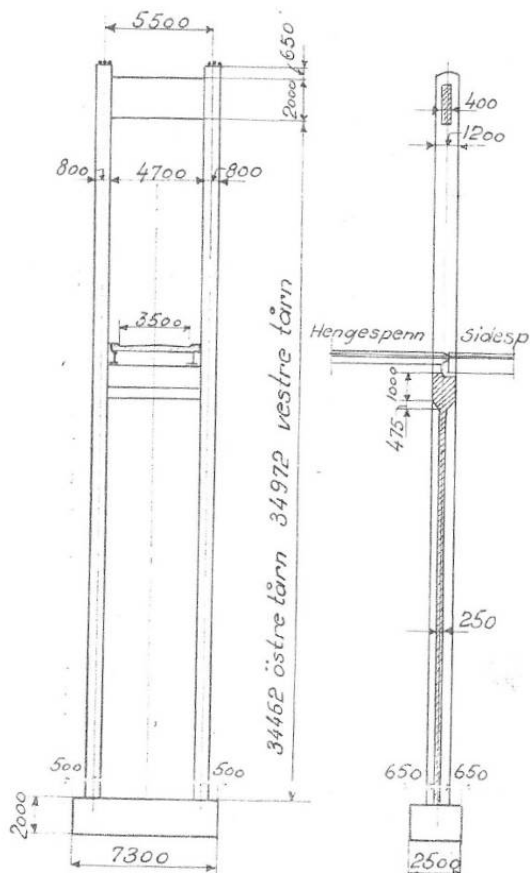


**Figur 1 Oppriss av Nautesund bru. Akse 1 er definert som landkar mot Notodden**

Tårnene har to søyler over brubanen og en rigel i toppen. Tårnsøylene er benevnt med aksenummer og himmelretning, f eks: 3S - tårn i akse 3, søyle mot sør.

I enkelte sammenhenger er det gitt en tilleggsnotasjon for sideflate, hhv "N" for nord og "S" for sør. 3S-N indikerer søndre tårnsøyle i akse 3, flate mot nord.

Oppriss og lengdesnitt av tårnene er vist i Figur 2.



**Figur 2 Oppriss og lengdesnitt av tårnsøyler**

## 4 Tidligere undersøkelser av betongen i brua

Det er gjennomført hovedinspeksjoner av Nautesund bru i 2000 /2/ og 2005 /3/. I rapporten fra siste hovedinspeksjon i 2005 ble det påpekt av Dr. ing. Aas-Jakobsen AS at brua var i generelt dårlig stand, med stort vedlikeholdsbehov. Det er påpekt opprissing av betongen i landkar, tårn og pilarer. Skadeårsak er antatt å være alkalireaksjoner.

Brua inngikk som objekt i forskningsprosjektet "Optimal utnyttelse av tilslagsressurser i Norge. Alkalireaksjoner i betong – oppfølgende feltprosjekt" som ble gjennomført i regi av SINTEF i perioden 2000-2002 /4/. I prosjektet inngikk feltundersøkelser av totalt ca 160 konstruksjoner, og tilhørende laboratorieundersøkelser ble utført for omtrent 80 av disse. Fra Nautesund bru ble det boret ut betongkjerner fra hhv vestre tårn, østre tårn, vestre landkar og østre landkar.

Kjerner fra vestre landkar (akse 6) ble gjort til gjenstand for følgende laboratorieundersøkelser:

- Bestemmelse av vanninnhold og porøsitet
- Estimering av sement- og alkaliinnhold
- Strukturanalyse
- Bestemmelse av tilslagets bergarts- og mineralsammensetning

Fra kjerner utboret fra tårnene og østre landkar ble det kun foretatt visuell registrering, samt bestemmelse av vanninnhold og porøsitet i de innerste 5 cm av kjernene.

Resultatene fra laboratorieundersøkelsene ble rapportert i egne prøvingsrapporter, og disse finnes i VEDLEGG 2.

Målt vanninnhold og beregnede porøsitetsverdier er sammenstilt i Tabell 1.

Observasjoner av riss og utfellinger i de utborede kjernene er sammenstilt i Tabell 2.

Resultatene fra de detaljerte undersøkelsene utført på kjerner fra vestre landkar viser at betongen har følgende innhold av risikobergarter (reaktive bergarter + tvilstifeller) og alkalier:

- 43 % risikobergarter i sand
- 28 % risikobergarter i stein
- alkali-innhold ca 4,7 kg Na<sub>2</sub>O-ekvivalenter /m<sup>3</sup> betong

Dette tilsier at betongen skal betraktes som "reaktiv" i henhold til dagens regelverk nedfelt i Norsk Betongforenings publikasjon nr 21 (NB 21). Her er en betong definert som ikke-reaktiv dersom minimum ett av følgende krav er tilfredsstilt:

- innhold av risikobergarter, gitt som en sammenligningsverdi  $S_v < 20 \%$
- alkaliinnhold  $< 3,0 \text{ kg/m}^3$

Sammenligningsverdien,  $S_v$ , beregnes som veid gjennomsnitt av flere utførte målinger av andel risikobergarter, pluss en sikkerhetsmargin. Reaktivt steintilslag anses å ha et større skadepotensiale i betong enn reaktiv sand, derfor vektet innholdet av risikobergarter i stein med en faktor på 2, mens sand vektet med en faktor 1. For detaljerte beskrivelser av hvordan sammenligningsverdien for et gitt tilslag skal beregnes, henvises til NB21. Forutsatt kun én utført petrografisk analyse av Nautesundtilslaget og med de ovennevnte resultater, vil sammenligningsverdiene for sand og stein i Nautesund bru være hhv 48 % og 61 %, dvs langt over kritisk verdi gitt i NB 21 (20 %).

Strukturanalysene utført i 2001 dokumenterte alkalireaksjoner i "relativt stort omfang" (24 % av steinene hadde riss ut i pasta og det var en betydelig andel riss i selve pastaen). I tynnslip ble det påvist at flere bergarter hadde reagert; finkornet kvartsitt, sandstein, ryolitt og kvartsrik bergart.



**Tabell 1 Målt vanninnhold og porøsitetverdier på prøvestykker splittet fra bakkant av kjerner utboret i 2001**

Konstruksjonsdel	Akse	Kjerne mrk	Prøvestykkets avstand fra overflata, mm	Kapillær vannmetningsgrad, volum-%	Sugporøsitet, volum-%	Luftinnhold, volum-%
Østre tårn	3	S5 I	200-250	90,4	9,5	1,6
		S5 II	?	87,0	9,9	1,1
		S5 III	200-250	88,1	10,9	1,6
		<b>middel</b>		<b>88,5</b>	<b>10,1</b>	<b>1,4</b>
Vestre tårn	4	S3 I	200-250	83,7	9,6	1,5
		S3 II	200-250	84,8	9,9	1,7
		S3 III	220-270	87,8	10,3	1,7
		<b>middel</b>		<b>85,4</b>	<b>9,9</b>	<b>1,6</b>
Østre landkar	1	S6 I	-	-	-	-
		S6 II	220-270	98,9	14,1	2,6
		S6 III	260-310	97,6	14,6	2,3
		<b>middel</b>		<b>98,3</b>	<b>14,4</b>	<b>2,5</b>
Vestre landkar	6	S4 I	160-210	97,0	11,5	1,8
		S4 II	210-260	96,7	10,8	1,8
		S4 III	205-255	96,4	10,7	2,5
		<b>middel</b>		<b>96,7</b>	<b>11,0</b>	<b>2,0</b>

**Tabell 2 Registrerte riss og utfelling på kjerner utboret i 2001**

Konstruksjonsdel	Akse	Kjerne mrk	Maks rissvidde i overflata, mm	Dybde av riss fra overflata, mm	Hvit utfelling i luftporer?
Østre tårn	3	S5 I	0,20	34	Ja
		S5 II	0,25	50	Ja
		S5 III	0,15	42	Ja
Vestre tårn	4	S3 I	0,25	62	Ja
		S3 II	0,20	48	Ja
		S3 III	0,35	60	Ja
Østre landkar	1	S6 I	-	-	Ja
		S6 II	0,075	10	Ja
		S6 III	0,15	45	Ja
Vestre landkar	6	S4 I	0,15	53	Ja
		S4 II	0,60	85	Ja
		S4 III	0,10	30	Ja

## 5 Feltundersøkelser

### 5.1 Generelt

Feltundersøkelsene ble utført under befaring 22-23. juni 2009. Feltundersøkelsene inkluderte:

- Visuelle registreringer
- Feltmålinger av rissvidder
- Uttak av borkjerner

Til stede under feltundersøkelsene: Hans Stemland, Erik Thorenfeldt, Jan Lindgård (SINTEF Byggforsk), Per Hagelia og Eva Rodum (Vegdirektoratet, Tunnel- og betongseksjonen). I tillegg deltok Andreas Kåsa, Odd Rønnestad og Audun Egeland Sanda (Region sør), samt Knut Grefstad (Vegdirektoratet, Bruseksjonen) under deler av befaringen.

I forbindelse med befaringen ble det også gjennomført møter, hvor mulighetene for prøveuttak i forbindelse med rivingsarbeidene ble diskutert.

Oversiktsfoto av brua, samt foto av utvalgte konstruksjonsdeler er vist i Figur 3-7.



**Figur 3** Oversikt. Tårn i akse 4 nærmest, tårnsøyle 4N til venstre, 4S til høyre.





**Figur 4** Tårnsøyle 3N



**Figur 5** Rigel akse 3, topp tårnsøyle 3N



**Figur 6** Tårnsøyletopp, 3N



**Figur 7** Landkar i akse 1, vinge mot nord, flate mot nordvest. Foto: Audun E. Sanda, Statens vegvesen

## 5.2 Visuelle registreringer

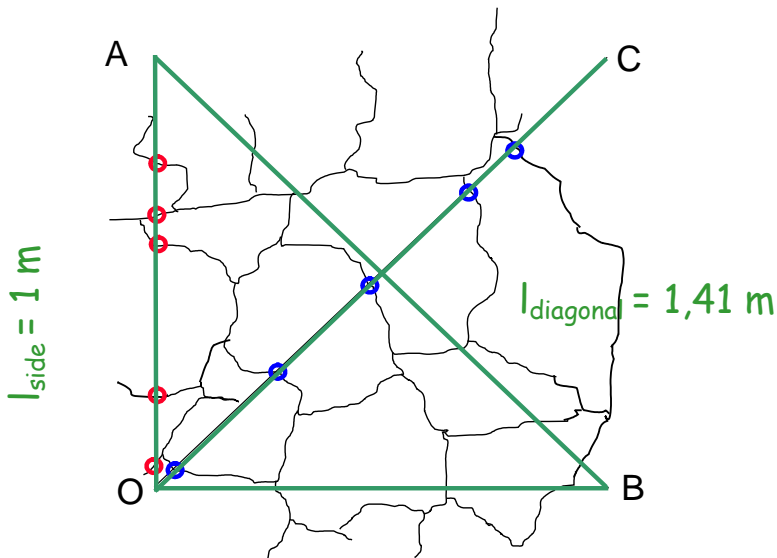
Inspeksjonen er utført fra brubanen, fra bakkenivå og i ett tilfelle (tårnrigel i akse 3, flate mot øst) fra enkel lift. Formålet med inspeksjonen var å få en oversikt over hele brukonstruksjonen og velge ut konstruksjonsdeler for nærmere undersøkelser. Tårnene var opplagte objekt for detaljerte undersøkelser, med massive tverrsnitt og kraftig opprissing, samt lett adkomst fra vegbanen. Detaljerte rissregistreringer, samt kjerneuttak, ble derfor konsentrert om tårnsøyler i akse 3 og 4.

Landkar og landkarvinger hadde kraftig opprissing, og det ble gjennomført målinger av rissvidder samt uttak av kjerner også fra landkarvinge i akse 1.

Fotografier tatt under inspeksjonen finnes i VEDLEGG 3. Målte rissvidder er påtegnet flere foto.

### 5.3 Feltmålinger av rissvidder

Feltemålinger av rissvidder er utført iht en fransk metode /5/ videreutviklet av Bård Aslak Birkeland i en mastergradsoppgave i 2006 /6/. Metoden innebærer at det utføres rissviddemålinger av alle riss som krysser to sideflater og to diagonaler innenfor et kvadrat på 1 m<sup>2</sup>, se Figur 8. Rissviddene langs hver av linjene summeres og summen divideres på linjelengden. Gjennomsnittet av disse tallverdiene beregnes som en Overflate Riss Indeks (ORI), se formel i Figur 8.



$$ORI = \frac{\sum cw/l_{OA} + \sum cw/l_{OB} + \sum cw/l_{OC} + \sum cw/l_{AB}}{4}$$

**Figur 8** Skisse som viser beregning av ORI for et referansefelt på 1 m<sup>2</sup> (cw = crack width rissvidde)

Hensikten med metoden i dette tilfellet var å få et dokumentert bilde av rissituasjonen ved rivingstidspunktet.


Rissvidder ble målt med SINTEF risslinjal. Målingene ble utført av hhv Jan Lindgård (3N, 3S og 4S) og Per Hagelia (4N og landkar).

Alle rissmåleverdier finnes i VEDLEGG 4.

Oppsummerte beregnede verdier er gitt i Tabell 3, sammen med foto av ORI-feltene. Beregnede verdier for alle målelinjer/ORI er også presentert grafisk i Figur 9. Riss med ikke målbar rissvidde (<0,05 mm) er notert med rissvidde 0 i måleskjemaet i felt, men ved beregninger av ORI er rissvidden satt til 0,03 mm (i tråd med tidligere praksis iht Thorenfeldt på Elgeseter bru).

Lokalitet av ORI-feltene er vist i Figur 9-11.


**Tabell 3 Oppsummerte verdier fra rissviddemålinger i referansefeltene**


Referansefelt		Tårnsøyle 3N, flate mot sør	
		$\Sigma$ rissvidde/l (mm/m)	maks rissvidde (mm)
målelinje	OA	0,75	0,15
	OB	2,14	0,5
	OC	2,13	0,5
	AB	1,53	0,5
<b>ORI</b>		<b>1,64</b>	
<b>Foto</b>			

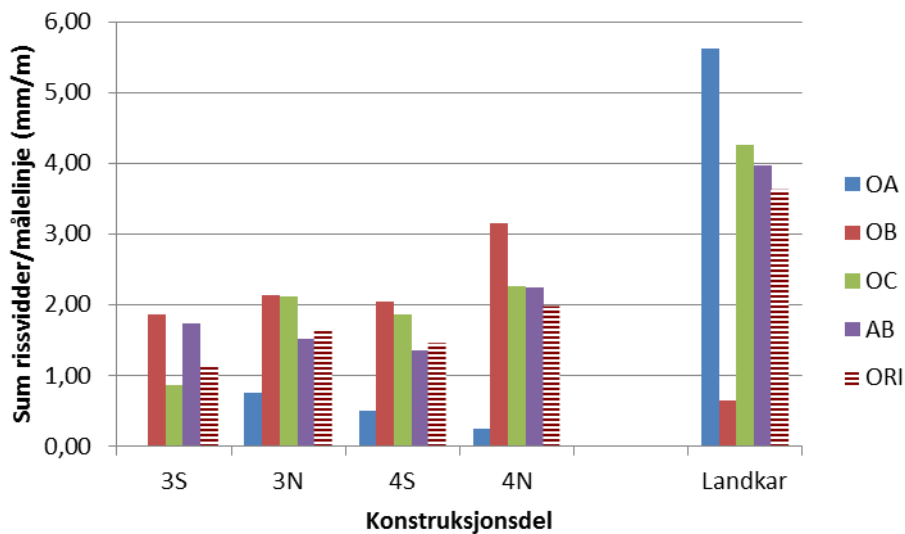


Referansefelt		Tårnsøyle 3S, flate mot nord	
		$\Sigma$ rissvidde/l (mm/m)	maks rissvidde (mm)
målelinje	OA	0	0
	OB	1,86	0,75
	OC	0,87	0,3
	AB	1,74	0,55
<b>ORI</b>		<b>1,12</b>	
<b>Foto</b>			

Referansefelt		Tårnsøyle 4N, flate mot sør	
		$\Sigma$ rissvidde/l (mm/m)	maks rissvidde (mm)
målelinje	OA	0,24	0,075
	OB	3,15	1,4
	OC	2,27	1,0
	AB	2,24	0,9
<b>ORI</b>		<b>1,98</b>	
<b>Foto</b>			

Referansefelt		Tårnsøyle 4S, flate mot nord	
		$\Sigma$ rissvidde/l (mm/m)	maks rissvidde (mm)
målelinje	OA	0,50	0,1
	OB	2,04	0,65
	OC	1,86	0,7
	AB	1,35	0,45
<b>ORI</b>		<b>1,44</b>	
<b>Foto</b>			

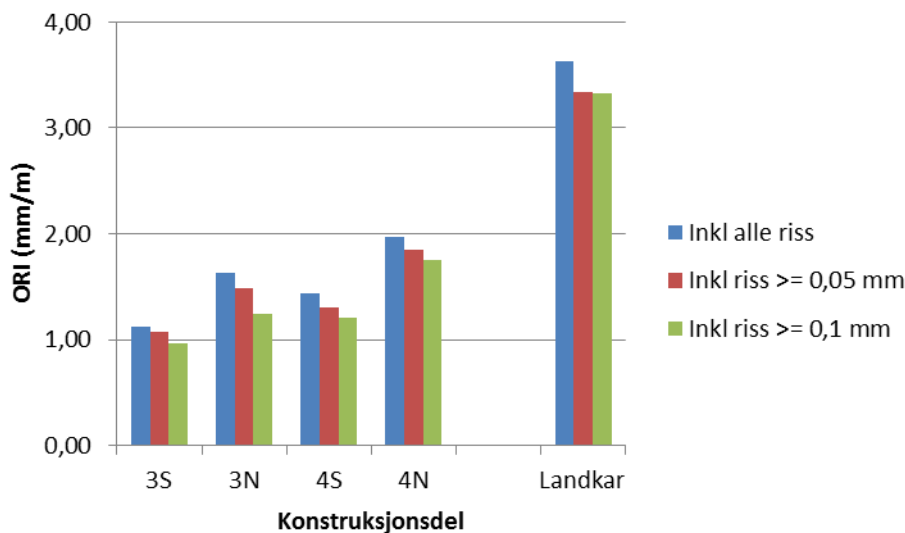
Referansefelt		Landkar i akse 1, flate mot nordvest	
		$\Sigma$ rissvidde/l (mm/m)	maks rissvidde (mm)
målelinje	OA	5,62	3,0
	OB	0,65	0,3
	OC	4,26	1,4
	AB	3,97	2,0
<b>ORI</b>		<b>3,63</b>	
<b>Foto</b>			



**Figur 9 Sum rissvidder dividert på målelinjenes lengde, alle enkeltmålelinjer og ORI, for alle undersøkte konstruksjonsdeler (målefelt)**

Ved å sammenligne målelinjene OA og OB i Figur 9, kan man se tydelig hva som er hovedrissretningen for de ulike konstruksjonsdeler. For alle tårnsøyler er OA minst og OB størst, hvilket tilsier at hovedrissretningen er vertikal (ekspansjonen er mest uttrykt horisontalt pga fastholdelse i vertikal retning). For landkarvingen er det omvendt, OA er størst og OB minst, hvilket tilsier horisontal hovedrissretning (uttrykt vertikal ekspansjon pga minst fastholdelse i vertikal retning).

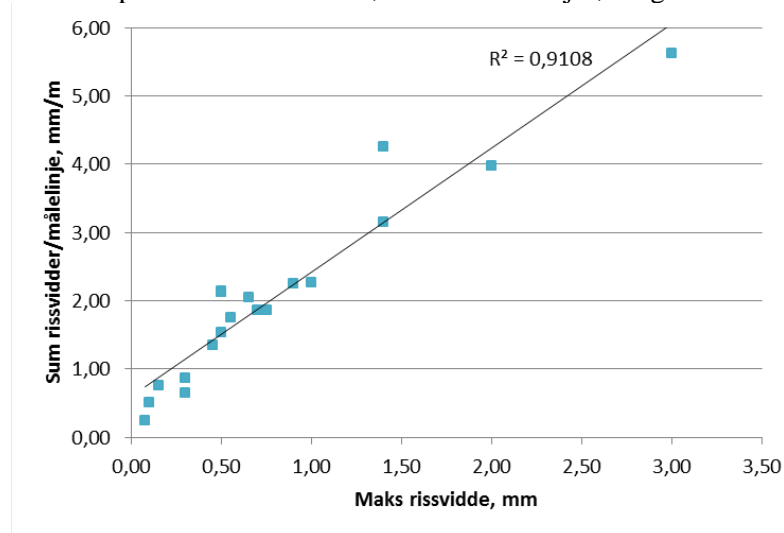
Fine riss er vanskelig å måle nøyaktig og kan også være forårsaket av andre mekanismer enn alkalireaksjoner, hvilket i så fall vil gi misvisende bidrag dersom man ønsker å benytte de beregnede rissindekser som et direkte mål for ekspansjon forårsaket av alkalireaksjoner. For å se på hvordan fine riss influerer på ORI-verdiene, er det utført beregninger av ORI hvor alle riss mindre enn hhv 0,05 mm (dvs ikke målbar rissvidde i felt, satt til 0,03 mm ved beregning) og 0,1 mm er utelatt, se Figur 10. Det bemerkes at riss med vidde 0,1 mm er svært tydelige riss som meget greit kan måles med en risslinjal uten lupe.



**Figur 10 Beregnede ORI-verdier avhengig av nedre grenseverdi for hvilke rissvidder som inkluderes**

Resultatene viser at ORI reduseres med økende grenseverdi for medtellende riss. Ved å utelate riss med rissvidder mindre enn 0,05 mm reduseres ORI-verdiene marginalt (0,05-0,3 mm/m eller 4-9 %). Tilsvarende reduksjoner ved utelatelse av riss under 0,1 mm er 0,2-0,4 mm/m eller 8-24 %. Det er betryggende at måleusikkerhetene knyttet til de fineste rissene ikke ser ut til å påvirke de beregnede verdiene i stor grad. Det er imidlertid viktig at også de fineste rissene registreres i skjemaene, med tanke på å følge utviklingene av rissene over tid.

For å se på sammenhengen mellom maks målte rissvidde og beregnet rissindeks pr målelinje er disse verdiene plottet mot hverandre, for alle målelinjer, i Figur 11.



**Figur 11 Maksimum rissvidde mot beregnet rissindeks (sum rissvidder/målelinjens lengde), alle målelinjer.**

I tillegg til måling av rissvidder i ORI-felt på tårnsøyler og landkar, er det foretatt rissviddemålinger på rigel i akse 3. På sideflate mot øst er det registrert typiske krakeleringsriss med rissvidder fra 0,35 til 0,50 mm. På toppflaten er det registrert flere langsgående riss med rissvidder fra 0,8 til 4,5 mm. Enkelte rissvidder er dokumentert ved inntegning på foto i VEDLEGG 3.

#### 5.4 Utboring av kjerner

Valg av prøvelokaliteter ble foretatt med bakgrunn i lokalitet av tidligere prøver, samt praktiske hensyn på stedet. Borkjerner fra tårnsøyler 3S, 3N og 4N ble boret ut innenfor en høyde på 0,5 til 1,5 m fra kantdrager, under eller innenfor tilhørende ORI-felt. Følgende prøveuttak ble gjennomført:

Tårn i akse 3, søyle mot nord (3N), flate mot sør:

- Utboring av 4 stk kjerner for visuell inspeksjon og trykkfasthetsprøving/planslipsanalyser. Kjernene er merket hhv 3N1, 3N2, 3N3 og 3N4.

Tårn i akse 3, søyle mot sør (3S), flate mot nord:

- Utboring av 5 stk kjerner for visuell inspeksjon og trykkfasthetsprøving/planslipsanalyser. Kjernene er merket hhv 3S1, 3S2, 3S3, 3S4 og 3S5.

Tårn i akse 4, søyle mot nord (4N), flate mot sør:

- Utboring av 4 stk kjerner for visuell inspeksjon og trykkfasthetsprøving/planslipsanalyser. Kjernene er merket hhv 4N1, 4N2, 4N3 og 4N4.

Landkar i akse 1, vingemur mot nord, flate mot nordvest:

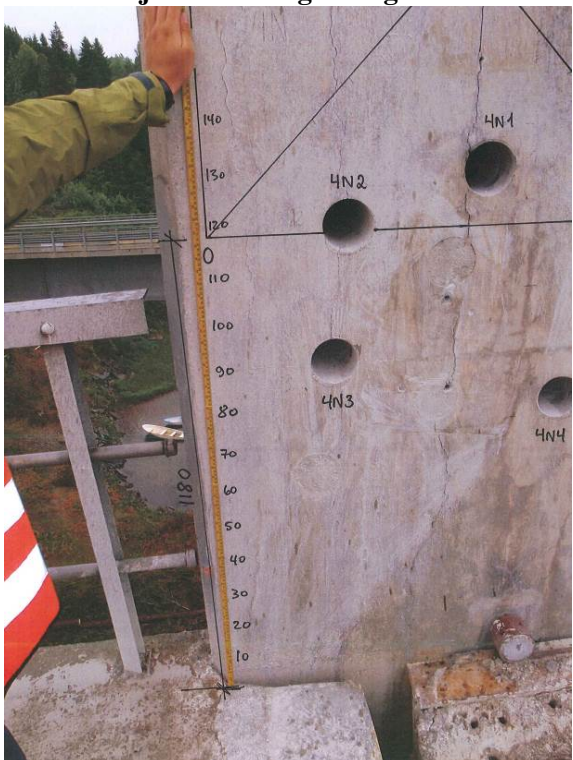
- Utboring av 2 stk kjerner for visuell inspeksjon og planslipsanalyser. Kjernene er merket hhv L1 og L2.

Detaljert lokalisering av utborede kjerner og referansefelt (ORI) fremgår av Figur 12-14. Merk at ORI-felt, kjernemerking og avstander fra ok kantbjelke til origo er påtegnet/forsterket på foto.





**Figur 12** Foto som viser prøvelokaliteter på tårnsøyler i akse 3, nordre søyle til venstre og søndre søyle til høyre. Avstand fra kantbjelke til origo av referansefelt (ORI) og kjernemerking er angitt. Foto: Audun E. Sanda, Statens vegvesen



**Figur 13** Foto som viser prøvelokaliteter på tårnsøyler i akse 4, nordre søyle til venstre og søndre søyle til høyre. Avstand fra kantbjelke til origo av referansefelt (ORI) og kjernemerking er angitt. Foto: Audun E. Sanda, Statens vegvesen



**Figur 14** Foto som viser prøvelokaliteter på landkar i akse 1 (nordre vingemur). Avstand fra bakkenivå til origo av referansefelt (ORI) og kjernemerking er angitt. Foto: Audun E. Sanda, Statens vegvesen

### 5.5 Planlagt lokalitet av større konstruksjonsprøver

Under og umiddelbart etter befaringen ble det gjort en vurdering av de ulike bruelementene med tanke på å definere egnede prøvestykker for konstruktiv prøving og lokalitet av disse.

Følgende beskrivelse av ønskede prøver ble oversendt Andreas Kåsa pr e-post 25. juni 2009:

#### 1. Søylar, akse 2

Etter felling tildannes 2 "søylar" á  $0,4 \times 0,4 \times 2,5 \text{ m}^3$ , helst én fra hver søyle (søndre og nordre). Lokalitet velges så høyt som mulig, øvre endeflate ca 1 m fra uk dekke.

#### 2. Topprigelen, akse 3

Etter felling frigjøres hele rigelen. Det tildannes to "bjelker" á  $0,4 \times 0,4 \times 4,5 \text{ m}^3$ , én i hele lengderetningen i øvre del og én i hele lengderetningen i nedre del. Fra resterende midtparti tildannes en "skive" med størrelse  $0,4 \times 1,2 \times 1,0 \text{ m}^3$

#### 3. Topp tårnsøyle, akse 3

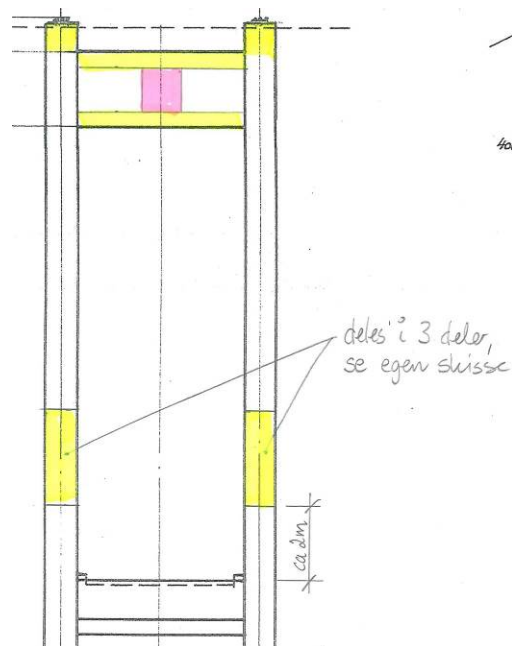
Begge topper frigjøres fra resten av tårnsøylene, dette utgjør 2 "blokker" á ca  $0,6 \times 1,2 \times 0,8 \text{ m}^3$

#### 4. Tårnsøylar, akse 3

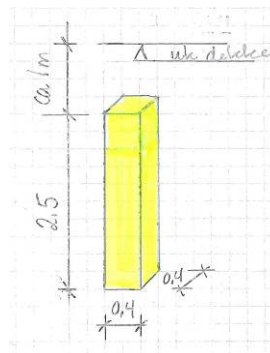
Etter felling tildannes først to "søylar" á  $1,2 \times 0,8 \times 2,5 \text{ m}^3$ , én fra hver tårnsøyle (søndre og nordre) med nedre endeflate ca 2 m over ok dekke. Hvis mulig deles hver av disse igjen i tre "skiver" á  $0,4 \times 0,8 \times 2,5 \text{ m}^3$ .

Det ble i tillegg oversendt skisser som vist i Figur 15.

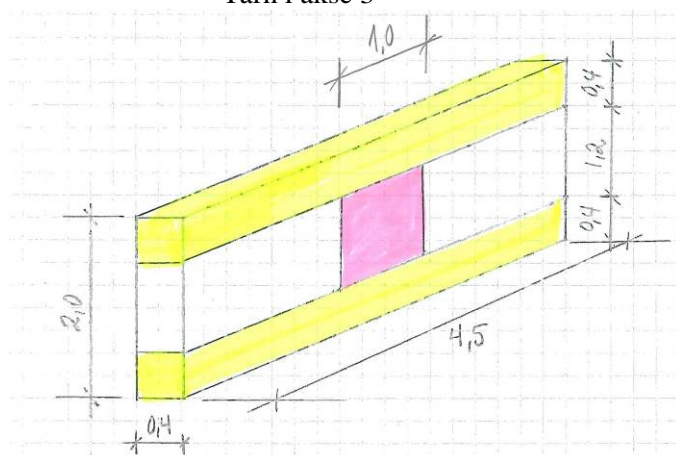




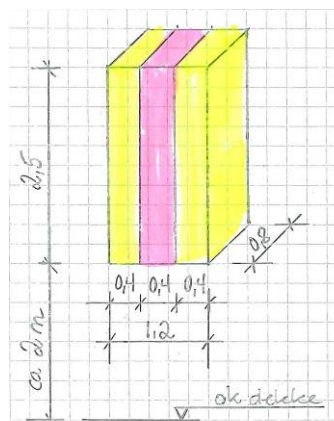
Tårn i akse 3



Søyle i akse 2



Ønsket oppdeling av rigel



Ønsket oppdeling av tårnsøyle

**Figur 15** Ønskede prøvestykker fra tårn i akse 3 (tårntopper, rigel og tårnsøyler), samt søyler(r) i akse 2

## 6 Inspeksjon etter felling av tårn og endelig valg av prøvelokaliteter

### 6.1 Valg av prøvelokaliteter

Hovedtårnene på brua ble felt 18. august 2009 og forprosjektet gjennomførte en ny befaringsrunde 19-20. august 2009 for å foreta endelig valg av prøvelokaliteter basert på tårnenes tilstand etter felling.

I tillegg til vurdering av prøvemateriale ble det gjort sporadiske visuelle undersøkelser av bruddflater av betongen og korrosjonstilstand til frilagt armering.

Til stede under befaringen: Hans Stemland (SINTEF Byggforsk), Per Hagelia og Eva Rodum (Vegdirektoratet, Tunnel- og betongseksjonen). I tillegg personell fra entreprenøren AF Decom, deriblant anleggsleder Bjørn Botne.

Underveis i rivingsarbeidet ble det av praktiske hensyn bestemt at tårn i akse 4 skulle danne grunnlag for prøvestykker, i stedet for først bestemt tårn i akse 3. Det ble derfor etablert en sandpute i skråningen mot landkar i akse 6 for å ta i mot tårnet (spesielt rigelen) på en mest mulig skånsom måte ved felling. Felling av tårnene ble utført ved at det ble tildannet felleskår i nedre deler av tårnsøyler før kablene ble sprengt. Problemer under sprenging av kablene medførte at tårn i akse 4 falt skjevt og øvre deler av tårnet gikk i bakken i skogen i stedet for mot den tildannede sandputa.

De to tårnenes beliggenhet i terrenget etter felling er vist i Figur 16.



**Figur 16 Tårnene etter felling, akse 3 til venstre akse 4 til høyre**

Begge tårn ble nøye inspisert med hensyn på å finne mest mulig intakte områder av tårntopper, rigler og tårnsøyler. Øvre del av søyle i akse 2 ble også vurdert for prøvetildanning. Som resultat av dette ble det foretatt oppmerking for saging på følgende konstruksjonsdeler:

- Rester av rigel i akse 3 (se Figur 17)
- Nordre tårnsøyletopp i akse 3 (se Figur 18, merket for saging)
- Nordre tårnsøyle i akse 3, 1 stk "søyle" med ca 2,5 m lengde, fra ca 2 m over opprinnelig dekenivå (se Figur 19, merket for saging)
- Nordre søyle i akse 2, 2 stk "søyler" med ca 2,5 m lengde fra uk opprinnelig dekke (se Figur 20, merket for saging)
- Rigel i akse 4, midtre parti (se Figur 21, merket for saging)
- Søndre tårnsøyle i akse 4, 1 stk "søyle" med lengde ca 2,5 m, fra ca 1,5 m uk rigel (se Figur 22, merket for saging)

Det ble bestemt på stedet at deler fra topprigler skulle videretransporteres hele, mens tårnsøyler fortrinnsvis skulle sages i tre deler iht skisse i Figur 15 før forsendelse til Trondheim.





**Figur 17 Rigel i akse 3, flate mot vest**



**Figur 18 Tårnsøyletopp 3N, flate mot nord**



**Figur 19 Tårnsøyle 3N, flate mot nord**



**Figur 20 Søyle i akse 2N, flate mot nord**



**Figur 21 Rigel i akse 4, flate mot øst**



**Figur 22 Tårnsøyle 4S, flate mot nord**

## 6.2 Visuelle registreringer

Formålet med befaringen var å bestemme endelig lokalisering av prøvestykker, og det ble ikke gjort systematiske registreringer av andre forhold. Det ble imidlertid gjort observasjoner av bruddflater i betongen og korrosjonsgrad på frilagt armering. Følgende kan oppsummeres:

- Det er registrert et stort omfang av hvit utfelling (sannsynlig alkaligel) i porer i betongen, samt mørke eller hvite render rundt tilslag. Dette gjelder alle deler av brua, også dekket (som opprinnelig ikke hadde påvist opprissing knyttet til alkalireaksjoner). Foto som viser eksempler på dette finnes i Figur 23-27.

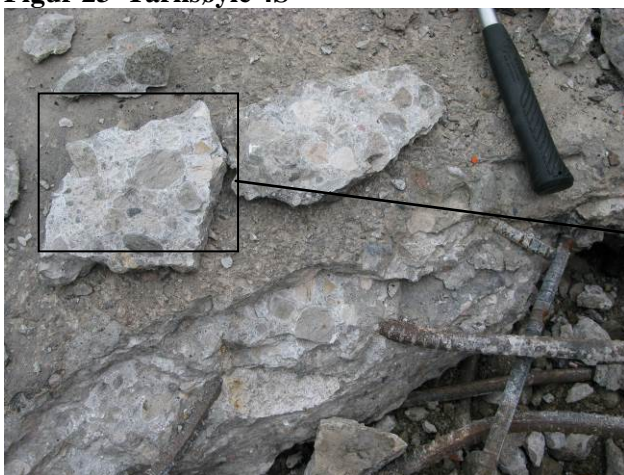




**Figur 23** Tårnsøyle 4S



**Figur 24** Tårnsøyle 3N



**Figur 25** Nedtatt dekkeseksjon



**Figur 26** Betongbit fra dekkeseksjon. Merk hvite runder rundt tilslag



**Figur 27** Betongbit ved landkar i akse 1, ukjent opprinnelse.

- Det er observert noe overflatekorrosjon på enkelte armeringsjern, men dette er i liten skala og ubetydelig omfang.
  - o De største rissviddene som ble målt under befaring i juni -09 var på topp rigel i akse 3 (0,8 - 4,5 mm). Armeringen i dette området var i stor grad frilagt etter felling og her ble registrert tydelig korrosjon på flere bøyer og stedvis på lengdearmring, se foto i



Figur 28. Også i bunn rigel er det observert korrosjon på bøylor, samt flekkvis korrosjon på lengdearmring, se foto i Figur 29.

- I tårnsøyler er det ingen/minimalt med korrosjon på lengdearmringen (kamjern), stedvis korrosjon på bøylor (glattjern) i varierende grad. Se foto i Figur 30-41.
- Armering i topp av søndre tårnsøyle i akse 4 er helt frilagt etter felling. Her er ikke observert korrosjon, med unntak av overflatekorrosjon i én lokalitet. Se foto i Figur 42 og 43.



**Figur 28 Topp rigel akse 3**



**Figur 29 Bunn rigel akse 3**



**Figur 30 Tårnsøyle 3S, like under rigel**



**Figur 31 Tårnsøyle 3S, i nivå med bjelker/dekke**



**Figur 32 Utsnitt av foto i Figur 31**





**Figur 33** Tårnsøyle 3N, like over dekke, v/ ORI-felt



**Figur 34** Utsnitt av foto i Figur 33



**Figur 35** Tårnsøyle 3N, like over dekke, motsatt side av ORI-felt (flate mot nord)



**Figur 36** Utsnitt av foto i Figur 35



**Figur 37** Tårnsøyle 3N-n, 5-10 m under dekkenivå





**Figur 38** Tårnsøyle 3N-n, i nivå med rigel



**Figur 39** Utsnitt av foto i Figur 38



**Figur 40** Tårnsøyle 4S-s



**Figur 41** Utsnitt av foto i Figur 40



**Figur 42** Tårnsøyletopp 4S



**Figur 43** Utsnitt av foto i Figur 41

## 7 Laboratorieundersøkelser av utborede kjerner

### 7.1 Generelt

Alle innledende laboratorieundersøkelser er utført ved SINTEF Byggforsk. Borkjernene er benyttet til følgende prøving:

- Visuell beskrivelse
- Planslip
- Bestemmelse av trykkfasthet og densitet

Hvilke borkjerner som er benyttet til hvilken prøving fremgår av Tabell 4 og 5.

I tillegg til prøving omtalt i dette kapittelet er det gjennomført strukturanalyser (plan- og tynnslipanalyser) på deler av kjernene ved det tekniske universitetet i Delft, Nederland. Dette gjelder kjernene 3N1, 3N2, 3N4, 3S1, 3S2 og 3S5. Arbeidet er gjennomført innenfor samarbeidsprosjektet CET<sup>AAR</sup>, se kapittel 12. Resultatene fra disse undersøkelsene vil bli rapportert av TU Delft.

**Tabell 4 Prøveutnyttelse av de utborede kjerner fra tårn i akse 3**

Konstruksjonsdel	3N				3S				
	3N1	3N2	3N3	3N4	3S1	3S2	3S3	3S4	3S5
Borkjerne mrk									
Visuell beskrivelse	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Planslip	X	X		X	X	X			X
Trykkfasthet			X				X	X	

**Tabell 5 Prøveutnyttelse av de utborede kjerner fra tårn i akse 4 og landkar i akse 1**

Konstruksjonsdel	4N				Landkar	
	4N1	4N2	4N3	4N4	L1	L2
Borkjerne mrk						
Visuell beskrivelse	X	X	X	X	X	X
Planslip	X		X	X		X
Trykkfasthet		X				

Kjernene er undersøkt visuelt i september 2009 av Marit Haugen ved SINTEF. Det er lagt spesiell vekt på vurdering av tegn på alkalireaksjoner. Visuelle registreringer av samtlige utborede kjerner finnes i Tabell 6 og 7. Foto av alle kjerner finnes i VEDLEGG 5.

**Tabell 6 Visuelle registreringer - utborede kjerner fra tårn i akse 3**

Konstruksjonsdel	3N				3S				
	3N1	3N2	3N3	3N4	3S1	3S2	3S3	3S4	3S5
Borkjerne mrk	3N1	3N2	3N3	3N4	3S1	3S2	3S3	3S4	3S5
Diameter, mm	93	93	112	110	91	92	92	92	92
Lengde, mm	490	390	410	460	450	460	390	440	430
Riss i overflata, mm	0,45	0,30	<b>0,10</b> 0,20 0,075	0,10 0,15 <b>0,20</b>	0,20	0,60	ingen	0,10 0,10	Ingen
Rissdybde, mm	59	60	<b>51</b>	<b>45</b>	67	60	-	18	-
Tendens til overflateparallel opprissing?	-	-	ja, dybde 80mm	ja, dybde 57mm	ja, dybde 67mm	-	-	-	-
Armering	1ø10	1ø25	1ø25	1ø10 1ø25	1ø25	1ø25	nei	nei	nei
Overdekning, mm	43	61	54	45	58	60	-	-	-
Riss i betongen <sup>*)</sup>	enkelte	enkelte	enkelte	enkelte	enkelte	enkelte	ingen	to	ingen
Riss i steintilslaget	en del	en del ***)	en del	mange	enkelte	en del	en del	en del **)	enkelte
Soneringer <sup>**)</sup>	litt	-	litt	noe	litt	litt	noe	litt	litt
Hvit utfelling i porer	flere	enkelte	flere	flere	enkelte	flere	mange	flere	flere
Tegn på alkalireaksjoner?	tydelig	tydelig	tydelig	tydelig	små	tydelig	tydelig	tydelig	tydelig (-)

\*) Rissene er observert kun nær overflata

\*\*) Reaksjonsrender (alkaligel og utfellingsprodukter) i tilslagets overflata, i overgangen mot pasta

\*\*\*) i tillegg riss rundt tilslag

Tall i fet/kursiv skrift viser hvilke rissvidder i overflata som har hvilken rissdybde

**Tabell 7 Visuelle registreringer - utborede kjerner fra tårn i akse 4 og landkar i akse 1**

Konstruksjonsdel	4N				Landkar	
	4N1	4N2	4N3	4N4	L1	L2
Borkjerne mrk	4N1	4N2	4N3	4N4	L1	L2
Diameter, mm	91	92	92	91	91	92
Lengde, mm	430	420	380	410	160	330
Riss i overflata, mm	0,10	0,30 <b>0,35</b> 0,50	0,50	ingen	0,15 0,55 0,70 <b>1,10</b>	0,15 <b>1,0</b>
Rissdybde, mm	15	<b>68</b>	60	-	<b>80</b>	<b>75</b>
Tendens til overfl.parallel?	ja, dybde 60-95 mm					ja, dybde 75mm
Armering	1ø25	nei	nei	1ø10 1ø10 1ø25	nei	nei
Overdekning, mm	63	-	-	25,42,55	-	-
Riss i betongen	enkelte	enkelte	enkelte	ingen	en del	enkelte
Riss i steintilslaget	en del	enkelte	enkelte	enkelte	en del	en del
Soneringer	litt	litt	ingen	ingen	litt	litt
Hvit utfelling i porer	flere	enkelte	enkelte	noen	mange reaksjonsrender på tilslaget	flere porer og belegg på bruddflaten
Tegn på alkalireaksjoner?	tydelig	små	tydelig (-)	små	tydelig	tydelig

Tall i fet/kursiv skrift viser hvilke rissvidder i overflata som har hvilken rissdybde



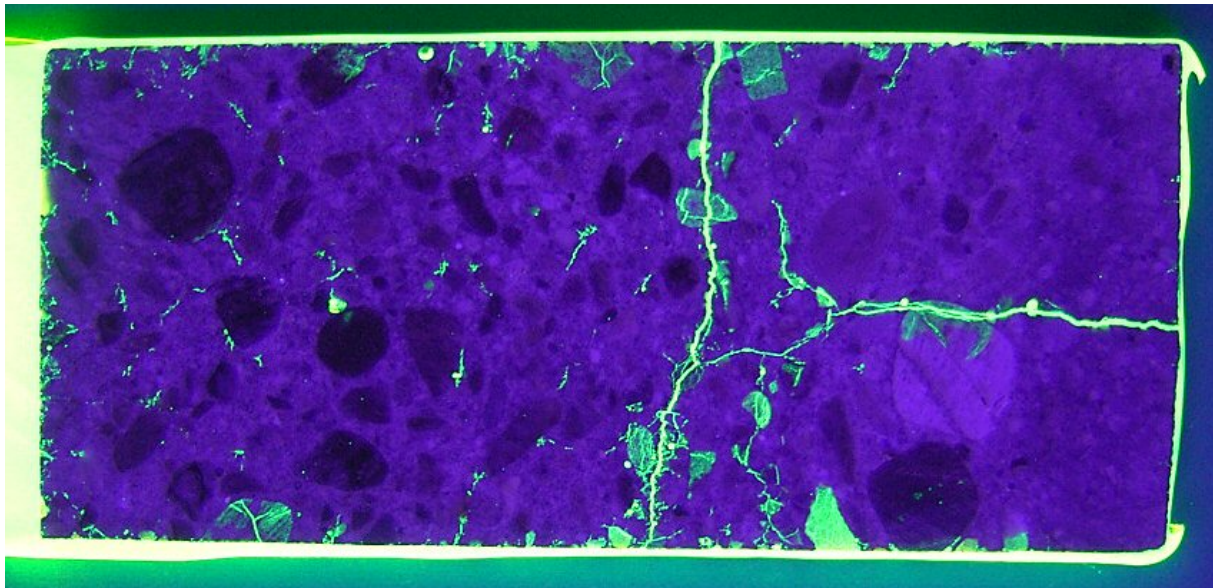
## 7.2 Planslip

Planslipanalyse er en visuell undersøkelse som utføres på et planslip som normalt dekker et areal tilsvarende betongkjernens diameter x lengde. Planslipene framstilles med fluorescensimpregnert overflate og undersøkes i UV-lys, uten bruk av mikroskop. Innhold/omfang av riss, samt innhold av og type steintilslag vurderes.

Kjernene som ble boret ut fra tårnsøylene på Nautesund bru hadde så stor lengde at de ble delt i to deler ved tildanning av planslip. Ytre del (inkl overflata) er benevnt A, indre del er benevnt B.

Ulike preparanter av planslip benytter ulike teknikker ved sliping. Planslipene tildannet fra kjerner fra Nautesund bru var slipt så kraftig etter impregnering med fluorescerende epoksy at flere riss påviselig ikke synes i UV-belysning. På grunn av kvaliteten på slipene er det ikke utført detaljerte analyser av slipene, ved f eks telling av riss osv.

Eksempel på foto av planslip i UV-lys er vist i Figur 44. Foto av samtlige planslip, både i normalt og UV-lys, finnes i VEDLEGG 6.



**Figur 44** Planslip av ytre del av kerne 4N-3, fotografert i UV-lys. Overflata til høyre. Merk riss vinkelrett på og parallelt med overflata. Foto: Pelcon AS

## 7.3 Bestemmelse av trykkfasthet og densitet

Prøving av trykkfasthet og densitet er utført ved SINTEF Byggforsk.

Fra hver av kjernene 3N3, 3S3 og 4N2 ble det tildannet to prøvestykker, og fra kerne 3S4 tre prøvestykker, for bestemmelse av trykkfasthet og densitet. Foto av kjerner før tildanning av prøvestykker er vist i Figur 45. Suffiks b=bunn, m=midt og t=topp refererer til prøvestykkets plassering i kjernen (t=topp=nær opprinnelig overflate).



**Figur 45** Kjerner merket for tildanning av prøvestykker for trykkfasthetsprøving

Bestemmelse av densitet (NS-EN 12390-7) og trykkfasthet (NS-EN 12390-3) ble utført 14. oktober 2009, etter to døgn forutgående vannlagring.

Resultatene er gitt i Tabell 8 og 9.

**Tabell 8** Densitet og trykkfasthet, prøvingsresultater

Borkjerne mrk		3N3-b	3N3-m	4N2-b	4N2-m	3S3-b	3S3-m
Diameter, mm		113	113	93	93	93	93
Høyde etter plansliping, mm		139	145	134	139	137	138
Densitet, kg/m <sup>3</sup>		2490	2460	2440	2450	2450	2460
Trykkfasthet, MPa	Målt	67,7	63,4	53,8	53,2	62,9	63,2
	Omregnet *)	63,0	59,0	51,1	50,5	59,8	60,0
	middel	61,0		50,8		59,9	

\*) Omregnet til fasthet for sylinder med høyde/diameter-forhold lik 2,0 iht reglene i NS3465

**Tabell 9** Densitet og trykkfasthet, prøvingsresultater

Borkjerne mrk		3S4-b	3S4-m	3S4-t
Diameter, mm		93	93	93
Høyde etter plansliping, mm		140	135	137
Densitet, kg/m <sup>3</sup>		2490	2470	2470
Trykkfasthet, MPa	Målt	58,0	71,9	73,0
	Omregnet *)	55,1	68,3	69,4
	middel	64,3		

\*) Omregnet til fasthet for sylinder med høyde/diameter-forhold lik 2,0 iht reglene i NS3465

## 8 Mottak av store prøveelementer

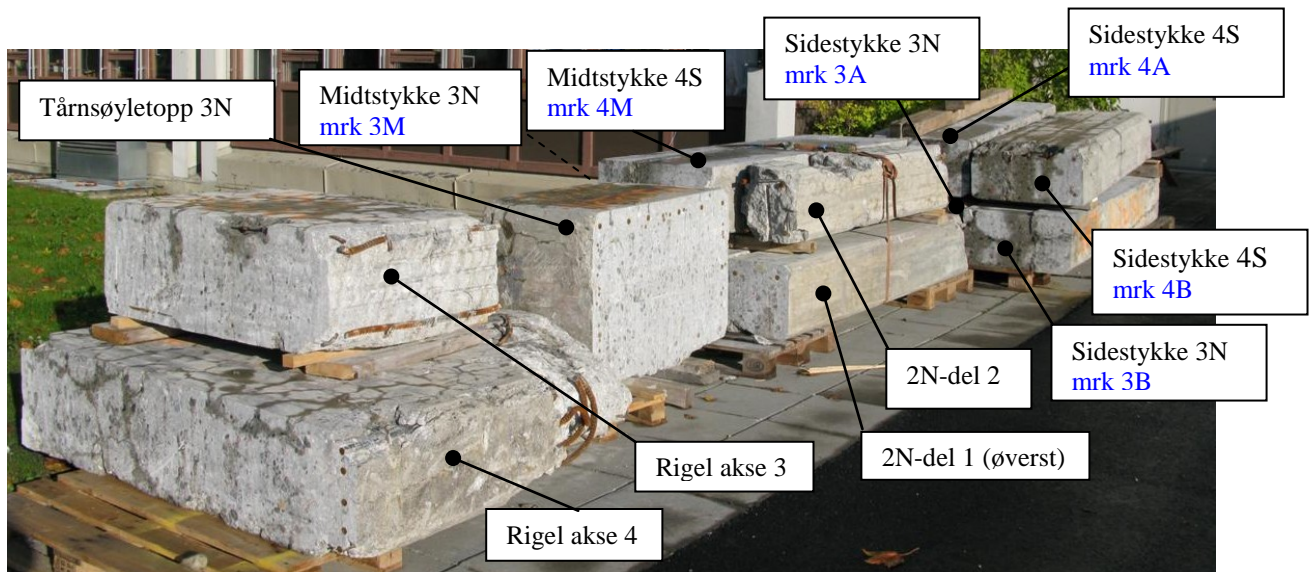
### 8.1 Mottatte prøveelementer – merking og lokalitet i brukonstruksjonen

Store prøveelementer tildannet på rivingsstedet, til sammen ca 15 tonn, ankom SINTEF Byggforsk primo september 2009. Prøveelementene ble lagret utenfor SINTEFs laboratorielokaler inntil de ble finsaget for belastningsprøving i laboratoriet. Prøveelementene etter ankomst er vist i Figur 46 og 47.



**Figur 46** Prøveelementer fra Nautesund bru – etter mottak ved SINTEF i Trondheim

Prøveelementene var merket med "Notodden" og "Gvarv", hvilket tilsvarer hhv akse 3 og 4, samt "sidestykke" og "midtstykke". Sidestykkene tilsvarer enten "sideflate mot øst" eller "sideflate mot vest" på brua. De ulike prøveelementenes opprinnelige plassering i brukonstruksjonen er rekonstruert og fremgår av Tabell 10 og Figur 47. Se også foto fra felt, Figur 17-22.



**Figur 47** Prøveelementene med angivelse av hvilke konstruksjonsdeler de tilhører, se også Tabell 8

**Tabell 10** Mottatte prøveelementers merking og opprinnelig lokalitet i brukonstruksjonen

Konstruksjonsdel	Prøveelement mrk	Lokalitet i konstruksjonen
Tårnsøyle 3N	3A	Sidestykke, flate mot øst
	3B	Sidestykke, flate mot vest
	3M	Midtstykke
Tårnsøyle 4S	4A	Sidestykke, flate mot øst
	4B	Sidestykke, flate mot vest
	4M	Midtstykke
Søyle 2N	2-1	Øverst mot brudekket
	2-2	Under del 2-1
Rigel 3	Rigel 3	Midtre del av rigel
Rigel 4	Rigel 4	Øvre del av rigel
Tårnsøyletopp 3N	-	Søyletopp



## 8.2 Visuell inspeksjon av mottatte prøveelementer

### 8.2.1 Tårnsøyle topp 3N

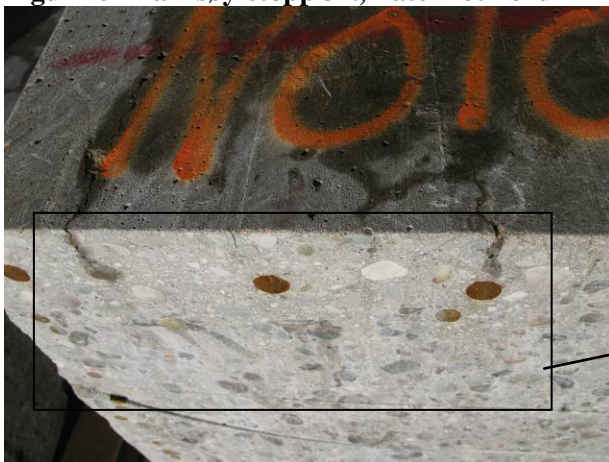
Tårnsøyletoppen ble inspisert visuelt ved ankomst Trondheim. Det ble registrert relativt lite omfang av riss. Riss observert i overflata gikk kun et kort stykke inn i betongen (i overdekningsjiktet) og det ble ikke registrert tegn på intern opprissing på sagflata vinkelrett på søylas lengderetning. Se foto i Figur 48-53.



Figur 48 Tårnsøyletopp 3N, flate mot nord



Figur 49 Tårnsøyletopp 3N, sagflate



Figur 50 Tårnsøyletopp 3N, riss fra flate mot nord ned mot armering



Figur 51 Tårnsøyletopp 3N, sagflate. Riss fra overflata



Figur 52 Tårnsøyletopp 3N, riss fra flate mot nord ned mot armering



Figur 53 Tårnsøyletopp 3N, sagflate. Riss fra overflata



### 8.2.2 Rigel i akse 4

Element fra rigel i akse 4 ble inspisert ved ankomst Trondheim. Det ble registrert omfattende krakeleringssiss i overflata. Rissene går noen cm inn før de tar overflateparallell retning, se foto i Figur 54-56. De store åpne sprekkene som går tvers gjennom elementet skyldes påkjenninger ved felling av tårnet, men følger i stor grad riss dannet ved alkalireaksjon .



**Figur 54 Rigel i akse 4**



**Figur 55 Rigel i akse 4. Riss vertikalt på flate mot øst går over i overflateparallele riss**



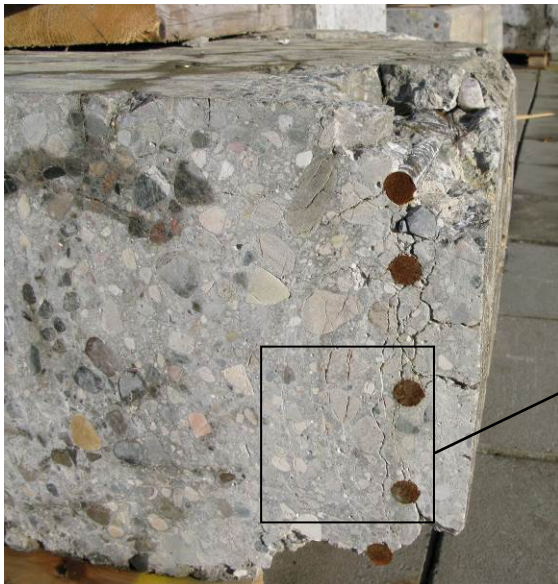
**Figur 56 Utsnitt av foto i Figur 55**

I toppflata av rigelen er det 2-3 grovere langsgående riss, se Figur 57. I sagflata kan man se at disse rissene går inn til armeringssjiktet hvor det har oppstått flere overflateparallele riss. I tillegg til omfattende opprissing i betongen er det registrert grove riss både i og rundt steintilslag. Se foto i Figur 58-59.





**Figur 57** Rigel i akse 4. Grove langsgående riss i toppflata og stedvis delaminering parallelt med armering.



**Figur 58** Riss vinkelrett på toppflata går over i overflateparallele riss i nivå med armering. Grove riss i og rundt enkelte tilslagskorn.



**Figur 59** Grove overflateparallele riss. Merk også grove riss i enkelte tilslagskorn.



### 8.2.3 Tårnelementer i akse 3 og 4

Elementer fra tårnsøyler ble ikke systematisk inspisert ved ankomst Trondheim. Dette skyldtes elementenes plassering, som gjorde at kun det ene sideelementet fra tårn 4S (mrk 4B), flate mot vest, var tilgjengelig for inspeksjon. Elementet hadde omfattende opprissing i overflate, se Figur 60, og det ble også registrert delaminering av overdekningsjiktet i nivå med armering, se Figur 61. Det ble ellers ikke registrert riss i de indre deler av elementet, se Figur 61.



**Figur 60** Sideelement fra tårn i akse 4S (mrk 4B), opprissing i flate mot vest



**Figur 61** Sideelement fra tårn i akse 4S (mrk 4B), sagflate. Delaminert overdekningsjikt, ellers ikke observert riss i indre deler av elementet.

### 8.3 Tildanning av prøvestykker for laboratorieundersøkelser og prøving

Etter en innledende visuell undersøkelse av de mottatte prøveelementer, ble disse flyttet til et utereale ved SINTEF Petroleum AS, for videre tildanning av prøvestykker, se Figur 62. Saging ble utført av spesialfirma for betongsaging, innleid av SINTEF Byggforsk. Sagingen ble utført primo november 2009, og prøvestykkene ble deretter flyttet inn på betonglaboratoriet ved NTNU ultimo november.

Med bakgrunn i prøvestykkenes tilstand og egnethet for prøving, ble det besluttet å tildanne prøvestykker for videre prøving som det fremgår av Tabell 11.

**Tabell 11** Utnyttelse av prøveelementer til videre prøving

Konstruksjonsdel	Prøvedel	Prøvestykker for	Dimensjoner
Tårnsøyle 3N	3A (øst)	Rissmålinger Belastning	Saget til lengde 2,0 m (ca 0,8 x 0,4 x 2,0 m <sup>3</sup> )
	3B (vest)	Heftprøving	4 prismer med armering (ca 0,2 x 0,2 x 2,0 m <sup>3</sup> )
	3M	Heftprøving	4 prismer med armering (ca 0,2 x 0,2 x 2,0 m <sup>3</sup> ) Reststykket (midt) lagret på Moholt feltstasjon (ca 0,4 x 0,4 x 2,0 m <sup>3</sup> )
Tårnsøyle 4S	4A (øst)	Rissmålinger Belastningsprøving	Saget til lengde 2,0 m (ca 0,8 x 0,4 x 2,0 m <sup>3</sup> )
	4B (vest)	Rissmålinger Belastningsprøving	Saget til lengde 2,0 m (ca 0,8 x 0,4 x 2,0 m <sup>3</sup> )
	4M	Heftprøving Eventuell senere prøving av kjerner	2 prismer med armering (ca 0,2 x 0,2 x 2,0 m <sup>3</sup> ) 5 kjerner (ca ø95x400 mm <sup>2</sup> ) fra midtkjerne mrk 4 midt 1 til 5, lagret på SINTEF-lab, se Figur 63
Søyle 2N	2-1	Belastningsprøving	Saget til lengde 2,0 m (ca 0,4 x 0,4 x 2,0 m <sup>3</sup> )
	2-2	Eventuell senere prøving av kjerner	5 kjerner (ca ø95x400 mm <sup>2</sup> ), mrk 3N-1 til 5 (NB! Kjernene er feilmerket, skulle vært 2N...), lagret på SINTEF-lab, se Figur 64
Rigel 3	-	Eventuell senere prøving av kjerner	10 kjerner (ca ø95x400 mm <sup>2</sup> ) fra flate mot vest, mrk R3-1 til R3-10, lagret på SINTEF-lab, se Figur 65
Rigel 4	-	Visuell inspeksjon	Øvre del av rigel (ca 0,4 x 0,3 x 1,0 m <sup>3</sup> ) ble saget fra for visuelle undersøkelser, se Figur 66
Tårnsøyletopp 3N	-	-	Kastet





**Figur 62** Tilsaging av prøvestykker for belastningsprøving og eventuell heftprøving



**Figur 63** Lokalitet og merking av kjerner boret fra tårnelement 4M (midtstykket)



**Figur 64** Lokalitet og merking av kjerner boret fra søyle i akse 2, flate mot sør. (Merk at kjernene er feilmerket med akse 3 i stedet for akse 2)





**Figur 65 Lokaltet og merking av kjerner boret fra rigel i akse 3, flate mot vest. Påtegnede piler markerer retning mot toppen av rigel**

Kjerner ble boret ut med tanke på eventuell senere, ikke nærmere definert, laboratorieprøving. Kjernene ble pakket inn i plast og er lagret på SINTEFs kjølerom, ved +5 °C.

Prismer med armering ble tildannet med tanke på eventuell heftprøving ved uttrekk, se foto i Figur 67. Etter nærmere budsjettmessige og faglige vurderinger, ble det senere besluttet ikke å gjennomføre slik uttrekksprøving, og prøvestykkene ble kastet.



**Figur 66 Øvre del av rigel sagt fra for visuelle undersøkelser**



**Figur 67** Prismer tildannet for eventuell heftprøving, mrk 4M-1 og 4M-2, fra tårnelement 4M (midtstykket). Ble senere kastet.

## 9 Rissregistrering og armeringskartlegging

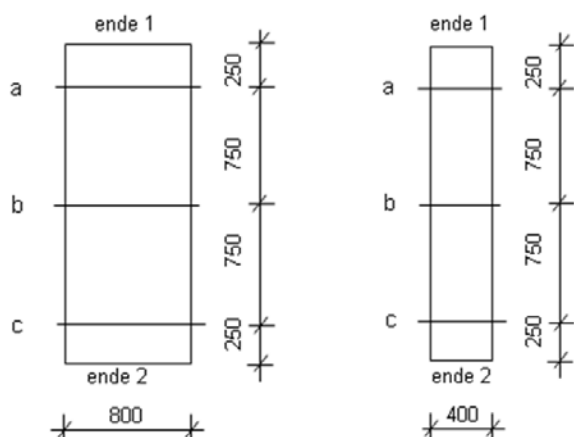
### 9.1 Innledende undersøkelser av tårn- og søyleelementer for belastningsprøving

Før montering i lastrigg ble prøvestykkene undersøkt mhp riss og armeringens plassering i tverrsnittet. Overdekning til lengdearmring fra toppflata er målt på alle endeflater. Minimums- maksimums- og middelveier for hver flate og hvert element er gitt i Tabell 12. Alle enkeltmålinger er vist på skisser i VEDLEGG 8.

**Tabell 12** Målt overdekning til lengdearmring i tilsagede elementer

Element	Overdekning til lengdearmring, mm						
	Endeflate 1			Endeflate 2			Begge endeflater
	min	maks	middel	min	maks	middel	middel
2	57	63	60	53	55	54	57
3A	55	65	58	55	60	56	57
4A	55	60	56	45	55	51	54
4B	60	65	62	60	75	67	65

Rissvidder ble målt langs tre målelinjer på elementenes toppflate primo desember 2009, se Figur 68.



**Figur 68** Lokaltet av målelinjer for rissviddemålinger og RI-beregninger i toppflate

Det er beregnet en rissindeks (RI) for hver målelinje, samt middelværdi pr prøvestykke. Alle målte og beregnede verdier er presentert i Tabell 13. På grunn av avfasede hjørner er lengden på målelinja satt til hhv 700 og 350 mm for tårnelementer og søyle.

**Tabell 13** Rissvidder målt langs målelinje a, b og c for de ulike prøvestykker 2, 3A, 4A og 4B, samt beregnede RI

Prøve- stykke	måle- linje	RI <sup>*)</sup> (mm/m)	Målte rissvidder, enkeltriss (mm)
2	a	0,71	0,25
	b	0,71	0,25
	c	0,71	0,25
	<b>middel</b>	<b>0,71</b>	
3A (øst)	a	0,70	0,15 0,03 0,15 0,1 0,03 0,03
	b	0,77	0,1 0,03 0,03 0,075 0,075 0,1 0,03 0,1
	c	0,69	0,03 0,03 0,1 0,03 0,03 0,2 0,03 0,03
	<b>middel</b>	<b>0,72</b>	
4A (øst)	a	0,61	0,03 0,1 0,03 0,075 0,03 0,03 0,03 0,1
	b	1,43	0,15 0,05 0,1 0,1 0,03 0,03 0,15 0,03 0,03 0,1 0,03 0,2
	c	0,79	0,03 0,03 0,03 0,25 0,03 0,03 0,15
	<b>middel</b>	<b>0,94</b>	
4B (vest)	a	1,41	0,1 0,35 0,03 0,03 0,35 0,03 0,1
	b	0,97	0,05 0,2 0,03 0,03 0,03 0,25 0,03 0,03 0,03
	c	1,29	0,15 0,03 0,03 0,03 0,03 0,35 0,15 0,1 0,03
	<b>middel</b>	<b>1,22</b>	

\*) RI = sum rissvidder langs målelinje/lengde av målelinje

Rissvidder ble også målt på prøvestykkenes endesagflater, øverst, like under toppflata, se Figur 69. Målingene ble gjort som kontroll av målinger på toppflate, ettersom rissene stedvis syntes grovere på sagflata enn på toppflata (støpehud). Resultater fra disse målingene er oppsummert i Tabell 14.



**Figur 69** Lokaltet av målelinjer for rissviddemålinger og RI-beregninger i endeflate



**Tabell 14 Rissvidder målt på sagflatene (ende 1 og 2) for de ulike prøvestykker 2, 3A, 4A og 4B, samt beregnede RI. Rissenes dybde fra overflata er også angitt**

Prøve- stykke	ende- flate	RI <sup>*)</sup> (mm/m)	Målte rissvidder, enkeltriss (mm)	Dybde av riss, fra overflata, mm
2	1	0,57	0,2	30
	2	0,57	0,1 0,1	30, 35
	<b>middel</b>	<b>0,57</b>		
3A (øst)	1	1,43	0,4 0,2 0,2 0,2	105, 65, 50, 35
	2	1,07	0,3 0,3 0,15	30, 55, 30
	<b>middel</b>	<b>1,25</b>		
4A (øst)	1	1,21	0,25 0,3 0,3	40, 45, 45
	2	0,76	0,1 0,03 0,1 0,3	45, 50, 40, 40
	<b>middel</b>	<b>0,99</b>		
4B (vest)	1	2,37	0,6 0,1 0,46 0,25 0,25	40, 45, 35, 55, 40
	2	1,00	0,1 0,15 0,3 0,15	30, 40, 55, 30
	<b>middel</b>	<b>1,69</b>		

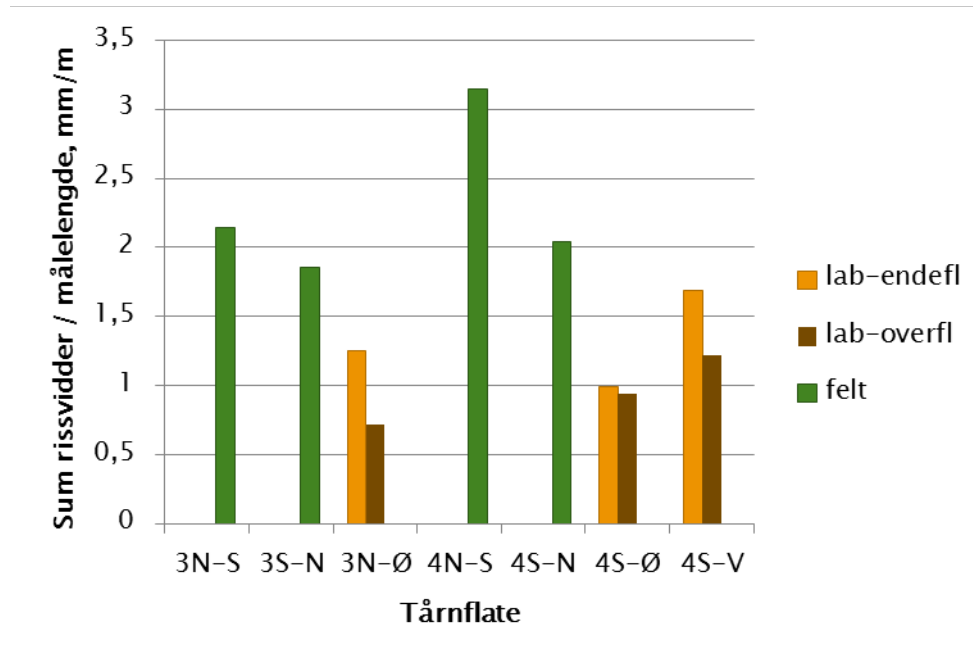
\*) RI = sum rissvidder langs målelinje/lengde av målelinje

Før montering i belastningsrigg ble alle riss tegnet på overflate med svart tusj. Oversiktsfoto av prøvestykke 2, 3A, 4A, 4B er vist i Figur 70. Mer detaljerte foto av både overflate og endeflater finnes i VEDLEGG 7.



**Figur 70** Prøveelement fra søyle i akse 2 (øverst) og prøvestykkene 4B, 4A og 3A (nederst, fra venstre mot høyre)

Rissvidder målt i laboratorium og tilhørende beregnede rissindekser er generelt en god del mindre enn tilsvarende riss målt i felt før brua ble revet. Rissindekser beregnet i laboratorium (middel av riss målt på begge endeflatene og middel av riss målt langs tre linjer på overflaten) sammenstilt med rissindekser målt i felt (målelinje OB), er vist i Figur 71.

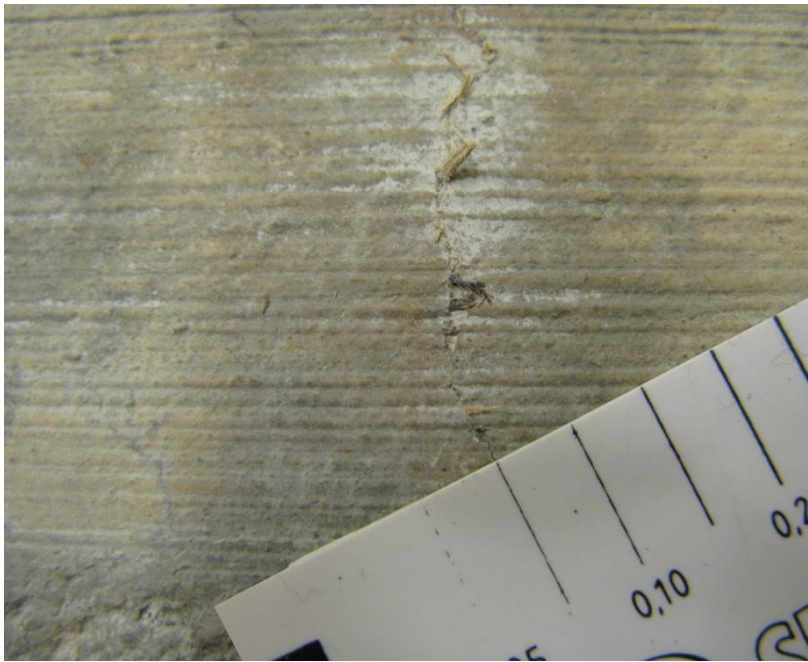


**Figur 71 Rissindekser målt langs linje OB i felt sammenstilt med midlere rissindekser målt på hhv endeflater og overflate i laboratorium**

Mindre rissvidder målt i laboratorium kan ha sammenheng med to forhold:

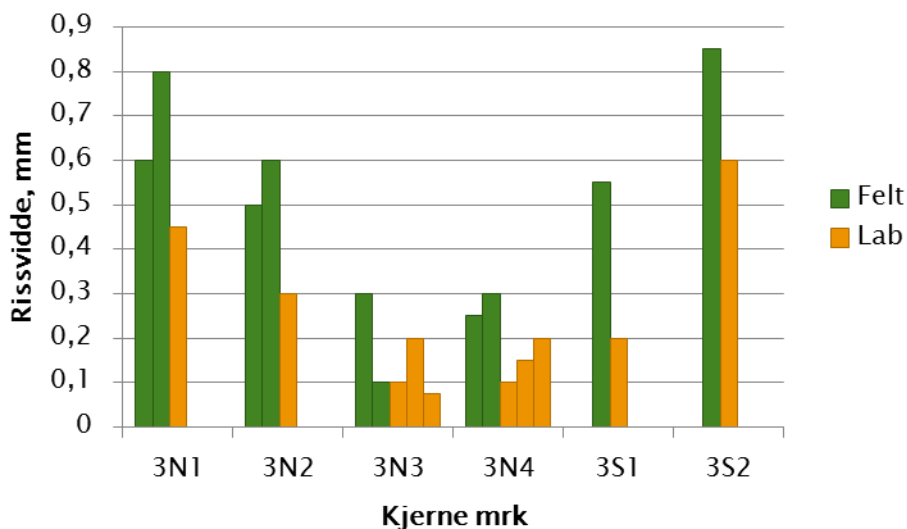
- I felt er rissviddene målt på hhv nord- og sørvendte flater, mens det i laboratorium er målt på flater som opprinnelig var vendt i øst- og vestlig retning. Erfaringer fra Elgeseter bru har vist at opprissing pga alkalireaksjoner er størst på vestsiden av søylene, hvor regn- og solpåkjenningen er størst. Det samme kan ses av feltmålingene på Nautesund, hvor sørflatene har noe større ORI enn nordflatene. At østlig flate på tårn 3N har mindre riss enn sørlig flate kan forklares med værpåkjening, men samtidig har vestvendt flate på tårn 4S mindre rissindeks enn nordvendt flate, hvilket ikke samsvarer med værpåkjeningen.
- Ved felling av tårnene og tilsaging av mindre elementer frigjøres spenninger i betongen, noe som kan føre til at reduksjon i rissviddene. Fukttinnholdet i betongens overflatesjikt ved måling i laboratorium kan også ha endret seg en del siden elementene var lokalisert i brua og ført til svinn i overflatesjiktet.

En indikasjon på at rissene er redusert i forhold til tidligere rissvidder er det faktum at en del fine riss inneholdt gress e.l. Til tross for at rissviddene var svært små, på foto i Figur 72 målt til 0,075 mm, så inneholdt de organisk materiale som kan ha blitt «fanget» i risset når dette har hatt en større rissvidde. Risset har deretter «lukket» seg.



**Figur 72 Riss med organisk materiale, rissvidde målt til 0,075 mm**

Endringer i overflaterissvidder (fra felt til lab) er også observert på utborede kjerner. For flere av kjernene boret ut fra tårn i akse 3 er det målt rissvidder i felt før utboring av kjerner – se foto 8 og 13 i VEDLEGG 3. I Figur 73 er rissviddene målt i felt før utboring av kjerner sammenstilt med rissvidder målt i laboratorium etter utpakking av kjerner. Som det fremgår av figuren er det en sterk reduksjon i rissviddene etter kjerneuttak. Kjernene ble umiddelbart etter utboring tørket av og pakket inn i plast. Ved ankomst SINTEF ble prøvene lagt i kjølerom ved +5 °C. Kjernene ble boret ut i juni 2009 og undersøkt i laboratorium i september 2009. Endringer i rissvidder kan være forårsaket av flere forhold, både endringer i spenningsforhold i kjernene ved utboring, endringer i fuktinnhold og/eller ulike temperaturforhold ved måling. I tillegg kommer usikkerheter ved at ulike personer har målt i felt og lab og at målingene kan være utført i ulike punkter på kjerneoverflaten. Sistnevnte forhold kan imidlertid ikke forklare de systematisk lavere tallverdier i målt i laboratorium.



**Figur 73 Rissvidder i overflata av kjerner målt i felt (før utboring) sammenstilt med rissvidder målt i laboratorium 3 måneder etter utboring. (Prøvene var lagret innpakket i plast ved +5 °C fra utboring til rissmåling i laboratorium)**



## 9.2 Visuell undersøkelse av øvre del av rigel i akse 4

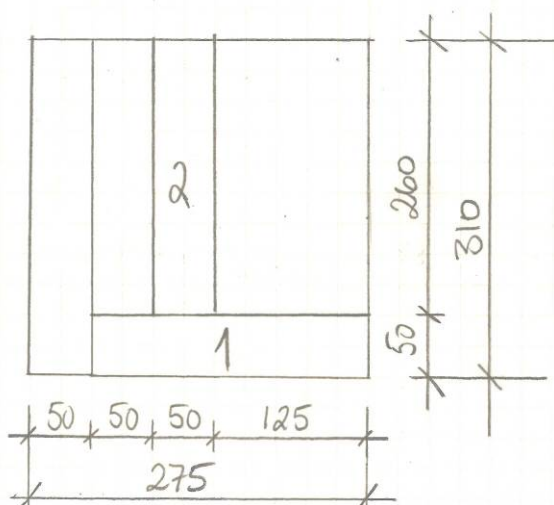
Øvre del av rigel i akse 4 ble grovsaget utendørs til et prøvestykke med dimensjoner  $b \times l \times h = 400 \times 1000 \times 310 \text{ mm}^3$ , se Figur 66. Horisontalt sagsnitt er vist etter mottak laboratorium i Figur 74. Betongen er under opptørking og fuktanrikningen viser tydelig hvor det går riss. Det er to hovedriss i lengderetningen og mindre riss vinkelrett på disse. Hovedrissene har en avstand på 5-10 cm fra rigelens sideflater.



**Figur 74** Horisontalsnitt etter saging av øvre del av rigel i akse 4,  $b \times l = 0,4 \times 1,0 \text{ m}^2$

Det ble foretatt ytterligere saging av prøvestykket, til dimensjon  $b \times l \times h = 400 \times 275 \times 310 \text{ mm}^3$ , fra hvilket det ble saget til én horisontal skive og flere vertikale skiver, se skisse i Figur 75 og foto i Figur 76. Skiver merket merket 1 og 2 er undersøkt nærmere med hensyn på riss.

Det er observert omfattende opprissing i betongen. Riss fra overflata (topp og sider) går ca 40-50 mm inn før de tar overflateparallell retning. Det er mange grove riss rundt og i tilslag, samt gjennom tilslag ut i pasta i hele tverrsnittet. Typisk rissmønster framgår tydelig av foto i Figur 77 (horisontal skive, merket 1) og Figur 78-80 (vertikal skive, merket 2).

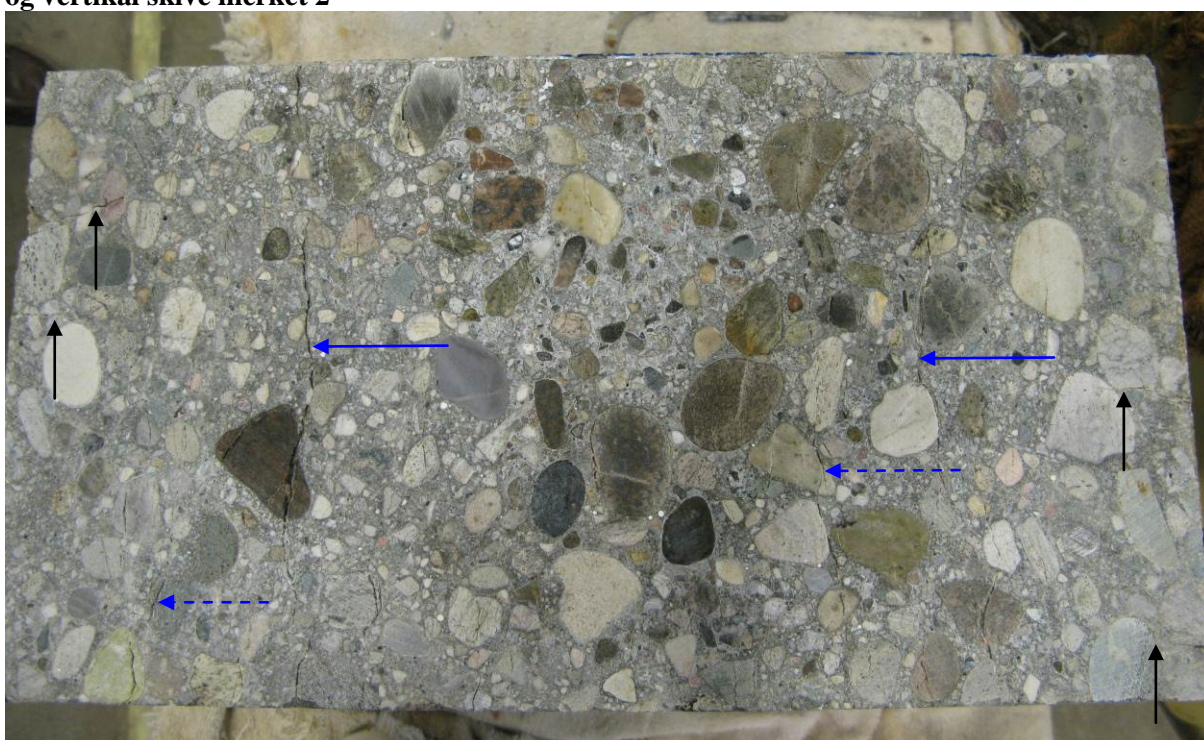


**Figur 75** Oppriss av tilsaget prøvestykke fra topp rigel i akse 4,  $l \times h = 275 \times 310 \text{ mm}^2$ . Horisontal skive merket 1 og vertikal skive merket 2, se også foto i Figur 73





Figur 76 Skiver tildannet fra topp rigel akse 4, iht skisse i Figur 71. Horisontal skive merket 1 og vertikal skive merket 2

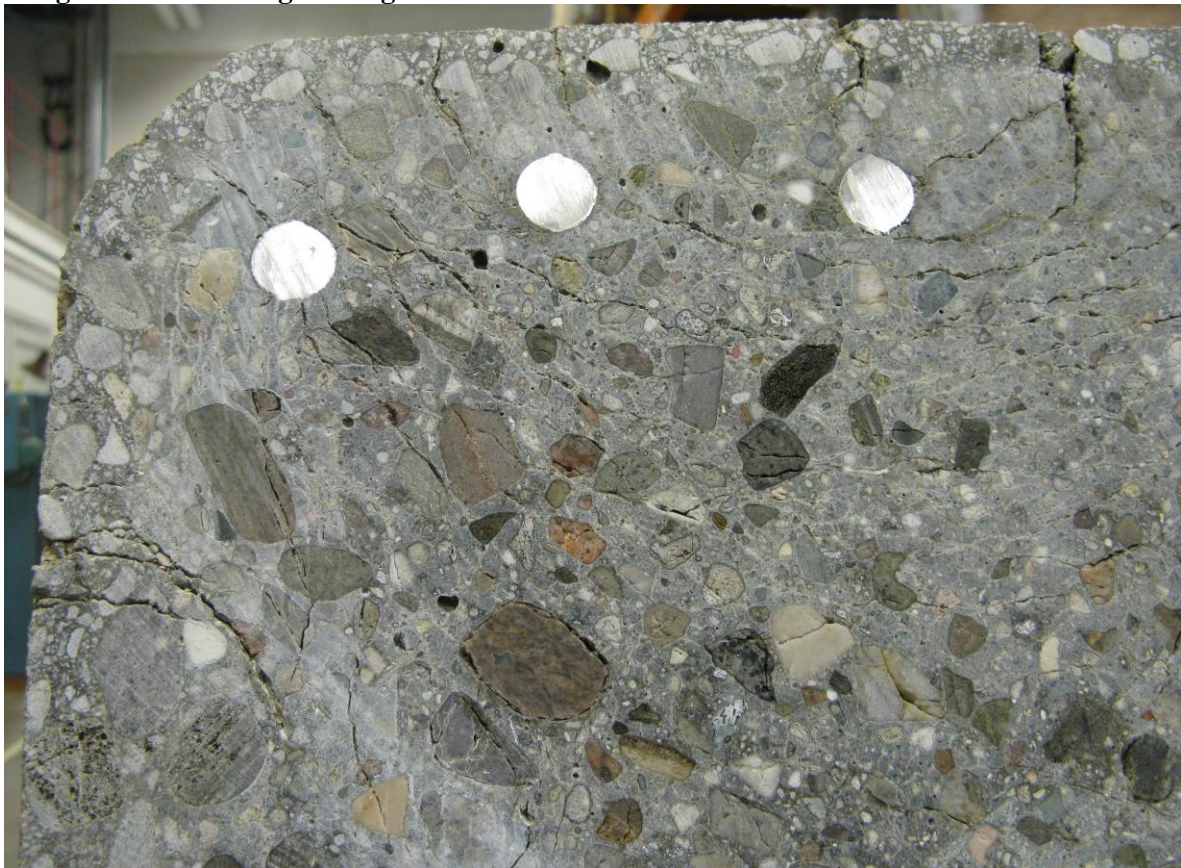


Figur 77 Horisontal skive (mrk 1) fra topp rigel akse 4,  $b \times l = 400 \times 225$  mm. Merk hovedriss og mindre riss i rigelens lengderetning (merket med heltrukne og stiplede blå piler). Kun grunne riss fra overflatene (svarte piler)





**Figur 78** Vertikal skive (mrk 2) fra topp rigel akse 4,  $b \times h = 400 \times 260 \text{ mm}^2$ . Merk riss fra overflata (topp og sider, svarte piler) går ca 40-50 mm inn før de tar overflateparallell retning (blå piler). Mange grove riss rundt og i tilslag, samt gjennom tilslag ut i pasta i hele tverrsnittet. Se også nærbilder i Figur 79 og 80.



**Figur 79** Nærbilde av øvre venstre del av foto i Figur 78.

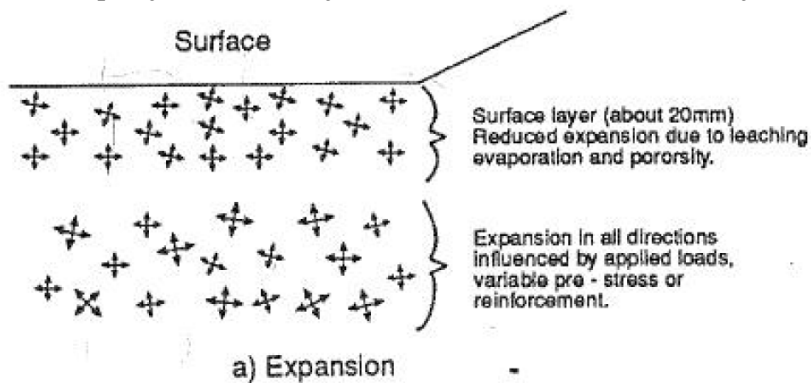




**Figur 80** Nærbilde av øvre høyre del av foto i Figur 78.

De observasjoner som er gjort av rissmønster i overflata kontra indre opprissing, samsvarer i stor grad med funn rapportert i internasjonal litteratur.

Det er en vanlig oppfatning at oppsprekking i overflata skyldes interne spenningsforskjeller pga mindre ekspansjon i overflatesjiktet enn i indre deler av konstruksjonsdelen, se Figur 81.



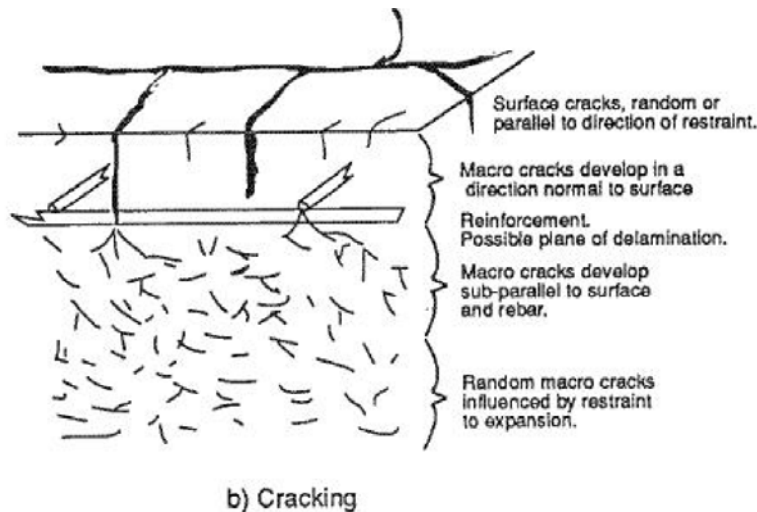
**Figur 81** Spenningsforskjeller over tverrsnittet pga ulik grad av ekspansjon /7/

Armeringens innvirkning på ekspansjon og spenningsoppbygging er beskrevet som følger /7/ :

- Netto ekspansjon reduseres
- Armeringen strekkpåkjennes
- Betongen trykkpåkjennes parallelt med armeringen
- Fastholdingen forsinker oppstart og hastighet av ekspansjonen.

De Rooij og Guidoum /8/ har med henvisning til /9/ og /10/ rapportert at makroriss på overflata normalt ikke har større dybde enn det minste av 1) overdekningen og 2) 1/10 av konstruksjonsdelens tykkelse. Rissdybden er også svært avhengig av overflatebredden. Elementer tildannet fra konstruksjoner som har blitt revet har vist at armeringen hemmer overflaterissenes utvikling i dybden. Enkeltriss fra overflata sprer seg ut i flere finere riss i nivå med armeringen. Armeringens fastholdelse medvirker til at mikrorissene dannes parallelt med armeringen, hvilket kan resultere i alvorlig delaminering.

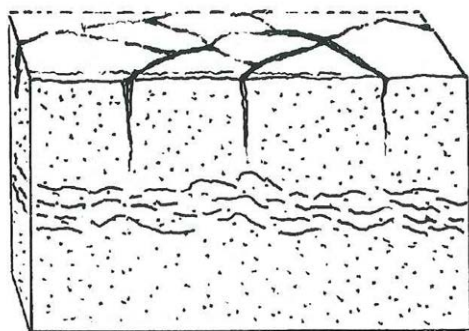
Typiske spenningsvariasjoner og rissmønster fra overflata og innover i et armert tverrsnittet er skissert i Figur 82.



**Figur 82 Opprissing i overflatesjiktet, i nivå med armering og i indre deler /7/**

Spenningsoppbygging i et uarmert tverrsnitt (plate) og korresponderende rissmønster er vist i Figur 83. Også her /11/ er det antatt størst ekspansjon i indre deler av tverrsnittet. Pga geometriske forhold er det minst fastholding i vertikal retning, vinkelrett på overflata, og rissene vil derfor oppstå parallelt med overflata. På grunn av mindre ekspansjon nær overflata induseres strekkspenninger i dette området som igjen utløser dannelse av grove riss vinkelrett på overflata. De overflateparallele rissene vil utvikle seg nedover i dybden, men sjelden dypere enn 300-400 mm.

Tilsvarende tendens til delaminering vil også oppstå i dobbeltarmerte plater uten tversgående (vertikal) armering. Da vil armeringen, i tillegg til geometriske forhold, bidra til å redusere ekspansjonen i horisontal retning, og den frie ekspansjonen vil skje vertikalt.



**Figur 83 Typisk rissmønster i uarmert plate, med grove riss vinkelrett på overflata og overflateparallele riss. Spenninger forårsaket av alkalireaksjoner går fra horisontalt strekk nær overflata, til horisontalt trykk og vertikalt strekk med dybden /11/**

## 10 Belastningsprøving – tårnelementer og søyle

### 10.1 Innledning

Alkalireaksjoner påvirker spesielt strekkfastheten til betong og fører også til at det dannes riss nær overflaten. Strekkfastheten til betong er generelt mye lavere enn trykkfastheten (ca 10 %) og ved for eksempel vanlig bøyning av en konstruksjon vil den sprekke opp på strekksiden ved en relativt lav last. For å få utnyttet betongen på strekk, må det derfor legges inn armering for å ta strekk-kraften. Ved vanlig dimensjonering av betongkonstruksjoner legges det derfor inn armering for å ta alle strekk-krefter.

Det er imidlertid en del områder hvor en indirekte er avhengig av noe strekkfasthet i betongen for at en skal kunne regne med noe kapasitet. Dette gjelder for skjær og heftfastheten til betong og kanskje da spesielt for heftfastheten hvor det ikke er mulig å armere seg opp til tilstrekkelig kapasitet hvis ikke betongen har tilstrekkelig strekkfasthet selv.

Heftspenninger er skjærspenninger som oppstår ved overflaten av en armeringstang ved riss og i forankringsområder for armeringen. Disse skjærspenningene setter også opp trykk- og strekkspenninger i betongen som vil kunne gi riss i overdekningen hvis heftspenningen blir stor nok. Hvis det ikke er tverrarmering, vil heftspenningen normalt gå mot null når det blir to eller flere spalteriss til overflaten langs en stang.

En er spesielt avhengig av heftfasthet mellom betong og armering i forankringsområdene (ved enden av stangen eller ved opplegg og i områder hvor stangen skjøtes med omfar til en annen stang), når det er store krefter i stangen.

Det ble vurdert flere måter å teste heftfastheten til armeringen i betongen fra Nautesund bru, men vi endte til slutt opp med vanlig bøyingsprøving av bjelker som det beste alternativet. Dette var spesielt med tanke på at en da fikk undersøkt virkningen av overflaterissene på flere jern samtidig, hvilket er mest representativt i forhold til virkelige konstruksjoner. Hvis en bare hadde tatt ut en prøve rundt en stang, ville resultatet blitt styrt av det lokale rissbildet, og en ville ikke fått frem virkningen av omfordelingen av spenninger som kan skje både langsetter og på tvers mellom stenger når det er flere stenger i tverrsnittet.

### 10.2 Heftprøving

#### 10.2.1 Prøvestykker

Det ble testet fire prøvestykker, ett søyleelement fra ett av sidespennene og tre tårnelementer fra tårnsøylene (over brudekket). Ytre mål (bxhxl) for søyleelementet var 400x400x2000 mm og for tårnelementene 800x400x2000 mm.

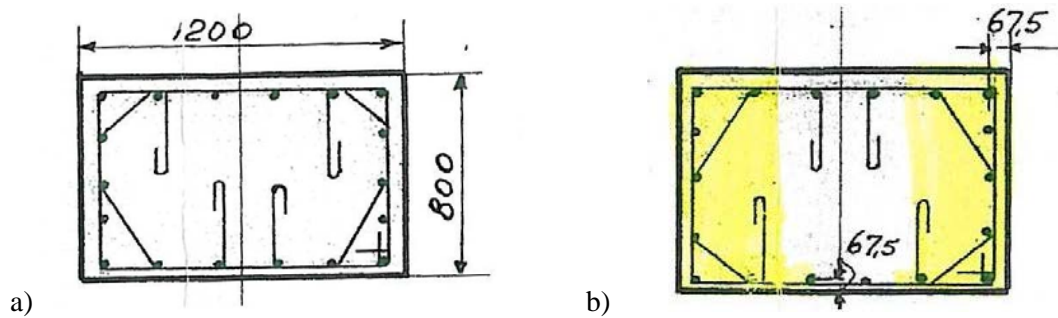
Søyleelementet (fra sidespennet) var ment som en referanseprøve fra et område med antatt mindre omfang av alkalireaksjoner (søylen sto skjermet mot været under brudekket på bruas nordre side). Søylene var armert med en Ø25 mm kamstang i hvert hjørne og med bøylar Ø8 mm c/c 250 mm.

Tårnsøylene hadde tverrsnitt 800x1200 mm og det ble tatt ut to seksjoner (en fra hvert av tårnene) som prøvestykkene senere ble sagt ut fra. Tårnene var armert med 18 Ø25 mm kamstenger i lengderetningen, som var skjøtt med omfarsskjøter som var forskjøvet, og to sett bøylar; utvendige bøylar Ø10 mm c/c 300 mm og "nåler" Ø8 mm c/c 600 mm som vist i Figur 10.1a).

Tårnelementene hadde samme bredde som den minste sidekanten til tårnsøylene og ble sagt ut fra tverrsnittet som vist i Figur 10.1b). Alle prøvestykkene inneholdt omfarsskjøter, og antall



lengdearmeringsstenger varierte mellom syv og åtte i prøvestykkene. En detaljert oversikt over antall stenger og plasseringen av stengene for hvert prøvestykke er vist i VEDLEGG 8.



**Figur 10.1** Snitt av tårnsøylene med bøyer og markering (gult) for hvordan prøvestykkene ble tatt ut

Tårnsøylene, søylene og brudekket var støpt i betong av kvalitet A mens landkarene var i betong av kvalitet B. Iht NS 427 fra 1939 er kravet til betongkvalitet A relatert til en 28 døgns trykkfasthet på  $290 \text{ kg/cm}^2$  og et største tillatte v/c-tall på 0,50, mens kravet til kvalitet B er tilsvarende  $230 \text{ kg/cm}^2$  og maks v/c 0,60. Kjerneprøver boret fra tårnsøylene viste sylindetrykkfastheter mellom 50 og 70 MPa (se Tabell 8 og 9 i kapittel 7). Hovedarmeringen var kamstenger med betegnelsen CSF 40 som har en flytespenning på ca 400 MPa. Bøylene er glattstål av typen St37, med en flytespenning på ca 240 MPa.

En oversikt over prøvestykkene med dimensjon og armering er vist i Tabell 10.1.

**Tabell 10.1** Oversikt over dimensjon og armering for prøvestykkene

Type	Antall elementer testet	Dimensjoner, mm (b x h x l)	Betegnelse <sup>*)</sup>	Antall Ø25 mm (på strekksiden)
Søyleelement	1	400x400x2000	2	2 (totalt 4)
Tårnelement	3	800x400x2000	3A	7
			4A	8
			4B	7

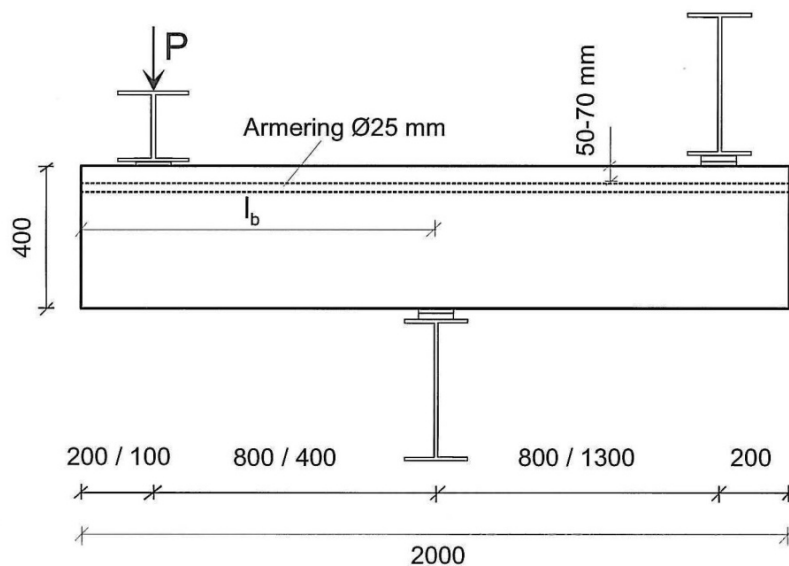
\*) Prøvestykkenes lokalitet i brua framgår av Tabell 10 i kapittel 8.

### 10.2.2 Forsøksoppsett

Et oversiktsbilde av et av prøvestykkene i riggen er vist i Figur 10.2, mens en skisse av riggen med de viktigste målene er vist i Figur 10.3. Skissen viser den første lastsituasjonen med mothold under midten av prøvestykket.



**Figur 10.2 Foto av riggen**



**Figur 10.3 Prinsippskisse for riggen**

Alle prøvestykkene ble først testet med forankringslengde  $l_b = 40 \text{ Ø}$ , dvs 1000 mm (lasttilfelle 1). I tillegg ble noen prøvestykker også testet med halve denne forankringslengden, dvs  $l_b = 20 \text{ Ø}$  eller 500 mm (lasttilfelle 2). De elementer som ble tilleggstestet med halv forankringslengde (lasttilfelle 2) var begge ender av søyleelement 2 og tårnelement 4B, samt den ene enden av tårnelement 4A.

Lasten ble påført i den ene enden av elementet, henholdsvis 200 og 100 mm fra endeflaten for lasttilfelle 1 og 2 (forankringslengde  $40 \text{ Ø}$  og  $20 \text{ Ø}$ ).

For lasttilfelle 1, med forankringslengde  $40 \text{ Ø}$ , blir kraften ved opplegget i motsatt ende like stor som den påførte lasten. Oppleggskraften under midten blir da det dobbelte av den påførte lasten. I dette lasttilfellet er derfor situasjonen lik på begge sider av midtopplegget og det er vilkårlig hvilken side som evt vil få forankringsbrudd.

For lasttilfelle 2, med forankringslengde  $20 \text{ } \varnothing$ , blir reaksjonskraften i motsatt ende  $0,3 P$  (hvor  $P$  er kraften i jekken) og oppleggskraften  $1,3 P$ . I dette lasttilfellet er det derfor spennet mot lasten som er mest kritisk i forhold til forankringsbrudd. Der hvor begge ender ble prøvd, ble prøvestykket snudd.

Lastvirkningen på prøvestykkene er et lineært økende moment fra punktlastene på oversiden og inn til opplegget på undersiden. Momentet gir strekk på oversiden, og elementene ble plassert med armeringen vendt opp. I tillegg virker det en konstant skjærkraft, tilsvarende lasten på hver ende, fra lasten og inn til opplegget.

Det ble bare registrert kraft og forskyvning av jekken under forsøkene.

### 10.2.3 Lastprosedyre

Under første pålasting med  $l_b = 40 \text{ } \varnothing$  og opplegg på midten (Lasttilfelle 1), ble lasten økt trinnvis oppover til det ble flytning i armeringen og prøvestykkene ikke tok noe mer last (deformasjonen bare økte). Lasttrinnene var  $40 \text{ kN}$  for søyleelementet og  $100 \text{ kN}$  for tårnelementene. På hvert lasttrinn ble lasten holdt konstant mens det ble tegnet riss og tatt bilder. Nye riss ble tegnet og markert med tall iht følgende system:

For søyleelementet: 1-40 kN, 2-80 kN, 3-120 kN, 4-160 kN osv

For tårnelementene: 1-100 kN, 2-200 kN, 3-300 kN, 4-400 kN, 5-500 kN, 6-600 kN osv

Forventet flytelast (kraft i jekken) i dette lasttilfellet var ca  $135 \text{ kN}$  for søyleelementene og ca  $500$  og  $590 \text{ kN}$  for tårnelementene med henholdsvis 7 og 8 stenger.

Pålastingen ble ikke utført like systematisk for forsøkene med  $l_b = 20 \text{ } \varnothing$  (Lasttilfelle 2). Lasten ble da først økt relativt hurtig til ca halvparten av forventet flytelast, og så litt mer gradvis derfra og videre oppover.

Siden skjærspennet i dette tilfellet var halvparten av det i det første lasttilfellet, var forventet kraft i jekken ved flytning i armeringen over opplegget dobbelt så stor i dette tilfellet.

Nye riss ble bare delvis tegnet inn i dette lasttilfellet.



## 10.3 Resultater

### 10.3.1 Flyte- og makslaster

Last-forskyvnings forløpet til jekken under noen av forsøkene er vist i VEDLEGG 9. Forskyvningen som måles på denne måten inkluderer også elastisk deformasjon av søyler og traverser i selve riggen, og er derfor ikke noe godt mål for nedbøyningen av elementene. Disse kurvene gir derfor først og fremst en informasjon om lasthistorien til prøvene. Noen prøver ble lastet på og av noen ganger pga litt problemer med stabiliteten til riggen. Dette er ikke forventet å være av betydning for resultatene.

En oversikt over forventet og observert flytelast og makslasten det ble belastet til ved Lasttilfelle 1 og 2 er vist for de forskjellige prøvestykkene i Tabell 10.2 og 10.3. I tabellene er det også gitt noen kommentarer til hvert prøvestykke, og som en ser var det bare i to av forsøkene det ble glidning av armeringen. Det var i Lasttilfelle 1 for Element 4A (ende A), hvor glidningen av de to ytterste jernene på hver side etter hvert ble så stor at det er betegnet som forankringsbrudd og i Lasttilfelle 2 for Element 4B (ende A), hvor tilstanden er betegnet som begynnende forankringsbrudd. I begge tilfeller oppstod denne tilstanden etter at det hadde dannet seg skråriss (pga skjærkraften) fra lasten og ned til opplegget. Når det skjer, øker kraften i armeringen ute ved lasten ganske betydelig i forhold til det momentet (kraft x arm) i snittet tilsier. Hvis kraften, etter at skråriss har oppstått, bæres av en rett trykkdiagonal mellom lasten og opplegget, vil kraften i armeringen være konstant i skjærspennet (mellom lasten og opplegget).

**Tabell 10.2 Lasttilfelle 1 – Forventede og observerte flyte- og makslaster**

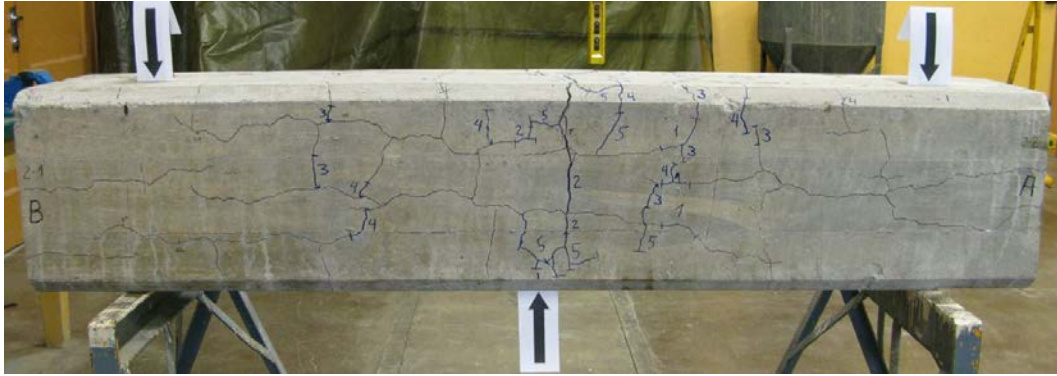
Prøvestykke	Forventet flytelast, kN	Observert flytelast, kN	Maks last, kN	Merknader
Lasttilfelle 1 ( $l_b = 40\phi = 1000$ mm)				
Søyle akse 2	135	165	200	Risslast ca 40 kN <b>Ikke forankringsbrudd</b>
Element 3A	500	560	650	Risslast like før 100 kN P=600; skråriss <b>Ikke forankringsbrudd</b> Nær skjærbrudd
Element 4A	590	-	650	P=500; rissvidder 0,3-0,5 mm P=600; Hjørnestengene i Ende A trekke seg litt inn P=650; skråriss, 1,5 mm, Ende A <b>P=650; forankringsbrudd i Ende A</b> (glidning) av de 4 hjørnestengene etter ca ½ time
Element 4B	500	500	520	Lastet på og av noen ganger mellom 300 og 500 kN <b>Ikke forankringsbrudd</b>

**Tabell 10.3 Lasttilfelle 2 – Forventede og observerte flyte- og makslast**

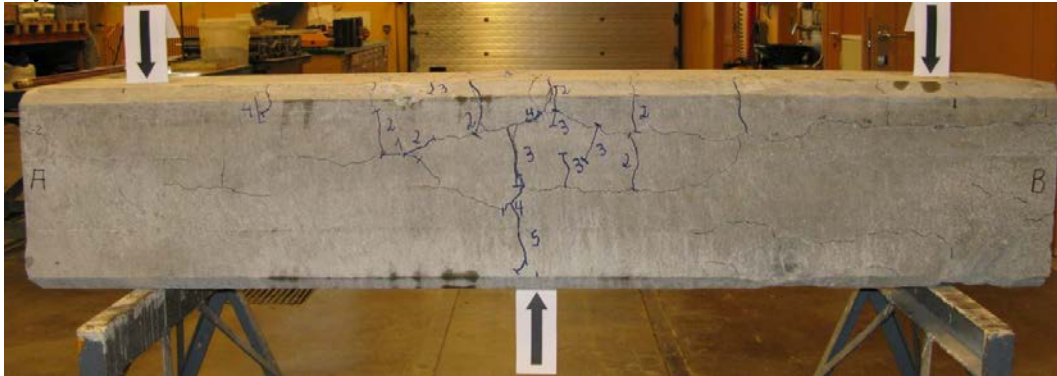
Prøvestykke		Forventet flytelast, kN	Observert flytelast, kN	Maks last, kN	Merknader
Lasttilfelle 2 ( $l_b = 40\phi = 1000$ mm)					
Søyle akse 2	Ende A	270	350	350	I utgangspunktet ingen spalteriss ved armeringen P=350; tydelig flytning <b>Ikke forankringsbrudd</b>
	Ende B	270	350	400	Spalteriss langs den ene stangen ved start forsøk <b>Ikke forankringsbrudd</b>
Element 4A	Ende B	1180	-	1000	Lastet først opp til P=500 kN P=600; riss merket 6' P=1000; brudd i det andre spennet etter ca 2 min <b>Ikke forankringsbrudd</b>
Element 4B	Ende A	1000	1040	1100	Lastet først jevnt til P=500 kN P=500; ingen nye riss P=600; riss merket 6' P=1100; skråriss på ene siden, armeringen trekkes litt inn på denne siden ( <b>begynnende forankringsbrudd</b> )
	Ende B	1000	1000	1100	P=1000; flytning i armeringen <b>Ikke forankringsbrudd</b>

### 10.3.2 Rissutvikling ved belastning

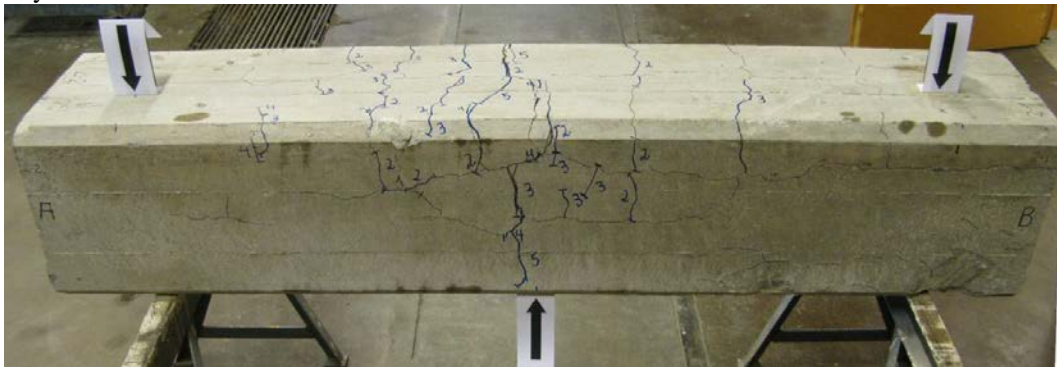
Et utvalg av rissbilder før, etter og i noen tilfeller også under belastning er vist for prøvestykkene i Figur 10.4-10.26. De opprinnelige rissene fra alkalireaksjonene er tegnet med svart tusj, mens de nye under belastningen er tegnet med blå tusj. Tallene i tilknytning til de nye rissene angir lastnivå iht beskrivelsen av lasttrinn i avsnitt 10.2.3.



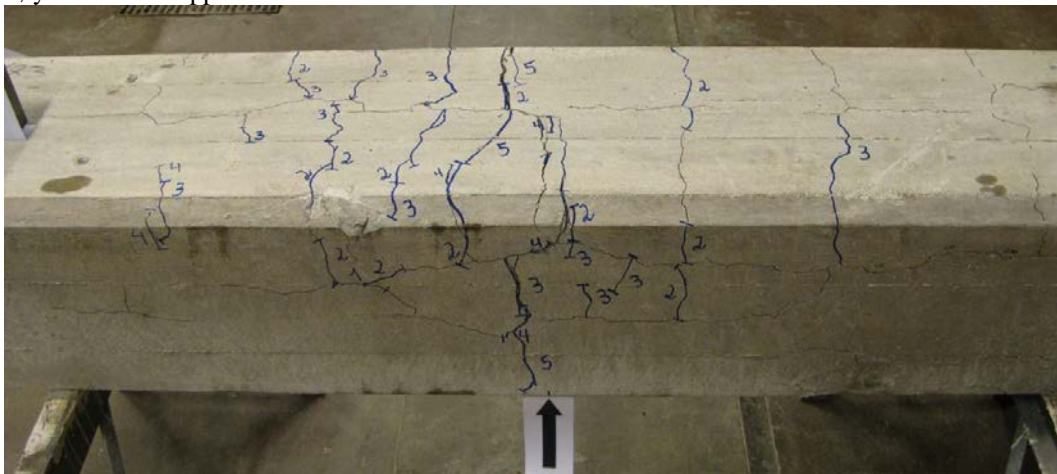
Søyle akse 2 – side B-A



Søyle akse 2 – side A-B



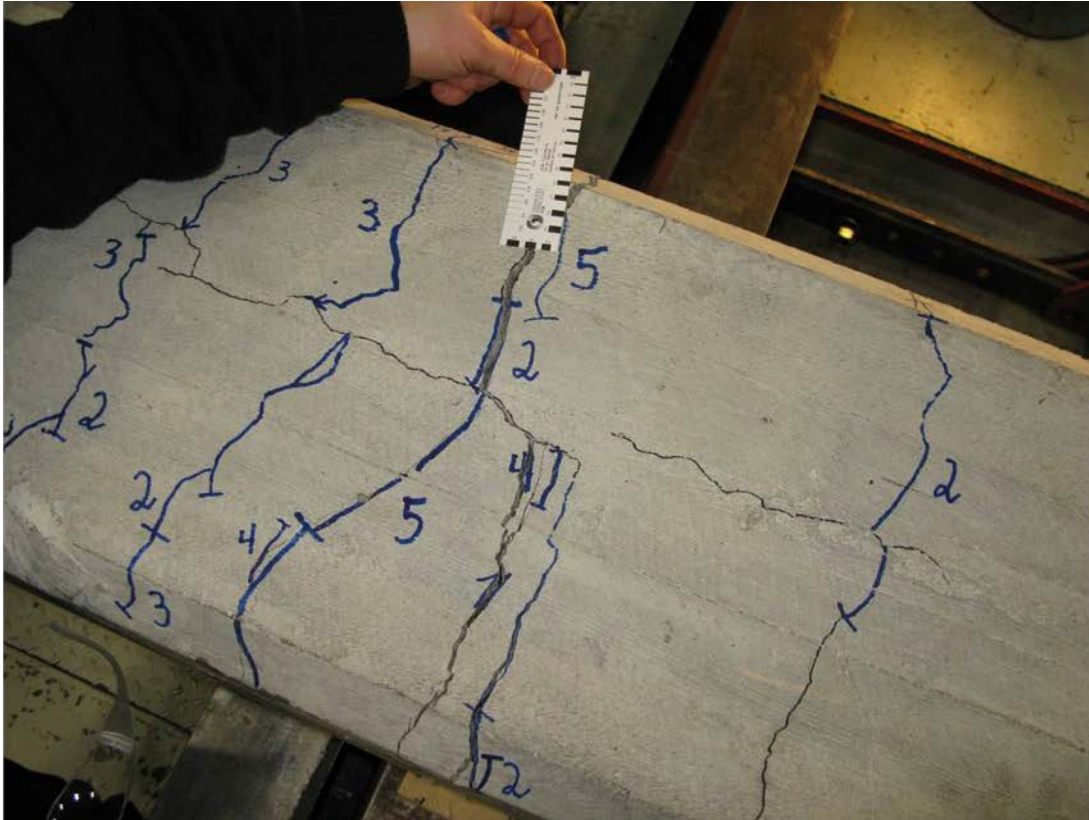
Søyle akse 2 – topp/side A-B



Søyle akse 2 – topp/side A-B – mellom laster

**Figur 10.4** Søyle akse 2, foto etter belastning til 200 kN



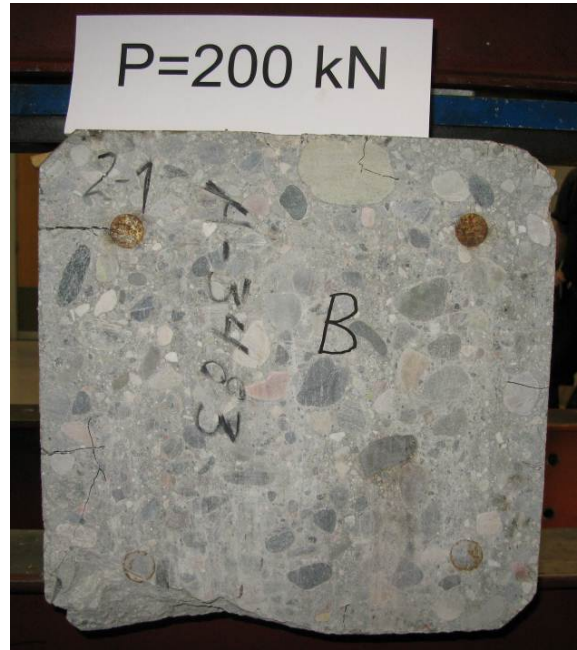


Søyle akse 2 – topp/side A-B – mellom laster



Søyle akse 2 – topp/side A-B – mellom laster

**Figur 10.5** Søyle akse 2, foto etter belastning til 200 kN



Søyle akse 2 – endeflate A og B



Søyle akse 2 – endeflate A. Øvre venstre og øvre høyre armeringsende



Søyle akse 2 – endeflate B. Øvre venstre og øvre høyre armeringsende

**Figur 10.6** Søyle akse 2, foto etter belastning til 200 kN





Element 3A – toppflate A-B – montert i rigg før belastning



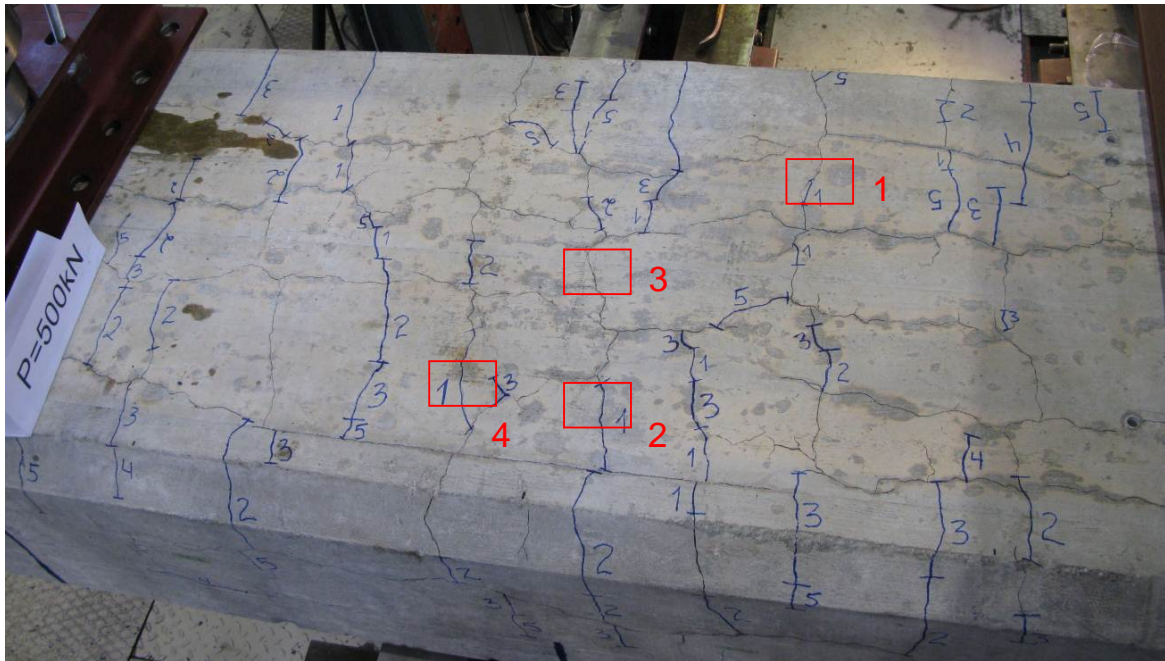
Element 3A – side A-B – montert i rigg før belastning



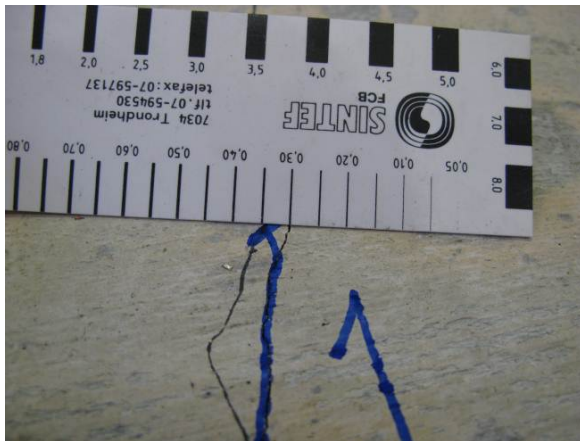
Element 3A – side B-A – montert i rigg før belastning

**Figur 10.7** Element 3A, foto før belastning

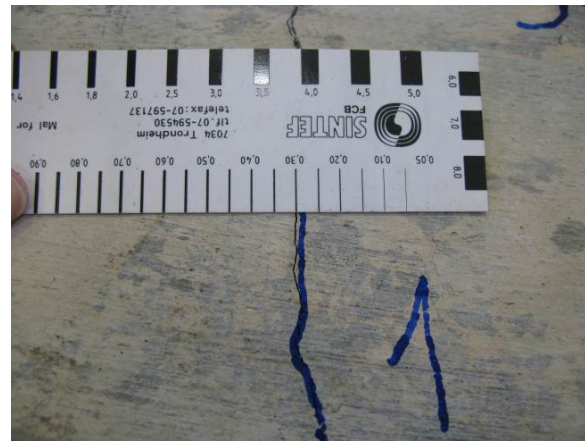




Opprissing i toppflate ved belastning 500 kN. Rissvidder er målt i 4 lokaliteter, se foto under.



Utsnitt mrk 1 i foto over. Rissvidde 0,30 mm



Utsnitt mrk 2 i foto over. Rissvidde 0,30 mm

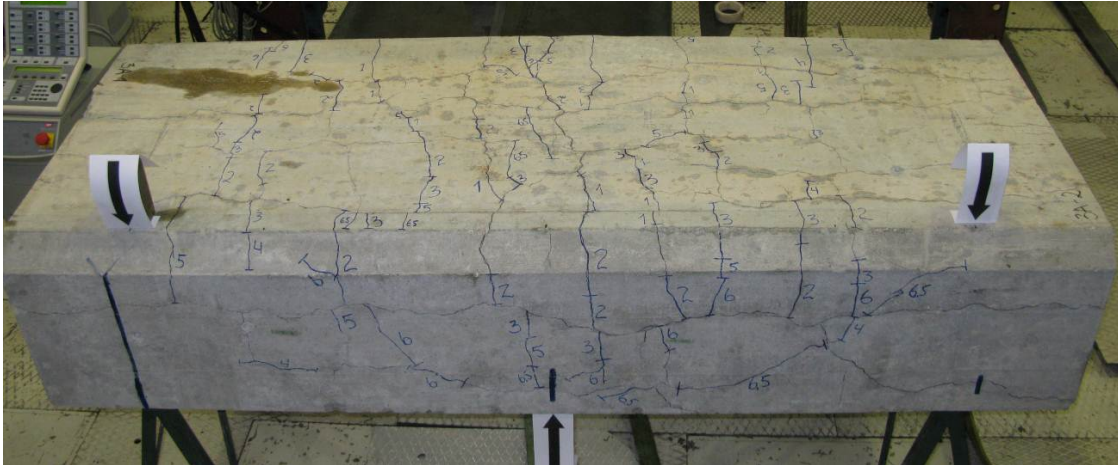


Utsnitt mrk 3 i foto over. Rissvidde 0,45 mm

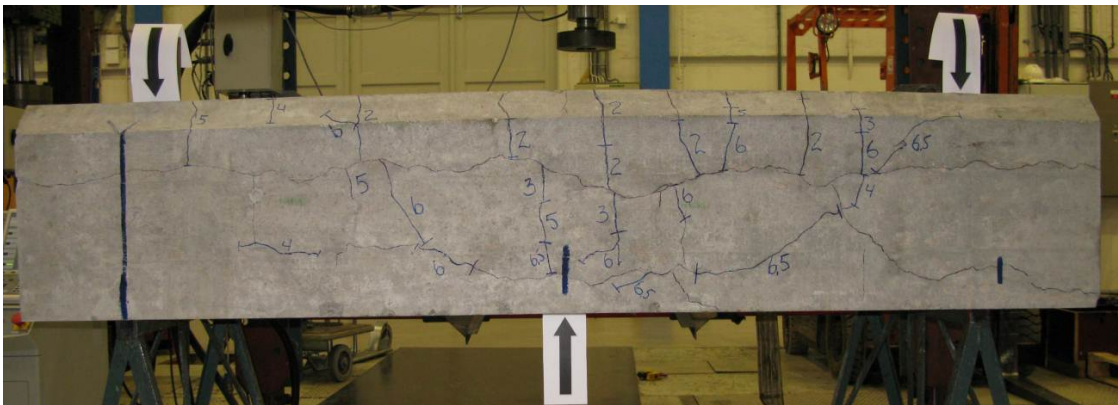


Utsnitt mrk 4 i foto over. Rissvidde 0,25 mm

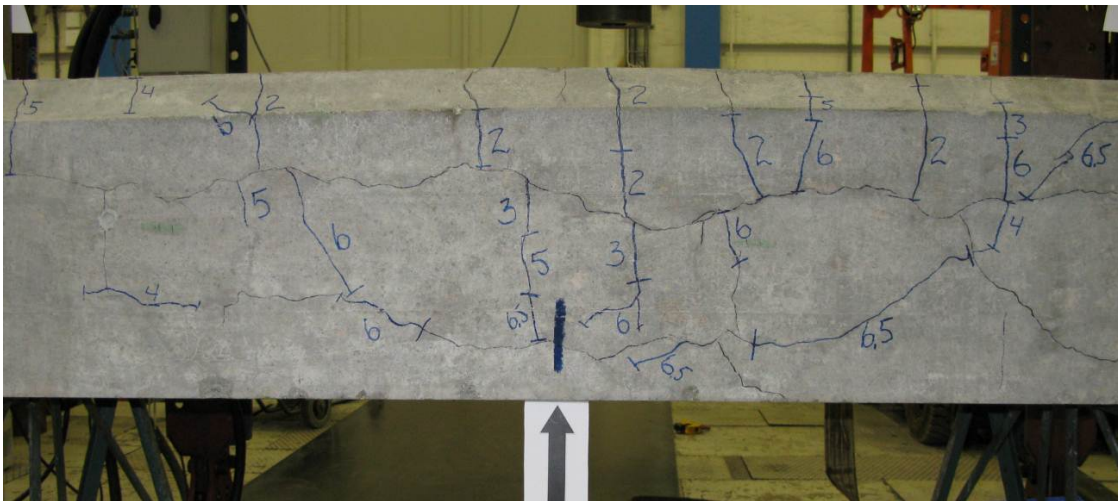
**Figur 10.8 Element 3A, foto ved belastning 500 kN**



Element 3A – topp/side A-B



Element 3A – side A-B



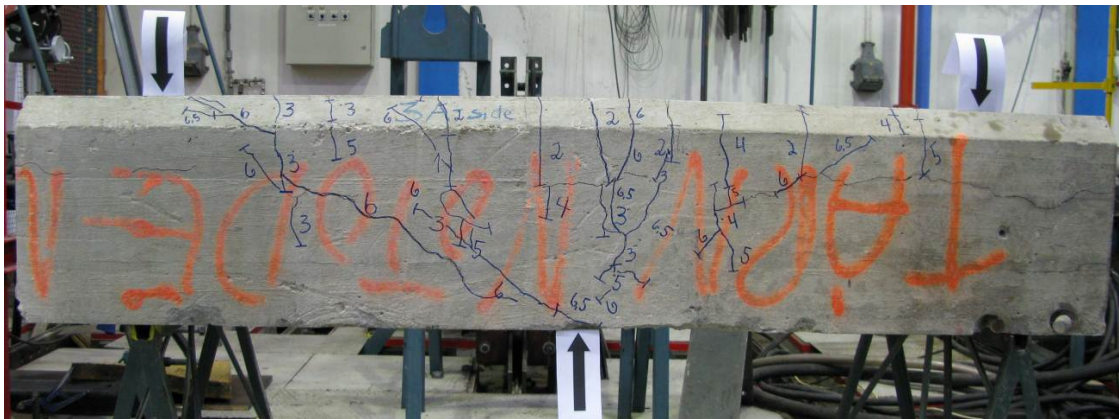
Element 3A – side A-B mellom laster

**Figur 10.9** Element 3A, foto etter belastning 650 kN

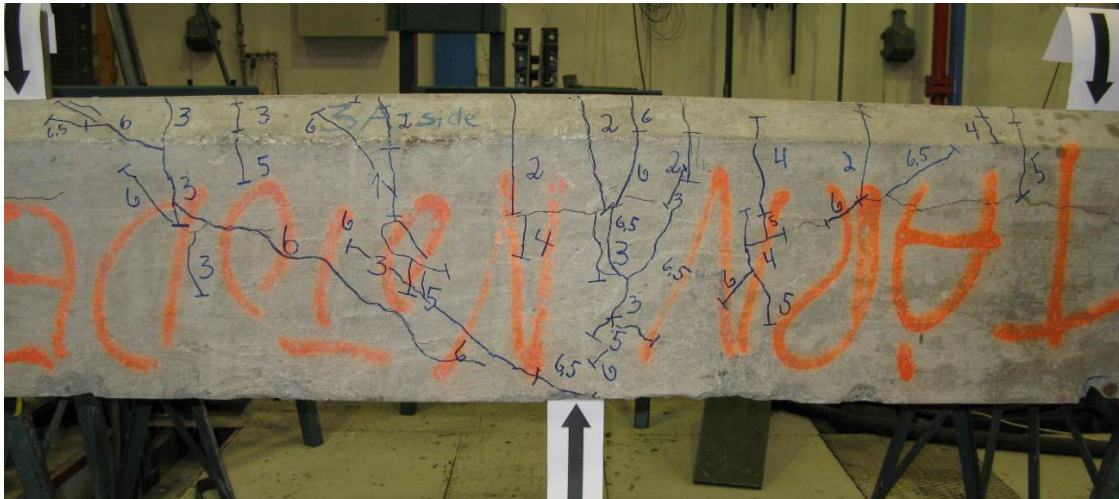




Element 3A – topp/side B-A



Element 3A – side B-A



Element 3A – side B-A mellom laster

**Figur 10.10** Element 3A, foto etter belastning 650 kN





Element 3A – endeflate A (1)



Element 3A – endeflate A (1). Nærfoto av armeringsender



Element 3A – endeflate A (1). Nærfoto av armeringsender

**Figur 10.11 Element 3A, foto etter belastning 650 kN**





Element 3A – endeflate B (2)



Element 3A – endeflate B (2). Nærfoto av armeringsender



Element 3A – endeflate B (2). Nærfoto av armeringsender

**Figur 10.12** Element 3A, foto etter belastning 650 kN



Element 4A – toppflate A-B – montert i rigg før belastning



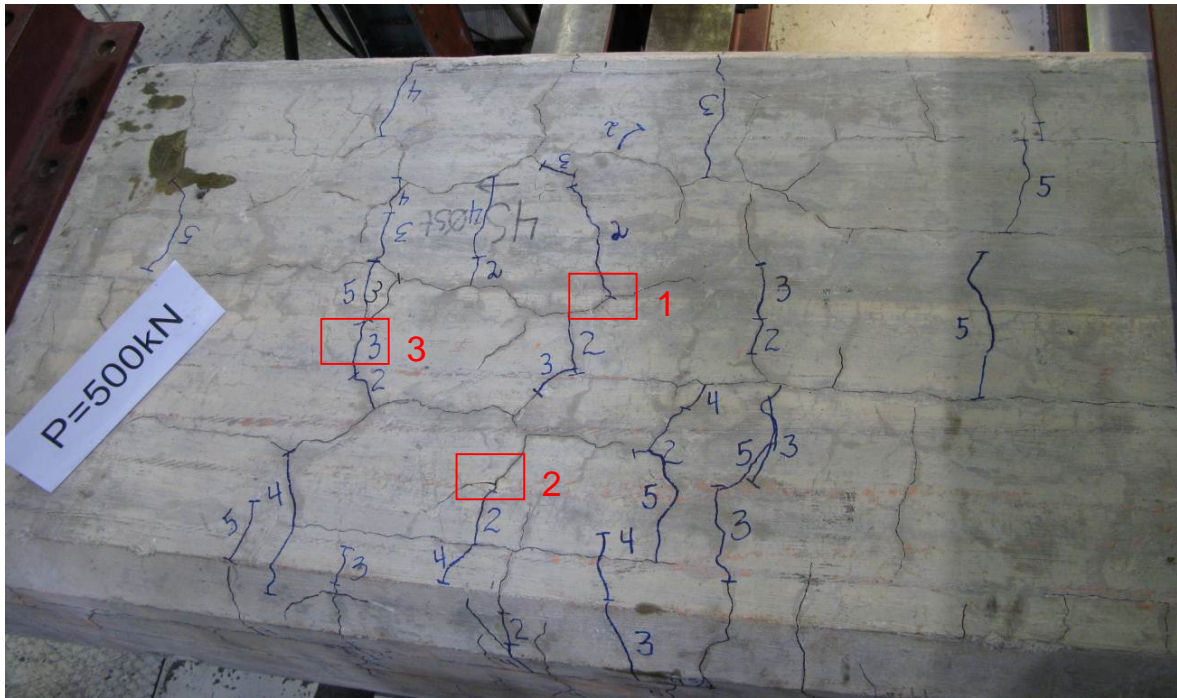
Element 4A – side A-B – montert i rigg før belastning



Element 4A – side B-A – montert i rigg før belastning

**Figur 10.13** Element 4A, foto før belastning





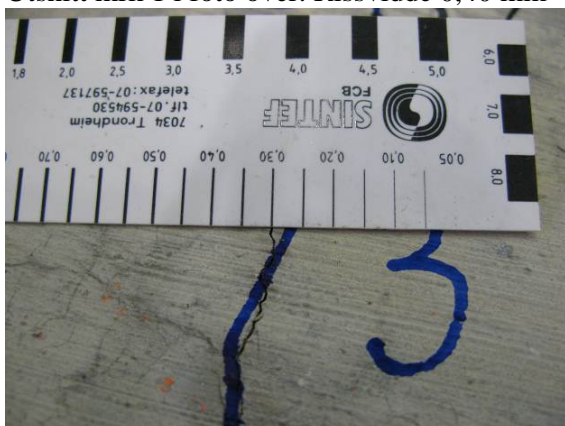
Opprissing i toppflate ved belastning 500 kN. Rissvidder er målt i 3 lokaliteter, se foto under.



Utsnitt mrk 1 i foto over. Rissvidde 0,40 mm

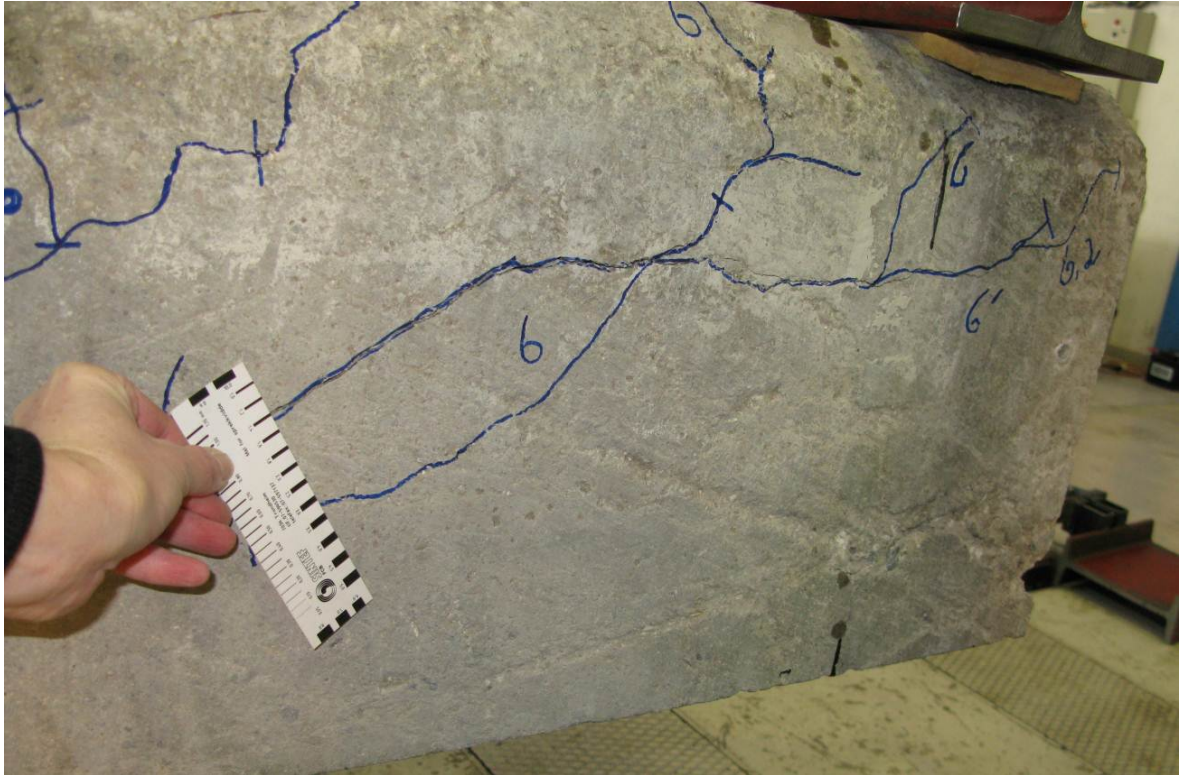


Utsnitt mrk 2 i foto over. Rissvidde 0,40 mm

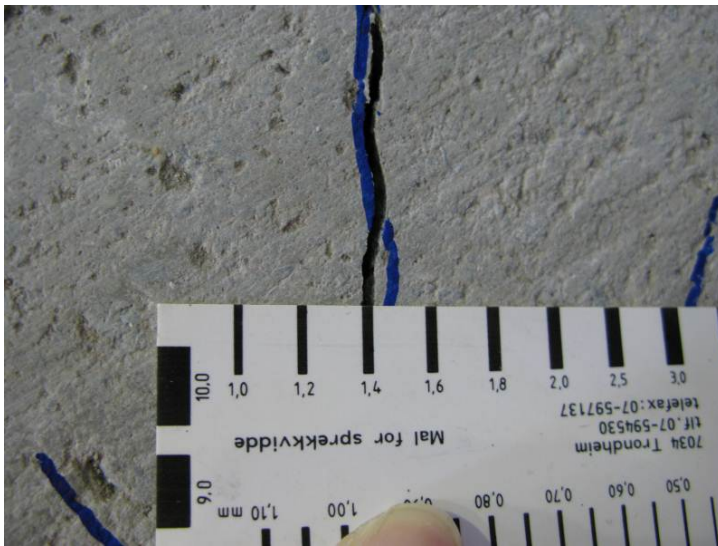


Utsnitt mrk 3 i foto over. Rissvidde 0,30 mm

**Figur 10.14 Element 4A, foto ved belastning 500 kN**



Skråriss side B-A målt ved belastning 650 kN. Se nærfoto under



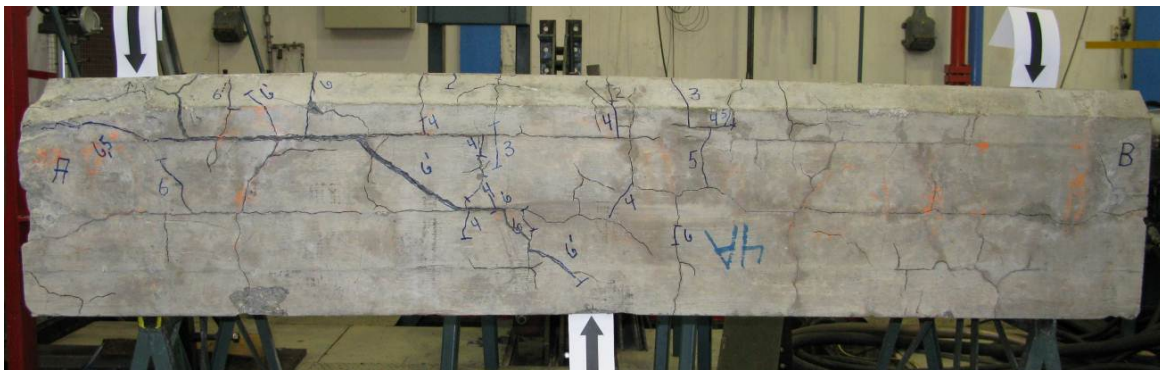
Nærfoto av skråriss og risslinjal på fotoet over. Rissvidde 1,4 mm

**Figur 10.15** Element 4A, foto ved belastning 650 kN

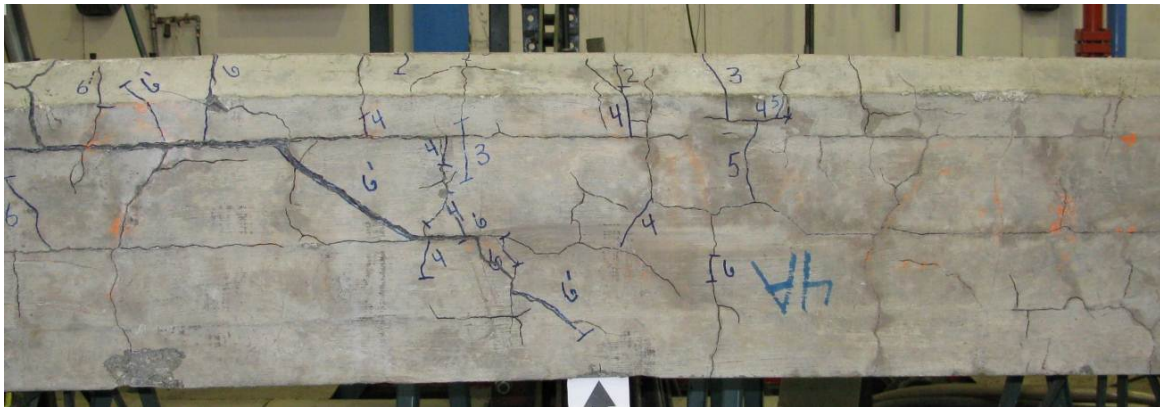




Element 4A – topp/side A-B

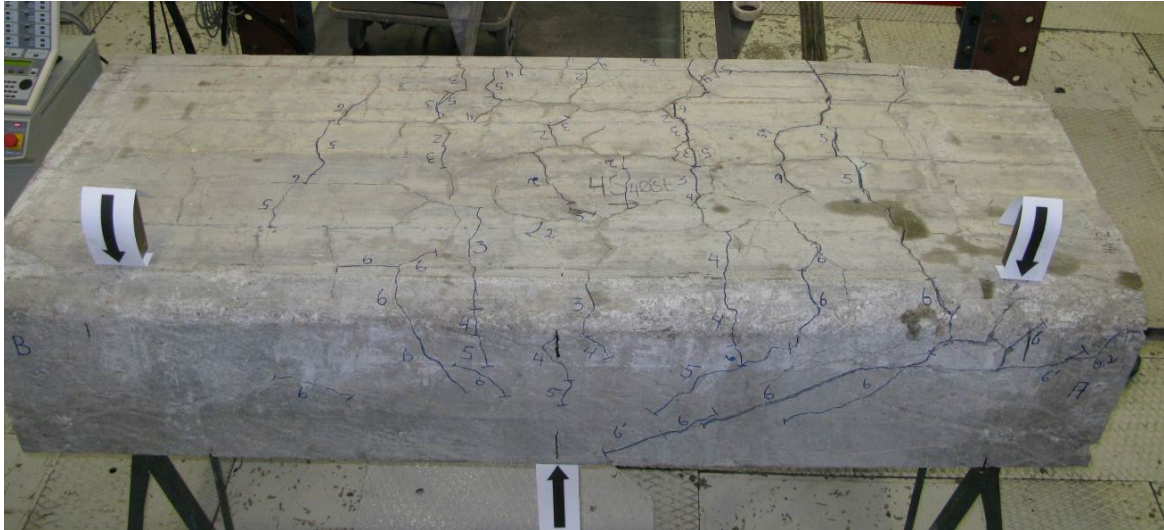


Element 4A – side A-B

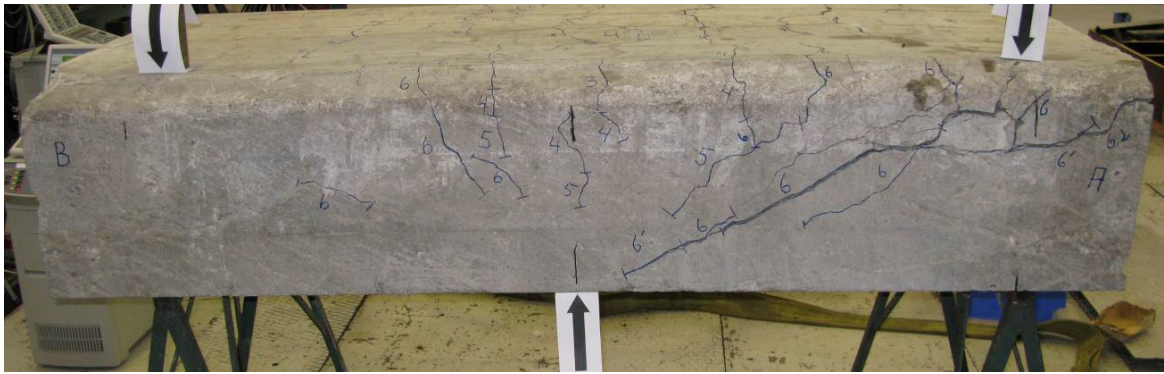


Element 4A – side A-B mellom laster

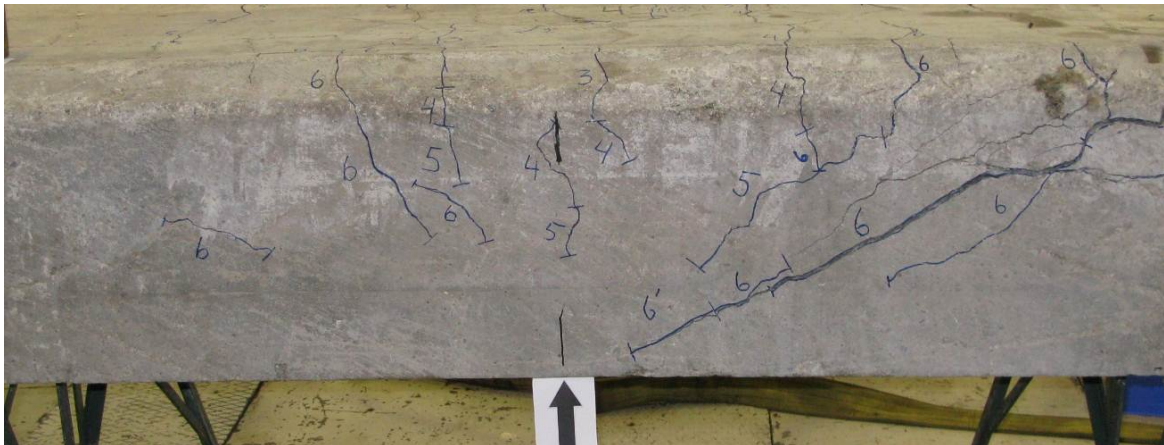
**Figur 10.16** Element 4A, foto etter belastning til 660 kN



Element 4A – topp/side B-A



Element 4A – side B-A



Element 4A – side B-A mellom laster

**Figur 10.17** Element 4A, foto etter belastning til 660 kN





Element 4A – endeflate A (2)



Element 4A – endeflate A (2). Nærfoto av armeringsender



Element 4A – endeflate A (2). Nærfoto av armeringsender

**Figur 10.18** Element 4A, foto etter belastning til 660 kN





Element 4A – endeflate B



Element 4A – endeflate B. Nærfoto av armeringsender



Element 4A – endeflate B. Nærfoto av armeringsender

**Figur 10.19** Element 4A, foto etter belastning til 660 kN





Endeflate A – med belastning 660 kN



Endeflate A. Armeringsender i hhv venstre og høyre side

**Figur 10.20** Element 4A, foto etter belastning til 660 kN



Element 4B – toppflate B-A – før montering i rigg



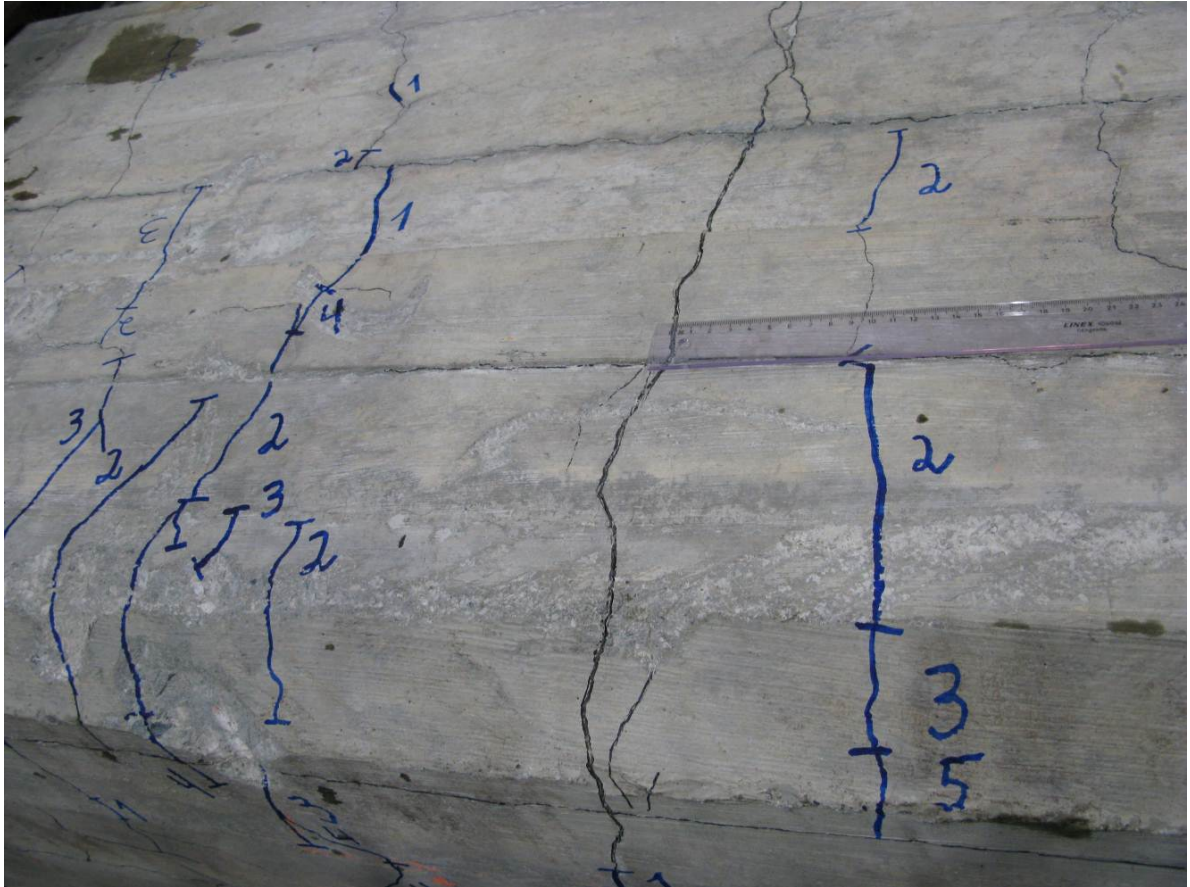
Element 4B – side A-B – montert i rigg før belastning



Element 4B – side B-A - montert i rigg før belastning

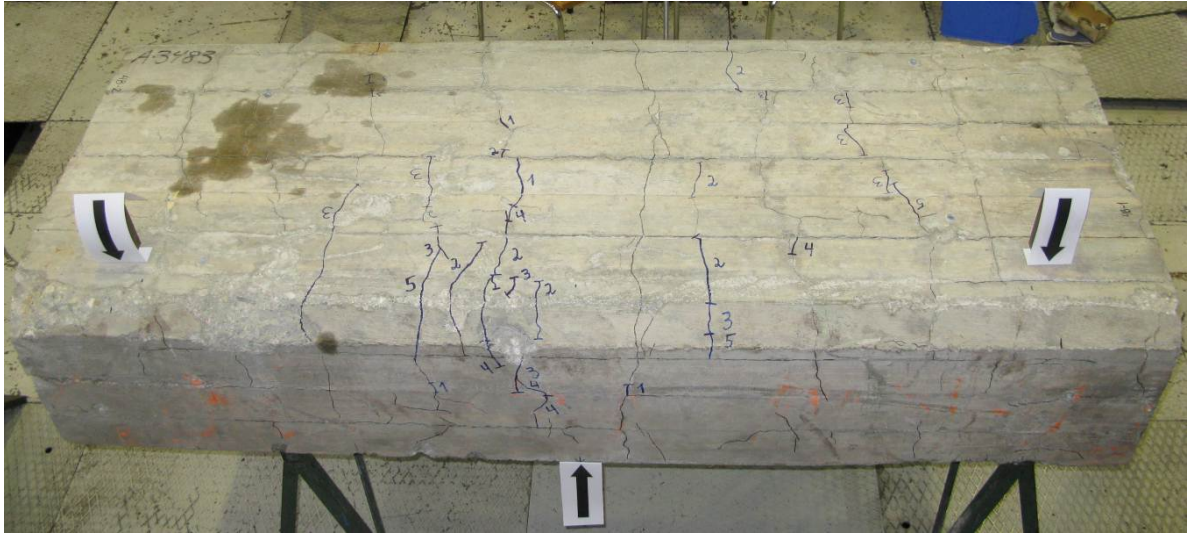
**Figur 10.21** Element 4B, foto før belastning



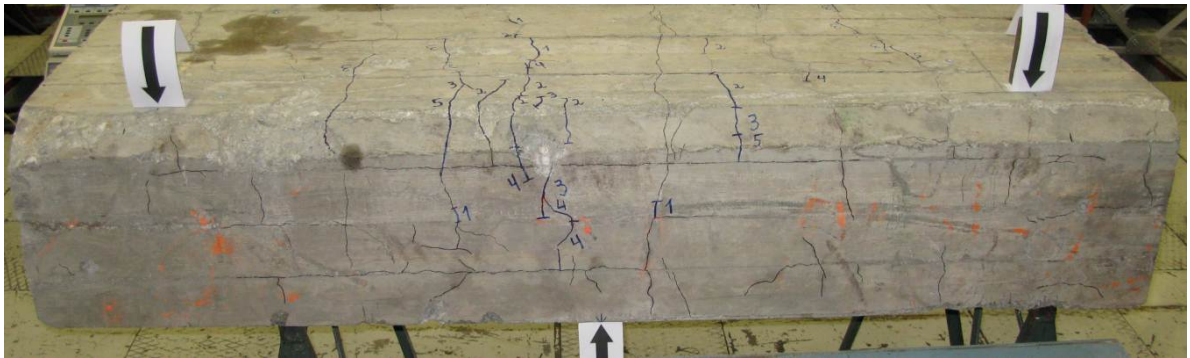


Rissvidde av hovedriss toppflate - målt til 3 mm ved belastning 500 kN

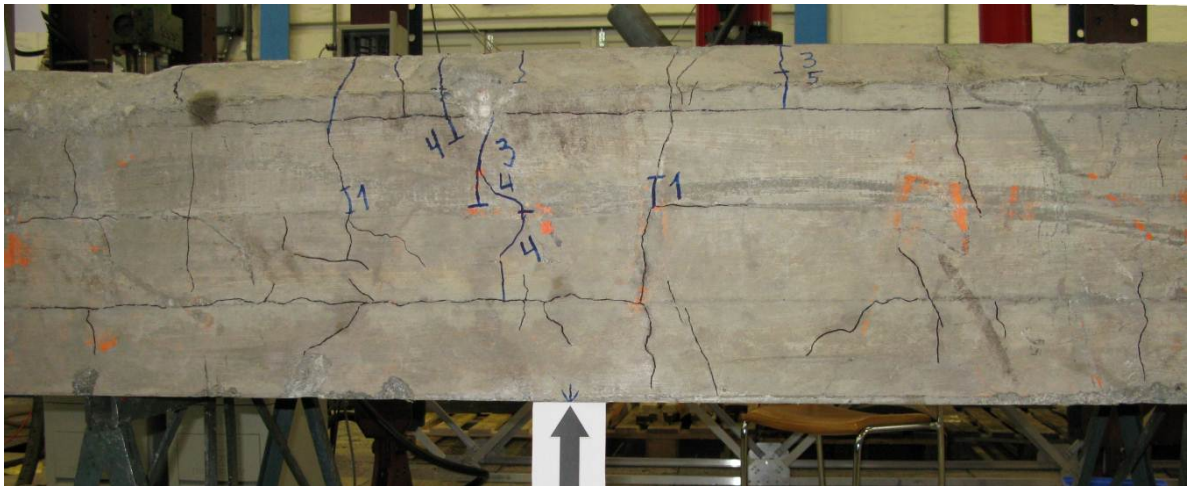
**Figur 10.22** Element 4B, foto ved belastning 500 kN



Element 4B – topp/side A-B



Element 4B – side A-B



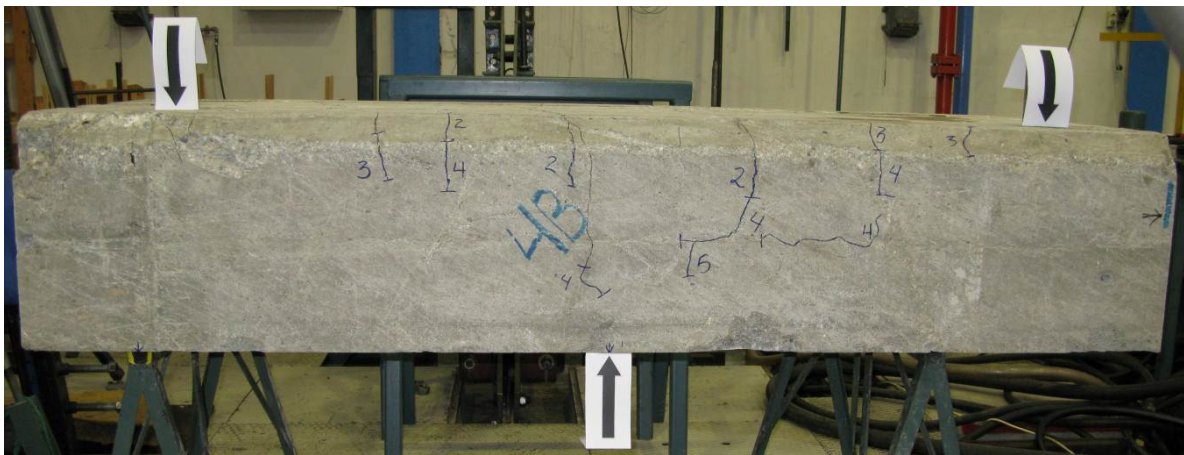
Element 4B – side A-B mellom laster

**Figur 10.23** Element 4B, foto etter belastning 500 kN

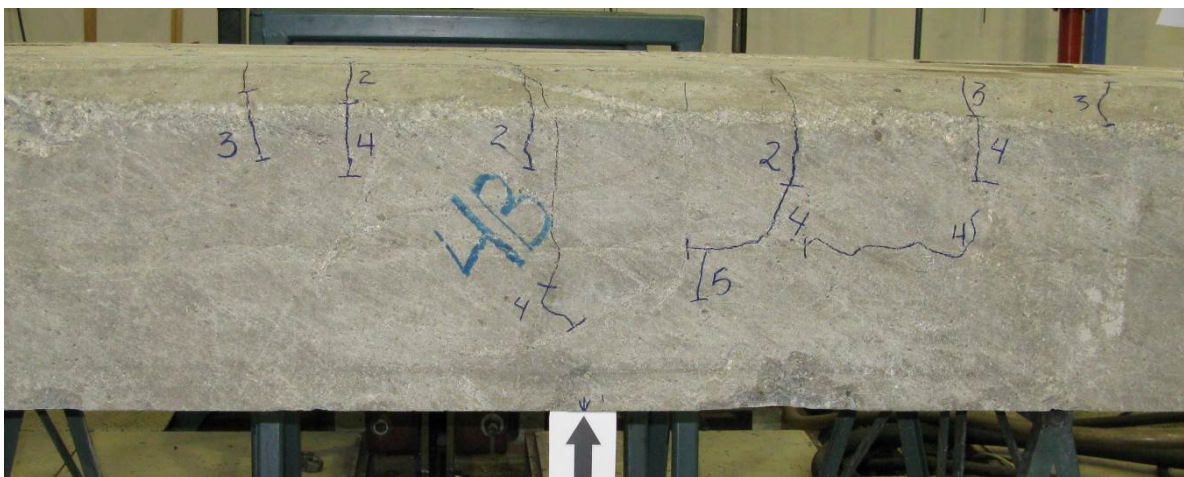




Element 4B – topp/side B-A



Element 4B – side B-A



Element 4B – side B-A mellom laster

**Figur 10.24** Element 4B, foto etter belastning 500 kN





Element 4B – endeflate A (2)



Element 4B – endeflate A (2). Nærfoto av armeringsender



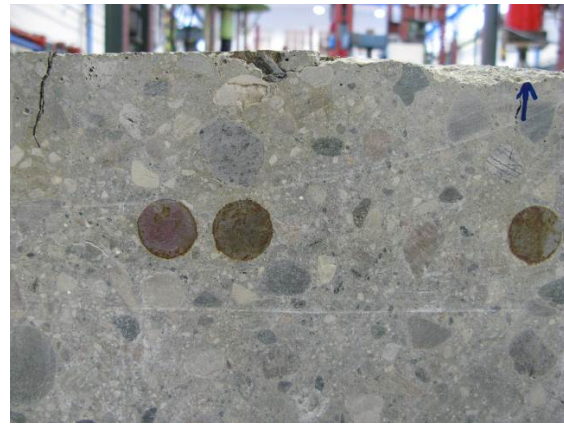
Element 4B – endeflate A (2). Nærfoto av armeringsender

**Figur 10.25** Element 4B, foto etter belastning 500 kN





Element 4B – endeflate B (1)



Element 4B – endeflate B (1). Nærfoto av armeringsender



Element 4B – endeflate B (1)

**Figur 10.26** Element 4B, foto etter belastning 500 kN

## 10.4 Vurdering av resultatene

### 10.4.1 Forankring

#### 10.4.1.1 Krav til forankringslengde

Forankringslengden 40 Ø i disse forsøkene er valgt fordi det var kravet til minste forankringslengde av armeringsstenger med flytespenning 400 MPa i de første norske standardene for betongarbeider. Dette kravet står både i NS 427 A som kom ut i 1962 og i NS 3473 som kom ut i 1973.

I 1973 utgaven av NS 3473 var det imidlertid også åpnet for å kunne regne nærmere på nødvendig forankringslengde ut fra tillatte heftspenninger - som var avhengig av stangtypen (med eller uten kammer) og betongkvaliteten. Forankringslengden ved beregning skulle ikke være mindre enn 20 Ø eller 300 mm. I tillegg kom det på denne tiden også nye stålqualiteter, slik at det på tilsvarende måte også ble innført minste krav til forankringslengder (uten beregning) på 50 og 60 Ø for stenger med karakteristisk flytespenning lik 500 og 600 MPa.

Disse kravene ble også opprettholdt i 2. og 3. utgave av NS 3473 som kom i 1977 og 1989, selv om det i 3. utgave, som var en hovedrevisjon, kom nye uttrykk for beregning av forankringslengder. De samme kravene er også videreført i senere utgaver av NS 3473 frem til siste og 6. utgave i 2003.

I overgangen til ny EU-standard, NS-EN 1992-1-1, er det igjen blitt endringer i uttrykkene for heftfasthet, og kravet til minste forankringslengde (uten beregning) på hhv 40 og 50 Ø er tatt bort. Det er imidlertid krav til minimum forankringslengder, som for vanlig forankring (ved opplegg) skal være den største av:  $0,3 l_{b, req}$ , 10 Ø eller 100 mm, og for omfarskjøter den største av:  $0,3 l_{b, req}$ , 15 Ø eller 200 mm.  $l_{b, req}$  er en såkalt basisforankringslengde, som for en betong med en antatt karakteristisk trykkfasthet på 40 MPa blir ca 670 mm ( $\approx 27 \text{ Ø}$ ) for stengene i disse prøvestykkene. Minste forankringslengde ved opplegg og ved avslutning av stenger blir da den største av:  $0,3 \times 670 \approx 200$  mm, 10 Ø = 250 mm eller 100 mm, og for omfarskjøter den største av:  $0,3 \times 667 \approx 200$  mm, 15 Ø = 375 mm eller 200 mm.

Kravet til minst 100 mm forankringslengde bak opplegg har også stått i NS 3473 helt siden 1973 for opplegg hvor oppleggskraften føres inn som trykk. Og fra da og i alle senere utgaver av NS 3473, ble heftspenningen for dette tilfellet økt med 50 %. For bjelker var det da en forutsetning at bøyene ble ført inn på og forbi opplegget, mens det ikke var noe slikt krav for plater som vanligvis ikke har bøyler.

I NS-EN 1992-1-1 er det også en egen faktor for virkningen av trykk på tvers av spalteplanet langs forankringslengden. Forankringslengden kan imidlertid generelt bare reduseres til  $0,7 l_{b, req}$  på grunn av en slik effekt. Dette tilfellet er derfor mer tenkt å ivareta en situasjon med et jevnt trykk langs stangen enn en konsentrert kraft ved opplegget.

Slik disse prøvestykkene ble prøvd, fungerer tverrbjelken ved jekken som et opplegg som gir trykk mot betongen i forankringssonen til armeringsstengene. En kunne derfor ønsket og fått påført lasten uten dette tverrtrykket, men det er vanskelig å få til rent riggteknisk for så store prøvestykker.

#### 10.4.1.2 Bakgrunn for vurdering av heftkapasiteten

##### Betydning av forankringslengde og overdekning:

I forhold til konstruktiv utnyttelse av et betongtverrsnitt er det ønskelig at overdekningen på strekksiden ikke er mer enn nødvendig, da mer overdekning gir en ekstra egenvekt som det må armeres ekstra for. Overdekningen må imidlertid minst være stangdiameteren for at betong og

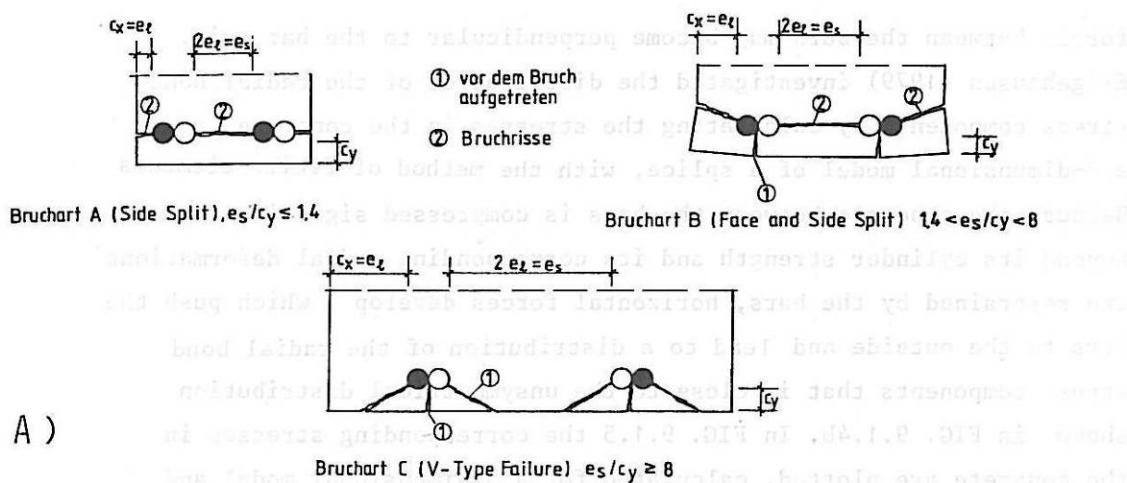


armering skal samvirke på en tilfredsstillende måte, og for konstruksjoner i aggressivt miljø gjør krav til bestandighet at overdekningen ofte må velges til et sted mellom 50 og 75 mm.

Hefffastheten er avhengig av forankringslengden og overdekningen til stangen. Det snakkes vanligvis om to bruddformer:

- spaltebrudd, som er styrt av at det utvikler seg spalteriss langs stangen enten i overdekningen fra stangen og ut til overflaten eller mellom stenger i samme lag
- rent uttrekk (pull out), hvor stangen trekkes rett ut av betongen ved at det dannes en bruddflate på utsiden av kammene.

Eksempler på forskjellige typer spaltebrudd som kan oppstå for omfarskjøter er vist i Figur 10.27. De samme bruddformene er også aktuelle for forankring. Vanligvis må det minst to spalteriss til før det blir brudd.



Figur 10.27 Eksempler på forskjellige typer spalteriss /12/

Figur 10.28 viser innvirkningen av overdekningen på hefffastheten fra forsøk med korte heftlengder. Hefffastheten er her relatert til strekkfastheten og overdekningen til stangdiameteren. De heltrukne kurvene er beregninger basert på antatte fordelinger av strekkspenningen som vist øverst på figuren. I beregningene er trykkdiagonalene fra kammene antatt å danne en vinkel på 45 grader til stangen, slik at heftspenningen og normalspenningen fra stangen mot betongen blir like.

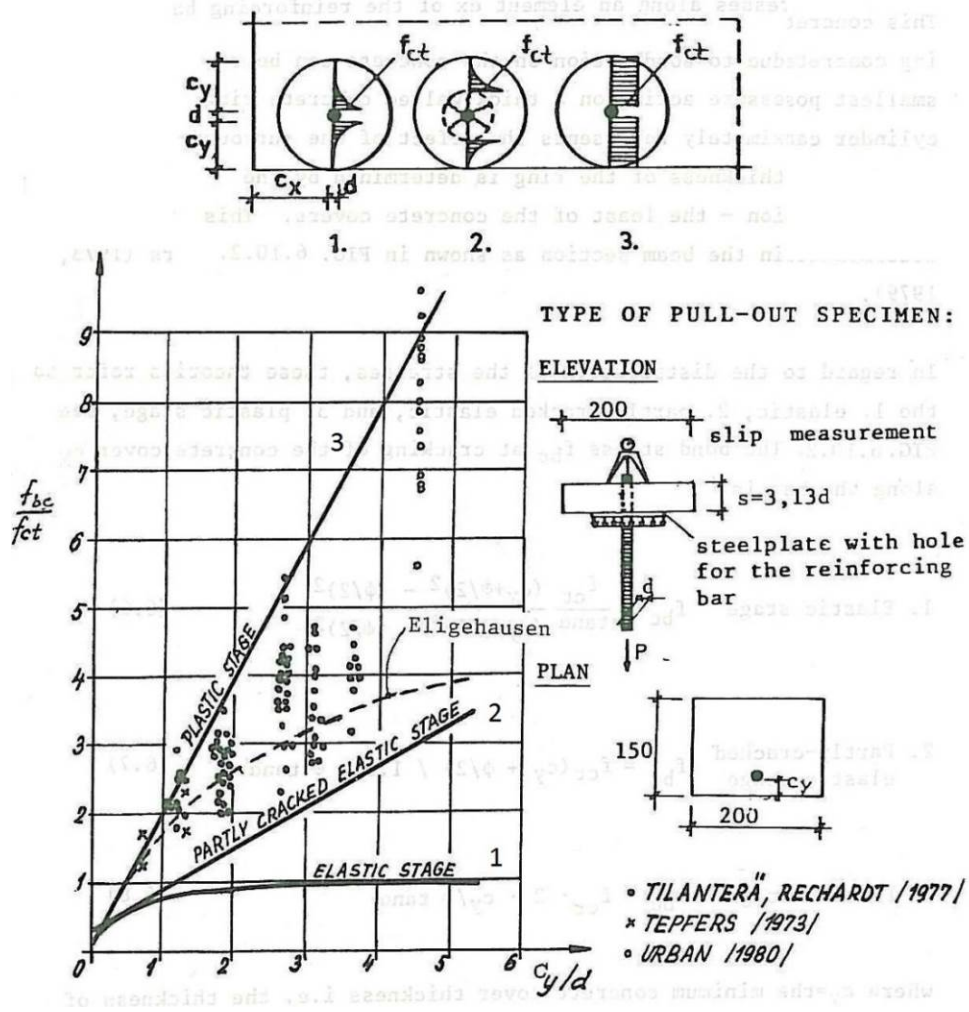
Kraften i en Ø16 mm stang som funksjon av forankringslengden fra uttrekkforsøk med sentrisk plassert stang i et 400x400 mm<sup>2</sup> tverrsnitt (overdekning 12Ø, type I) er vist i Figur 10.29 /14/. Det er vist resultater for både normal og høyfast betong; N står for normal betong og H for høyfast betong. Tallene bak bokstavene angir forankringslengden i mm.

Kraftfordelingen er ganske lineær og det gjøres derfor en forholdsvis liten feil ved å anta en konstant (jevnt fordelt) heftspenning. Gjennomsnittlig heftfasthet varierer fra 6-10 MPa for normalbetongen og fra 15-25 MPa for høyfastbetongen. Gjennomsnittsverdien avtar med økende forankringslengde. Trykkfastheten til de to betongene var henholdsvis ca 30 og 100 MPa

Ved uttrekkforsøk brytes det relativt tidlig ut en kon i aktiv ende som reduserer effektiv forankringslengde noe.

Tilsvarende heftforsøk ble også gjort med liten overdekning. Prøvestykkene ble betegnet type II og III, som vist i Figur 10.30. Det er en stang midt på prøvestykket i type II og en på hver side (hjørnestenger) i type III. Overdekningen var en eller to ganger stangdiameteren, som også her var 16

mm. Forankringslengden var 290 mm for normal betongen og 170 mm for høyfast betongen, som tilsvarer nødvendig forankringslengde for å få flytning i stangen i uttrekksforsøkene. Prøvestykkene hadde ingen (null), to eller fire Ø6 mm bøyler på tvers i forankringssonen.

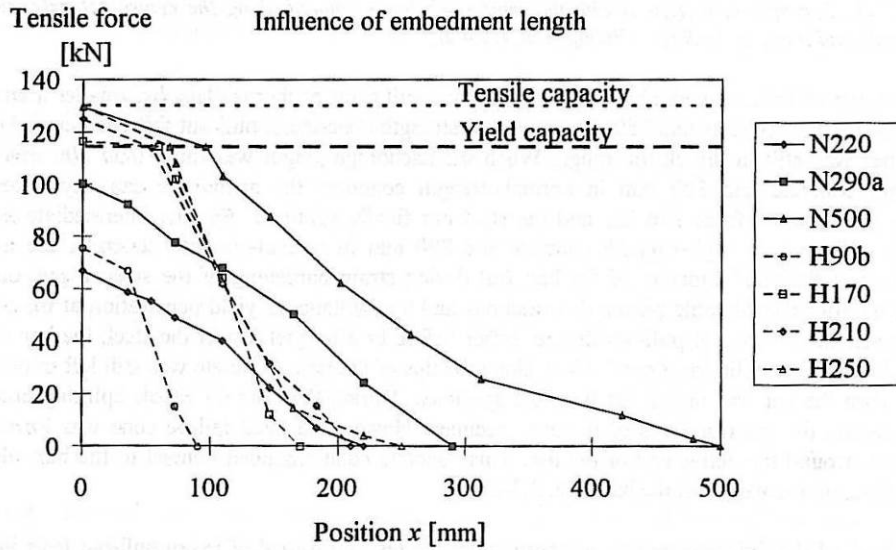


Figur 10.28 Innvirkning av overdekningen på heftfastheten,  $f_{bc}$  – betongens heftfasthet,  $f_{ct}$  – betongens strekkfasthet /13/

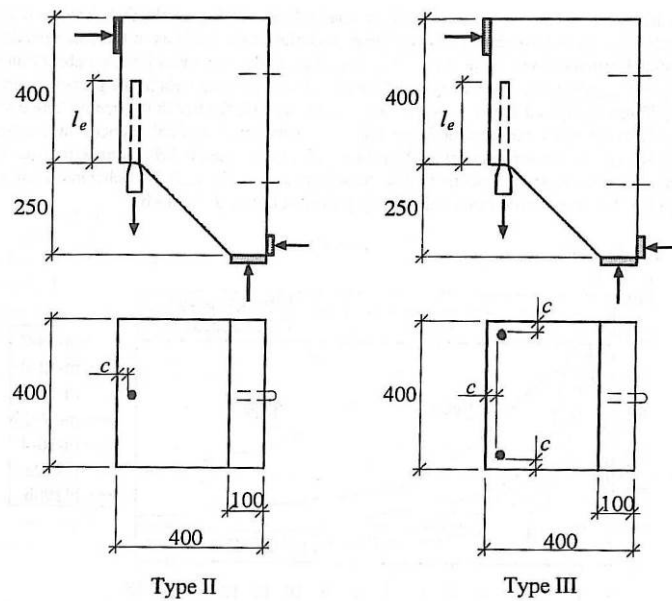
Prøvestykkene med en stang i midten fikk alltid et riss (i overdekningen) langs etter stangen som utviklet seg gradvis med økende kraft fra aktiv ende. Etter hvert kom det også tversgående riss med helning mot aktiv ende (kraftretningen). Rissbildet var ganske likt for normal og høyfast betong. Typiske rissbilder er vist i Figur 10.31.

Til tross for liten overdekning, var forankringskapasiteten til type II prøvestykkene nesten den samme som for uttrekksprøvene med god overdekning (type I). Størst avvik var det for prøvestykkene i høyfast betong med minst overdekning og ingen eller lite bøyler. For normal betong med overdekning lik stangdiameteren og fire tversgående bøyler eller med overdekning lik to ganger stangdiameteren og ingen bøyler, var kapasiteten tilnærmet som for stengene med god overdekning. Last-forskyvnings kurvene fikk imidlertid et mer plutselig fall for begge betongene som vist i Figur 10.32.





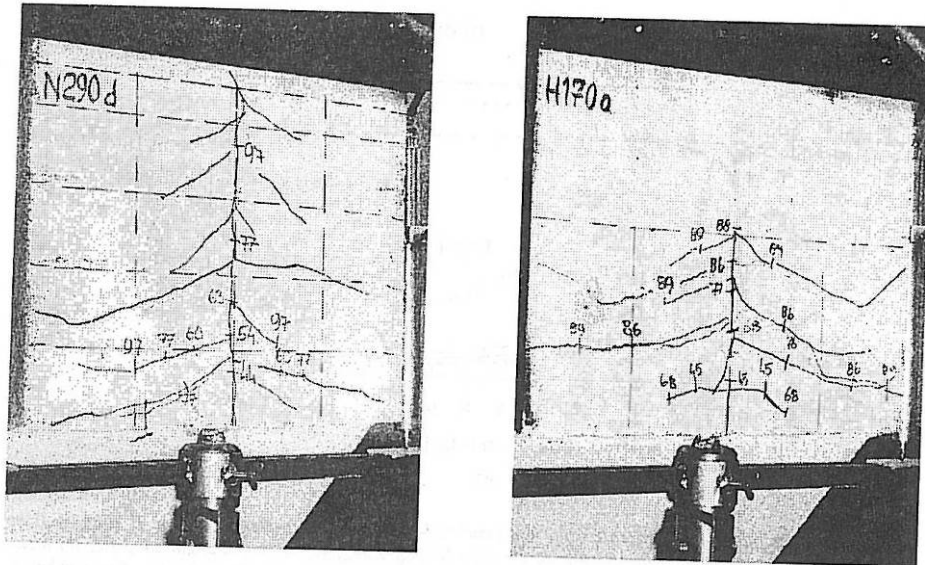
Figur 10.29 Sammenheng mellom kraft og forankringslengde i normal og høyfast betong, stor overdekning (type I) /14/



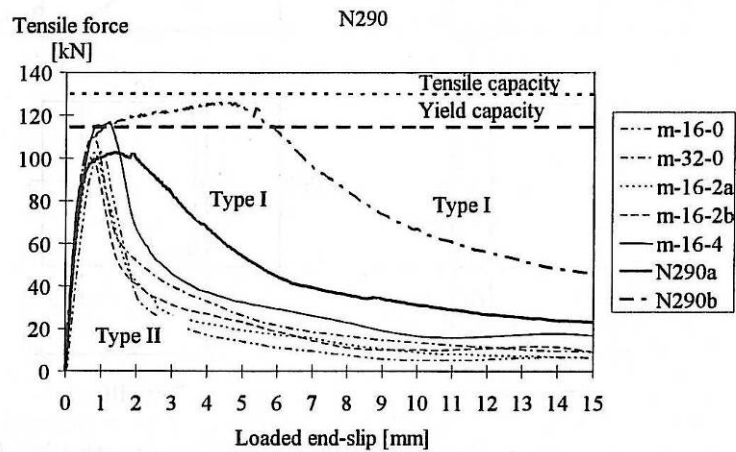
Figur 10.30 Prøvestykker til heftforsøk med begrenset overdekning (type II og III) /14/

For prøvestykkene av type III, med en stang i hvert hjørne, ble rissbildet ganske likt det for prøvestykkene av type II med en blanding av langsgående riss og skråriss med helning mot den aktive enden av stangen, men i dette tilfellet ble det slike riss på begge sideflatene. Ved høy last begynte også rissene fra de to stengene å gå sammen. Typiske rissbilder for de to betongene er vist på Figur 10.33.

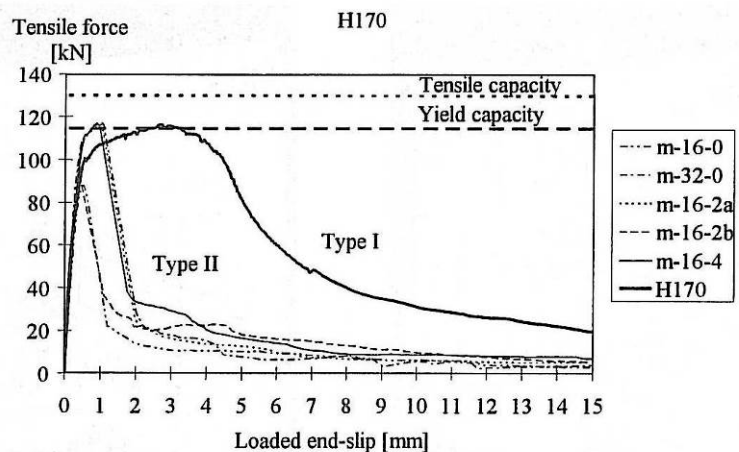
Forankringskapasiteten ble betydelig redusert for begge betongkvalitetene når stengene var plassert i hjørnene i forhold til midt på flaten som vist i Figur 10.34. Prøvestykkene uten bøyler fikk plutselige brudd med rask reduksjon av kraften som følge av at overdekningen falt av når stangen ble trukket videre, mens prøvestykkene med bøyler fikk noe høyere kapasitet og betydelig større restkapasitet. Restkapasiteten til disse prøvestykkene var også betydelig større enn for prøvestykkene av type II, noe som viser at en tverrarmring er mer effektiv i et hjørne enn inne på en flate



Figur 10.31 Typiske rissforløp fra heftforsøk med liten overdekning (type II) /14/



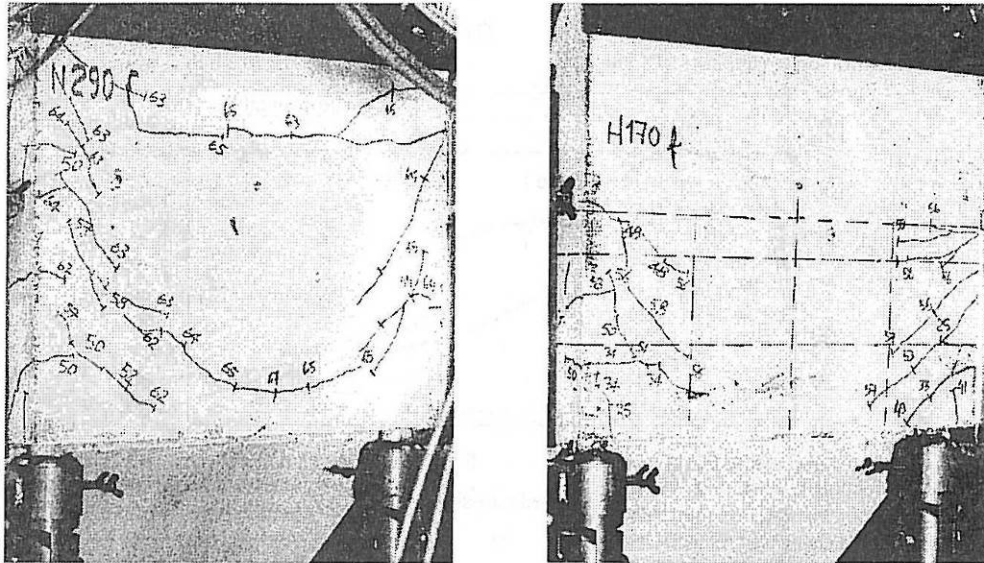
a)



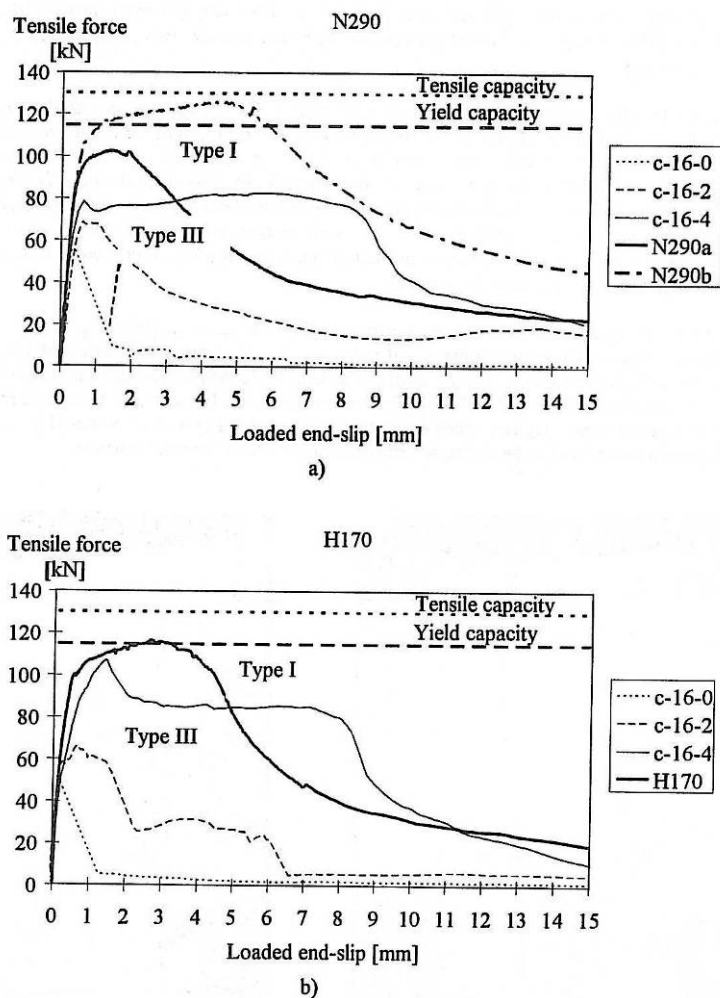
b)

Figur 10.32 Sammenligning av kraft – forskyvnings forløp ved stor (type I) og liten (type II) overdekning, a) er normalbetong med forankringslengde 290 mm og b) høyfast betong med forankringslengde 170 mm, i betegnelsen står m for midt eller type II, det første tallet for overdekning i mm og det siste for antall tverrbøyler /14/





Figur 10.33 Typiske rissforløp for hjørnestenger med liten overdekning (type III) /14/

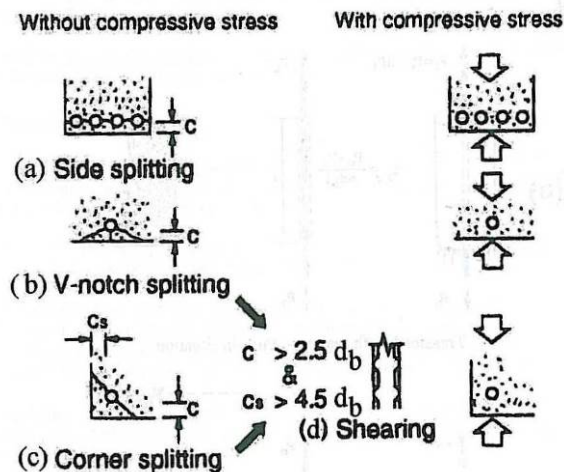


Figur 10.34 Sammenligning av kraft – forskyvnings forløp ved stor (type I) og liten (type III) overdekning, a) er normalbetong med forankringslengde 290 mm og b) høyfast betong med forankringslengde 170 mm, i betegnelsen står c for sentrisk eller type III, det første tallet for overdekning i mm og det siste for antall tverrbøyler /15/

Økningen i forankringskapasiteten med antall bøyer (tverrarming) i dette tilfellet var størst for høyfast betong som pga kortere forankringslengde også hadde kortere avstand mellom bøyene. Dette viser at det ikke bare er antallet bøyer, men at også tettheten er av betydning for forankringskapasiteten.

#### Virkning av tverrtrykk:

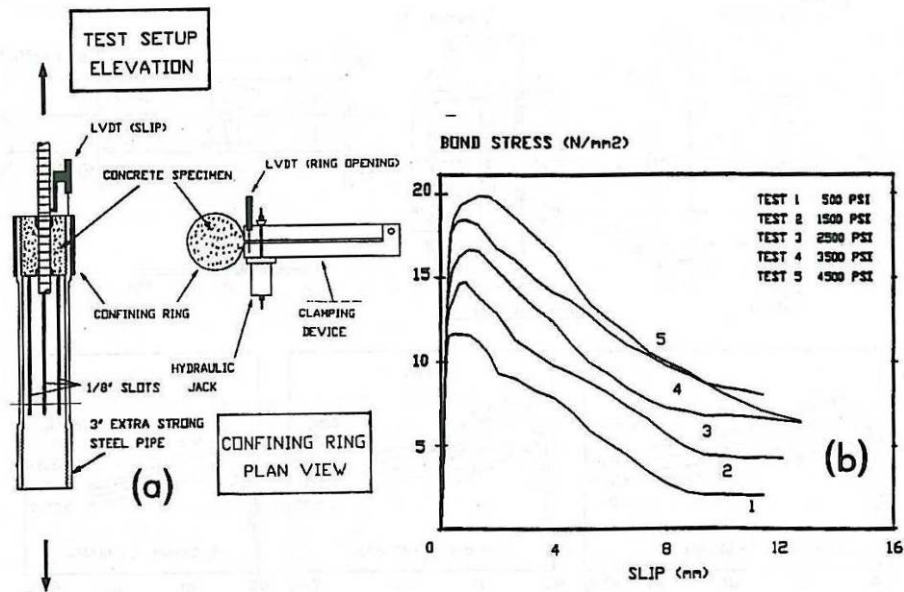
Tverrtrykk på armeringen, som f.eks. fra en oppleggskraft, er gunstig for heftfastheten til armering som ligger forholdsvis nær overflaten. Trykk- og skjærspenninger fra oppleggsflaten vil da helt eller delvis kunne forhindre utvikling av spalteriss, og bruddformen vil kunne endres fra spaltebrudd til uttrekk over opplegget. En skissemessig illustrasjon av tverrtrykkets innvirkning på bruddformer er vist i Figur 10.35.



Figur 10.35 Illustrasjon av tverrtrykkets innvirkning på rissdannelse i forankringssonen

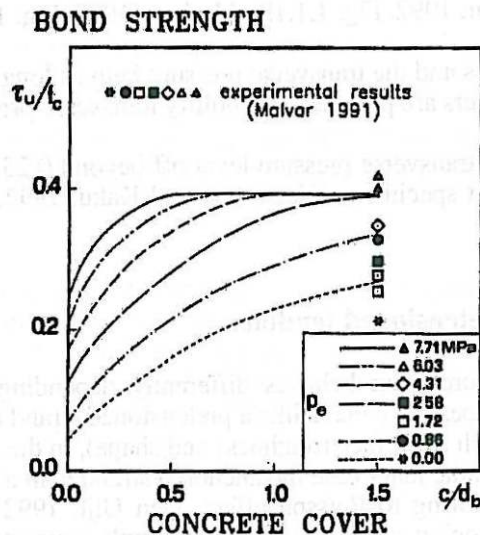
Resultater fra en undersøkelse av tverrtrykkets innvirkning på heftfastheten er vist i Figur 10.36 /16/. Tverrtrykket ble her påført ved hjelp av en stålring som ble presset sammen av en jekk. Mellom ringen og betongen er det et fortannet stålrør som er slisset opp på langs i åtte like store deler. De oppgitte spenningene på figuren er trykket på overflaten til armeringen (mellom armeringen og betongen), 1000 psi  $\approx$  6,9 MPa. Figuren viser sammenhengen etter at overdekningen er risset. Betongens trykkfasthet var ca 40 MPa og diameteren og overdekningen til stengene var 19 og 28 mm (1,5 Ø). Heftlengden var 3,5 Ø.





Figur 10.36 Sammenheng mellom tverrtrykk og heftfasthet for prerisset armering (1000 psi= 6,9 MPa) /16/

Resultatene fra denne undersøkelsen ble senere brukt til å verifisere en beregningsmodell for virkning av tverrtrykk og overdekning på heftfastheten, se Figur 10.37. De oppgitte trykkene ( $p_c$ ) i dette tilfellet er trykket på betongoverflaten. Det er også vist noen referansepunkt uten og med lavt tverrtrykk. Som en kan se er det ganske stor spredning i disse referanseverdiene som er fra en pålastning som ble gjort i forkant for å få initiert spalterissene. Ved første pålastning vil det også bli et tverrtrykk på armeringen fra "hoop" spenninger (betongens strekkfasthet) i betongen, som er av samme størrelsesorden som de minste trykkene (beregnet til ca 1000 psi ved stangen).



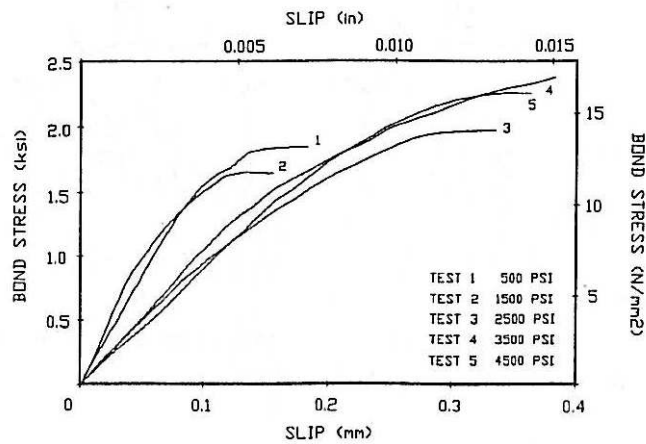
Figur 10.37 Verifisering av overdekningens og tverrtrykkets virkning på heftfastheten /17/

"Peak"-verdiene til kurvene i Figur 10.36 viser en jevn økning med trykket. Disse kurvene er basert på tilstanden etter at spalterissene er initiert, da det er bedre kontroll med trykktilstanden. De tilsvarende punktene i Figur 10.37 er de med ytre trykk 0.86, 2.58, 4.31, 6.03 og 7.71 MPa. Sammenhengen mellom trykkene ved overflaten og ved stangen er en faktor på fire. For kurvene med

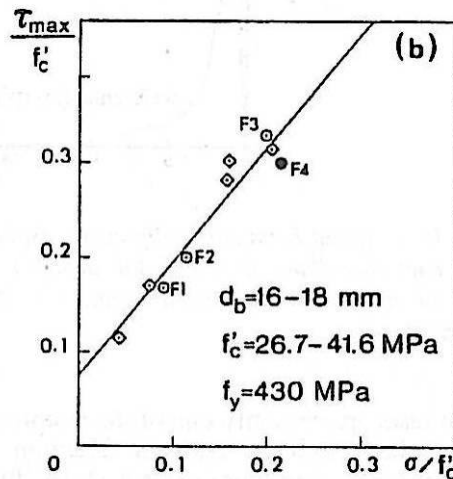
trykk  $\geq 2.58$  MPa er det lagt inn "et tak" ved ca  $0.4 f_c$  - som kan diskuteres. Det er også benyttet forholdsvis lav trykkfasthet i disse beregningene.

Sammenhengen mellom heftspenning og slipp fra pre-rissingen av de samme prøvestykkene er vist i Figur 10.38. Virkningen av tverrtrykket ser ut fra dette ut til å være noe mindre under initieringen av spalterissene enn etter at rissene er initiert (Figur 10.36). Større stivhet for prøve 1 og 2 (med minst tverrtrykk) i begynnelsen av belastningen er antatt og skyldes litt større diameter enn forutsatt. Beregnet forhold mellom trykket på overflaten til stangen og ved betongoverflaten, var i dette tilfellet 2,27 /17/.

Figur 10.39 viser resultat fra forsøk utført av Gambarova og Rosati /17/ og Modena /18/. Forankringslengden i disse forsøkene var ca  $3 \varnothing$  og overdekningen ca  $2\varnothing$ . Opplysninger om stangdiameter, betongfasthet og flytespenning er gitt på figuren.



Figur 10.38 Heft-slip relasjoner fra pre-testen ved initiering av spalterissene /17/



Figur 10.39 Sammenheng mellom heftfasthet og tverrtrykk funnet av Gambarova og Rosati /17/ og Modena /18/

Walker et al /19/ undersøkte virkningen av tverrtrykk på forankringskapasiteten vha en rigg som vist i Figur 10.40 a. Armeringen var kamstenger med flytespenning 500 MPa og diameter 8, 12 og 16 mm, forankringslengden 10 og 15  $\varnothing$  og terningfastheten 25, 35 og 45 MPa. Overdekningen som ble benyttet var 1, 2, 3 og 5 $\varnothing$ . Støperetningen var på tvers som vist i Figur 10.40 b.

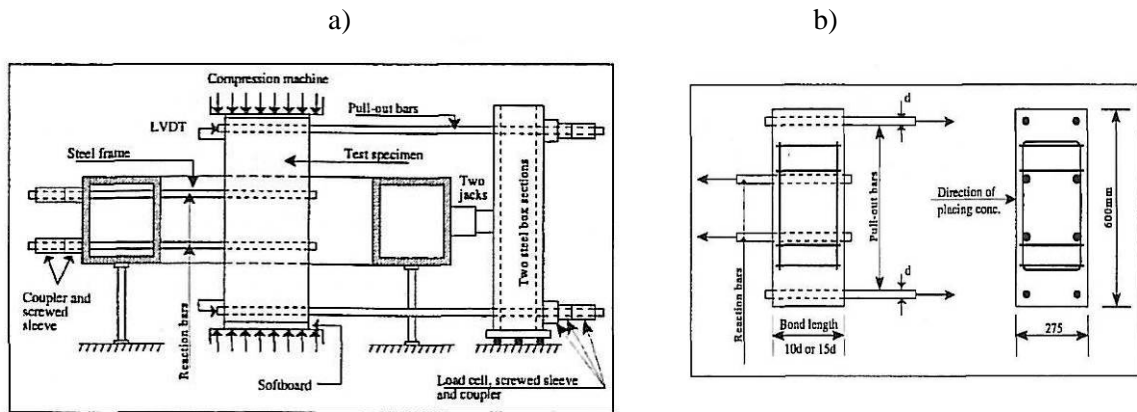


Tverrtrykket ble påført opp til ønsket verdi før strekkforsøkene startet. Tverrtrykkene som ble benyttet var 0, 0.2 og 0.4 av  $f_{cum}$ , som var midlere trykkfasthet. Typiske last-slip kurver avhengig av tverrtrykket er vist i Figur 10.41. Økning i tverrtrykket gav generelt høyere kraft både ved initielt slip og ved brudd.

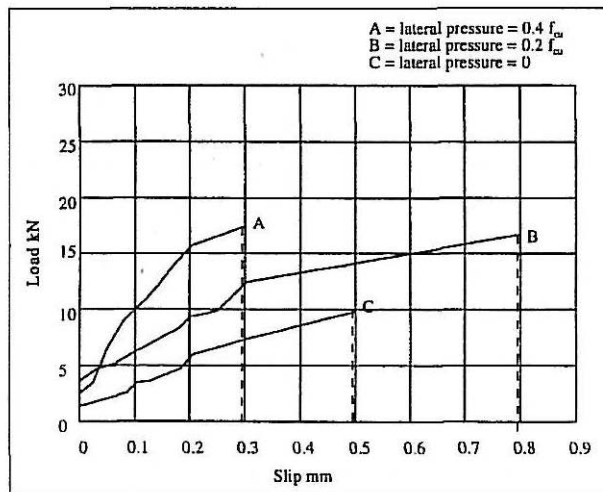
Økningen i relativ heftfasthet som funksjon av tverrtrykket for prøver med betongfasthet 45 MPa, diameter 16 mm, forankringslengde  $10\phi$  og overdekning  $2\phi$  er vist i Figur 10.42. Som en ser, er det generelt også bedre heftfasthet for stenger som ligger i bunnen under støpingen.

Ved null tverrtrykk, økte heftfastheten med økende overdekning opp til  $3\phi$ , da bruddformen endret seg fra spalteriss langs stangen til uttrekk. Med gradvis økende tverrtrykk til  $0,4 f_{cum}$ , endret dette skifte i bruddform seg gradvis til  $2\phi$ .

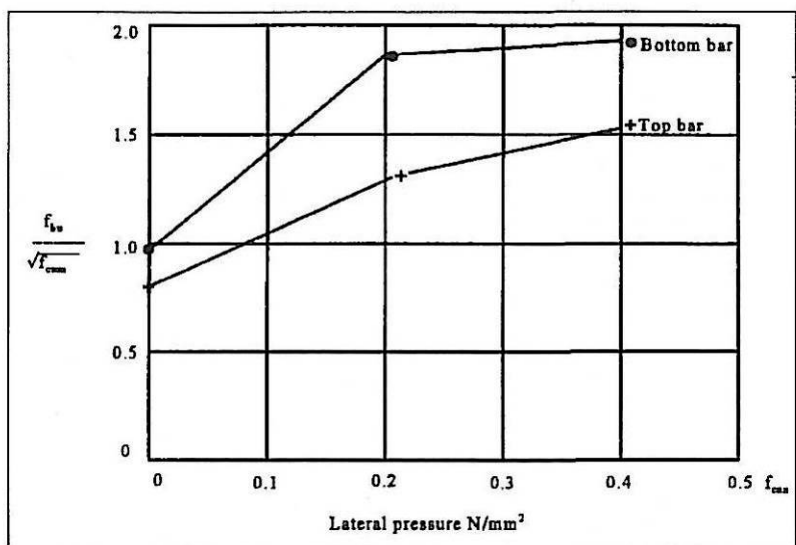
Denne undersøkelsen viste også at heftfastheten var mindre for bunter enn for enkeltstenger.



Figur 10.40 Rigg og støperetning som ble benyttet i forsøkene til Walker et al /19/



Figur 10.41 Typiske last-slip kurver avhengig av tverrtrykket,  $f_{cum}=25$  MPa,  $\phi=8$  mm,  $c=2\phi$  /19/

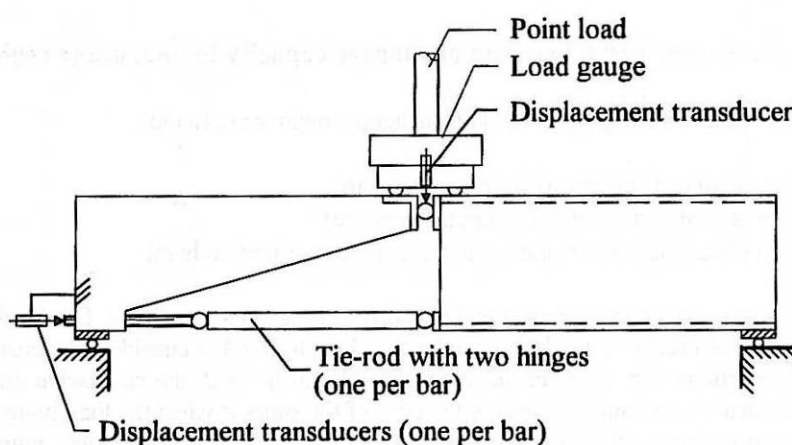


Figur 10.42 Heftfasthet avhengig av tverrtrykk,  $f_{cu m}=45$  MPa,  $\varnothing=16$  mm,  $c=2\varnothing$  og  $l_b=10\varnothing$  /19/

Ghassemi og Magnusson gjorde også noen forsøk for å undersøke virkningen av tverrtrykk på heft- eller forankringskapasiteten til armering ved opplegg i bjelker /20/, /21/. I disse forsøkene ble det benyttet både normal og høyfast betong. Trykkfastheten til de to betongene var ca 30 og 100 MPa

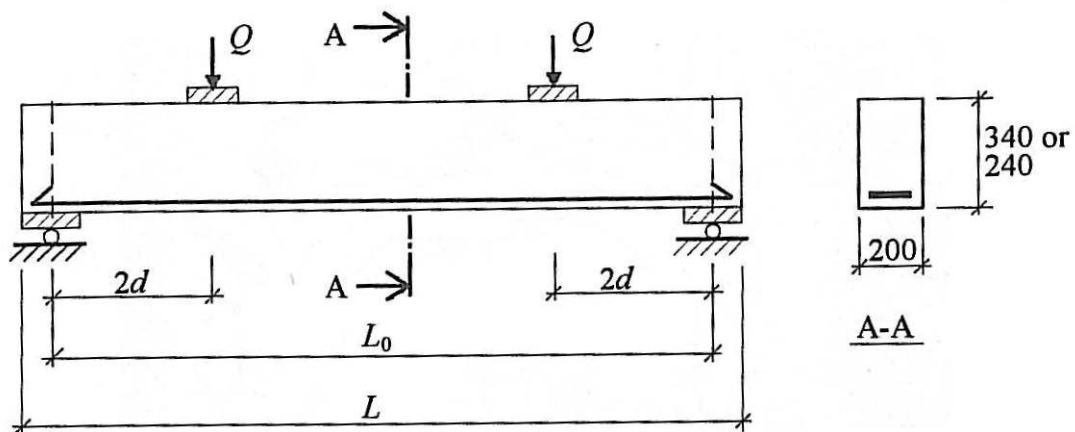
Det ble benyttet to typer prøvestykker; en idealisert bjelkeende som vist i Figur 10.43 og en vanlig bjelke som vist i Figur 10.44. Armeringen i de idealiserte bjelkene var to eller tre  $\varnothing 16$  mm stenger, mens den i de vanlige bjelkene var tre eller fire  $\varnothing 20$  mm stenger. Overdekningen i begge tilfeller var enten 1,0 eller 1,5  $\varnothing$ .

Forankringskapasiteten var generelt høyere enn beregnet ved hjelp av de tradisjonelle forankringsmodellene. For å få forankringsbrudd i bjelkene av høyfast betong med tre eller fire  $\varnothing 20$  mm stenger, måtte forankringslengden reduseres til 75 mm for tilfellet med overdekning  $\varnothing$  og bare en  $\varnothing 6$  mm bøyle over opplegget.



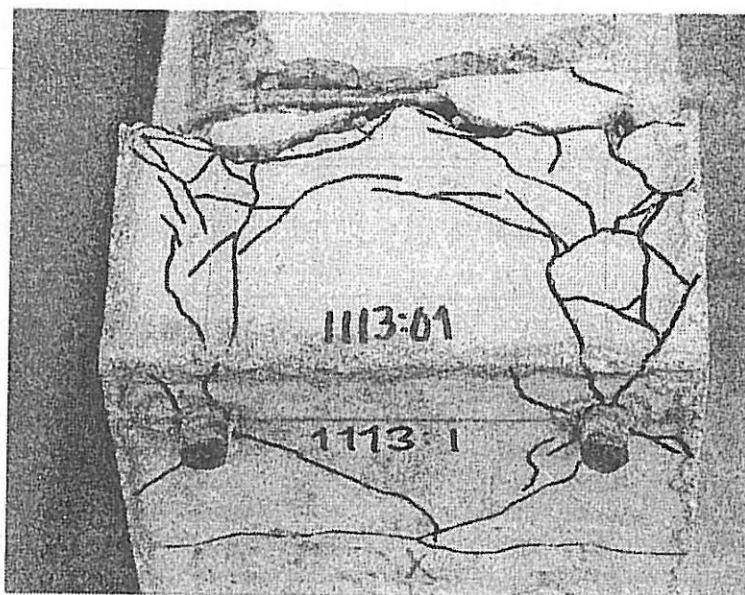
Figur 10.43 Idealisert bjelke /20/, /21/





Figur 10.44 Forsøksbetingelser for de vanlige bjelkene /21/

For begge betongene startet de fleste forankringsbruddene ved at det dannet seg radielle og langsgående riss rundt stangen i forankringssonen. Som oftest dannet det seg mer enn ett langsgående riss (spalteriss) i endeflaten. Et typisk rissbilde for normalbetong er vist i Figur 10.45 (hvor bare to av fire stenger er ført inn over opplegget). Tverrtrykket og bøyene gjorde likevel at bruddet ble ganske duktilt og ble karakterisert som et spalterissinfluert uttreksbrudd.



Figur 10.45 Typisk rissbilde fra bjelkeforsøkene i normalbetong /21/

Virkningen av tverrtrykket ble undersøkt ved å endre oppleggsbetingelsene til de idealiserte bjelkene. Forankringssonen var enten direkte understøttet ved opplegget eller indirekte av bøyler som gikk rundt stengene og opp til et opplegg (i form av et rør med en gjennomgående bolt) høyere oppe i tverrsnittet. Oppleggs lengden i begge tilfeller var 100 mm.

For bjelkene i normalbetong var opphengsarmeringen 2 Ø6 mm bøyler, og for bjelkene i høyfast betong 2 Ø8 mm bøyler. Bjelkene med direkte opplegg hadde samme tverrarmering. Overdekningen var også den samme og lik Ø for hovedarmeringen.

Resultatene fra denne undersøkelsen for de to betongene er vist i Tabell 10.4. For bjelkene med to stenger, ble forholdet mellom forankringskapasitetene ved direkte og indirekte opplegg for normal og høyfast betong 1,41 og 1,53, mens de ble 1,94 og 1,83 for bjelkene med tre stenger. Dette viser at økningen i forankringskapasitet er ganske proporsjonal med antall stenger ved direkte opplegg, mens det ikke er tilfelle i samme grad ved indirekte opplegg (det er likevel en økning i forholdstallene med antall stenger i begge tilfeller).

Tabell 10.4 Sammenligning av forankringskapasitet fra forsøkene med direkte og indirekte opplegg  
/22/

NSC $f_{cm} \approx 30 \text{ MPa}$	$N_{max}$	$N_{max,n}$	$\frac{N_{max,n(DS)}}{N_{max,n(IS)}}$	HSC $f_{cm} \approx 100 \text{ MPa}$	$N_{max}$	$N_{max,n}$	$\frac{N_{max,n(DS)}}{N_{max,n(IS)}}$
	[kN]	[kN]			[kN]	[kN]	
2 bars, DS	97,3	97,3	—	2 bars, DS	187,0	187,0	—
2 bars, IS	69,0	68,8	1,41	2 bars, IS	120,5	122,6	1,53
3 bars, DS	152,3	152,3	—	3 bars, DS	291,6	294,9	—
3 bars, IS	79,2	78,4	1,94	3 bars, IS	159,3	160,9	1,83

- 1) DS = direct support  
 IS = indirect support (suspended)  
 $N_{max,n(DS)}$  = The normalised anchorage capacities from the test with direct supports.  
 $N_{max,n(IS)}$  = The normalised anchorage capacities from the test with indirect supports.

Et indirekte opplegg med strekk i bøyelene fra oppleggskraften må antas å være mer kritisk eller ugunstig for forankringskapasiteten enn om stengene bare hadde vært forankret i betongen uten tverrstrekk.

Overdekningen er noe større i vårt tilfelle, noe som vil redusere virkningen av tverrtrykket. Mens mindre tverrarmring kan forventes å øke virkningen noe igjen.

#### 10.4.1.3 Heftfasthet ut fra forsøkene

Det ble oppnådd flytning i armeringen over opplegget i alle prøvestykkene under Lasttilfelle 1 ( $l_b = 40 \text{ Ø}$ ) og i alle prøvestykkene unntatt Element 4A ende B under Lasttilfelle 2 ( $l_b = 20 \text{ Ø}$ ). Ved videre økning av lasten utover flytelasten, må en anta at spenningen i armeringen har økt noe utover karakteristisk flytespenning på 400 MPa. Vi vet ikke arbeidsdiagrammet til armeringen, men ut fra de observerte flytelastene er det sannsynlig at virkelig flytespenning er et sted mellom 450 og 500 MPa. Observert flytelast er enten bestemt ut fra last-forskyvnings kurven til jekken eller fra endring i rissvidden ved opplegget. Flytningen trenger imidlertid ikke å være så markert da det ikke kan forventes at alle stengene flyter samtidig.

På grunn av måten prøvestykkene ble belastet på, vil det være mest realistisk å regne med en forhøyet heftfasthet over en del av forankringslengden. Overdekningen til stengene varierer noe, men stort sett ligger den mellom 60 og 80 mm. Trykket fra den 100 mm brede trefiberplaten kan derfor antas å ha fordelt seg ut til en bredde på  $100 + 2 \times 75 = 250 \text{ mm}$  i høyde med stengene (45 graders lastutbredelse). Ut fra en slik modell, kan armeringen antas å ha et jevnt fordelt tverrtrykk over denne lengden på ca 2,5 og 5,0 MPa ved makslastnivåene for Lasttilfelle 1 og 2 på ca 500 og 1000 kN for tårnelementene.

Hvilken virkning dette tverrtrykket er forventet å ha på heftfastheten er litt vanskelig å si. Forsøkene det er referert til i avsnitt 4.1.2.2 gir heller ikke noe entydig svar. I de fleste forsøkene er det også et gjennomgående tverrtrykk, mens tverrtrykket i dette tilfellet er størst ved overflaten og avtar gradvis innover i tverrsnittet. Ut fra Figur 10.42, kan det imidlertid virke rimelig å anta en økning av

heftfastheten på ca 50 % ved 5,0 MPa tverrtrykk og ca 25 % ved 2,5 MPa tverrtrykk. Disse antakelsene stemmer også ganske bra med resultatene fra forsøkene i Figur 10.36.

I NS 3473, kan heftfastheten økes med 50% hvis oppleggskraften føres inn som trykk mot forankringssonen. Det er ingen forutsetninger om hvor stort trykket må være for at en skal kunne regne med denne verdien, men vanligvis er dette trykket et sted mellom 0 og 10 MPa.

I NS-EN 1992-1-1 er virkningen av tverrtrykk ivare tatt gjennom en reduksjonsfaktor ( $\alpha_5$ ) på nødvendig forankringslengde.  $\alpha_5 = 1 - 0,04p$ , hvor p er det jevnt fordelte trykket mot betongen.  $\alpha_5$  har følgende grenseverdier:  $0,7 \leq \alpha_5 \leq 1,0$ . Innsatt p = 2,5 og 5,0 MPa blir  $\alpha_5$  lik 0,9 og 0,8, eller inverst 1,11 og 1,25. Det er fornuftig med en slik trykkavhengig faktor på heftfastheten, men den virkningen det er lagt opp til er kanskje litt liten i forhold til det forsøkene indikerer.

Ut fra en totalvurdering, er det derfor i behandlingen av resultatene fra disse forsøkene valgt å øke heftfastheten med henholdsvis 25 og 50 % innenfor den lengden (250 mm) som er påvirket av tverrtrykket fra lastpåføringen i Lasttilfelle 1 og 2.

Det er ikke tatt hensyn til at virkningen av tverrtrykket må antas å være mindre for stengene ved sidekantene enn de lenger inne i elementet, og at virkningen også kan antas å være noe annerledes for to stenger som ligger sammen enn for enkeltstenger.

Armeringen i disse elementene er en blanding av enkeltstenger og to stenger som ligger sammen. Det er bare søyleelementene som bare har enkeltstenger. Ved beregning av heftfasthet og forankringslengder, behandles vanligvis bunter som en enkeltstang med samme areal som bunten. For bunter med to stenger blir da den ekvivalent diameteren  $\varnothing_e = \sqrt{2} \varnothing$ .

Buntene i disse prøvestykkene er omfarsskjøter for armeringen. Vanligvis skal det ikke regnes med større kraftinnføringslengde enn 80  $\varnothing$ . Det er likevel mulig å ha større omfaringslengder. I dette tilfellet har de sannsynligvis hatt det siden 80  $\varnothing$  er det samme som lengden på prøvestykkene (2000 mm).

Kravet til omfaringslengde i NS 427 A, som kom ut i 1962, var 40  $\varnothing$ .

Følgende likevektsuttrykk kan settes opp for Lasttilfelle 1 og 2:

*Lasttilfelle 1:*

Enkeltstang: 
$$\sigma_f \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4} = f_{bn} \cdot \pi \varnothing [(l_b - l'_b) + 1,25 \cdot l'_b]$$

Bunt med to stenger: 
$$\sigma_f \cdot 2 \frac{\pi \varnothing^2}{4} = f_{bn} \cdot \pi \varnothing \sqrt{2} [(l_b - l'_b) + 1,25 \cdot l'_b]$$

*Lasttilfelle 2:*

Enkeltstang: 
$$\sigma_f \cdot \frac{\pi \varnothing^2}{4} = f_{bn} \cdot \pi \varnothing [(l_b - l'_b) + 1,5 \cdot l'_b]$$

Bunt med to stenger: 
$$\sigma_f \cdot 2 \frac{\pi \varnothing^2}{4} = f_{bn} \cdot \pi \varnothing \sqrt{2} [(l_b - l'_b) + 1,5 \cdot l'_b]$$



hvor:  $\sigma_f$  - spenningen i armeringen  
 $\emptyset$  - stangdiameteren, 25 mm  
 $f_{bn}$  - nominell heftfasthet, redusert for effekten av tverrtrykket  
 $l_b$  - forankringslengden, henholdsvis 1000 og 500 mm for Lasttilfelle 1 og 2  
 $l'_b$  - forankringslengde med tverrtrykk, 250 mm i begge tilfeller

Basert på antakelser om flytespenningen og i noen tilfeller antakelig også en viss økning av spenningen utover flytespenningen pga store tøyninger og fastning i stålet kan da den jevnt fordelte heftspenningen beregnes.

Forventet heftfasthet iht NS 3473 og NS-EN-1992-1-1 er:

NS 3473 pkt 12.8.5: 
$$f_{bc} = k_1 k_2 f_{tm} \left( \frac{1}{3} + \frac{2c}{3\emptyset} \right)$$

hvor:  $k_1$  - 1,4, for kamstenger  
 $k_2$  - 1,0, faktor avhengig av senteravstanden mellom stengene  
 $f_{tm}$  - konstruksjonsstrekkfastheten, satt til 2,6 MPa (utborede sylindere ca 60 MPa)  
 $c$  - overdekningen, satt til 60 mm  
 $\emptyset$  - stangdiameteren, 25 mm

NS-EN 1992-1-1 pkt 8.4.2 og 8.4.4: 
$$f_{bc} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctk0,05} \left( \frac{1}{1 - 0,15(c_d - \emptyset)/\emptyset} \right)$$

hvor:  $\eta_1$  - 1,0 for gode heftforhold  
 $\eta_2$  - 1,0 for  $\emptyset \leq 32$  mm,  $(132 - \emptyset)/100$  for  $\emptyset \geq 32$  mm  
 $f_{ctk0,05}$  - 5 % fraktil av karakteristisk strekkfasthet, satt til 3.1 MPa  
 $c_d$  - overdekningen, satt til 60 mm  
 $\emptyset$  - stangdiameteren, 25 mm

Heftspenningene beregnet iht disse uttrykkene er vist i Tabell 10.5. Verdiene er regnet for to verdier av flytespenningen, 400 og 500 MPa. Den virkelige verdien ligger antakelig et sted mellom disse verdiene. Beregningene etter NS 3473 og NS-EN 1992-1-1 er uten materialfaktor for strekkfastheten for at verdiene mer direkte skal kunne sammenlignes med verdiene fra forsøkene. Buntene er regnet med ekvivalent diameter ( $\emptyset\sqrt{2}$ ).

Tabell 10.5 Sammenligning av gjennomsnittlige heftspenninger fra forsøkene justert for tverrtrykk og beregnede verdier iht NS 3473 og NS-EN 1992-1-1

		Lasttilfelle 1		Lasttilfelle 2		NS 3473	NS-EN-1992-1-1
		$\sigma_f$ 400 MPa	$\sigma_f$ 500 MPa	$\sigma_f$ 400 MPa	$\sigma_f$ 500 MPa		
Heftfastheter (MPa)	Enkeltstang	2,4	2,9	4,0	5,0	7,0	8,8
	Bunt	3,3	4,2	5,7	7,1	5,4	7,6

Vi ser da at de opptredende heftspenningene i Lasttilfelle 1 er ganske små i forhold til de tillatte spenningene iht standardene (for uskadet betong). Virkningen av tverrtrykket gjør at heftspenningene for enkeltstang går ned fra 2,5 og 3,1 MPa til 2,4 og 2,9 MPa for Lasttilfelle 1 og fra 5,0 og 6,2 til 4,0 og 5,0 for Lasttilfelle 2. Heftspenningen er 2,5 MPa når flytespenningen er 400 MPa og

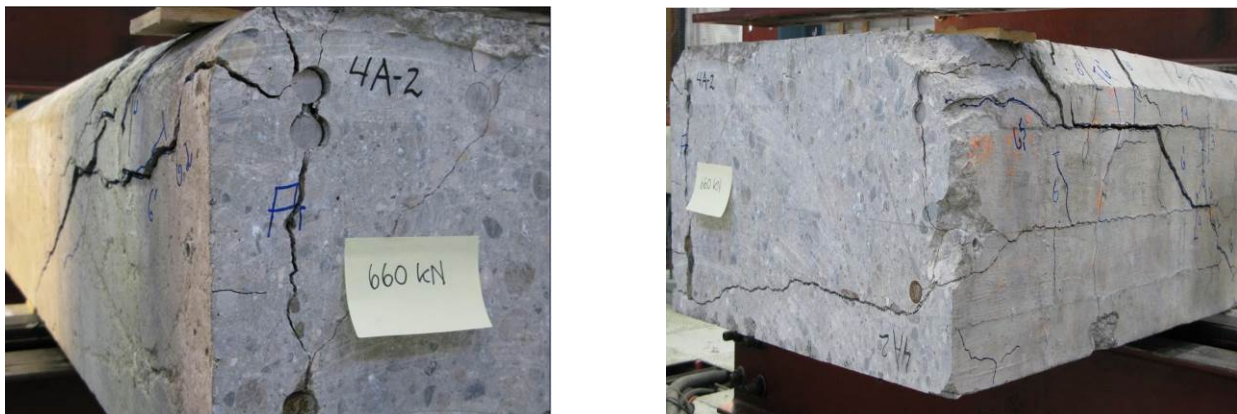
forankringslengden er  $40 \varnothing$ , som er minste tillatte forankringslengde hvis en ikke regner noe nærmere på heftspenningen.

Det var ikke noe som tydet på forankringsbrudd for elementene med bare momenttriss i Lasttilfelle 1. Maks lasten i dette tilfellet (ved flytning i armeringen) er imidlertid også forholdsvis nær skjærkapasiteten for tårnelementene, og i Element 4A utviklet det seg etter hvert et skråriss fra opplegget og ut mot lasten på den ene sideflaten etter at lasten hadde stått en stund på 600 kN. Og etter at lasten ble økt til 620 kN, begynte også armeringen å trekke seg litt inn i betongen ved endeflaten. Spesielt gjaldt dette for armeringen ved sideflatene som var bunter.

Lasten på dette elementet (4A) ble så økt videre til 650 kN. Det utviklet seg da etter hvert også et (skrått) skjærriss på den andre sideflaten. Og da lasten ble holdt på dette nivået, fortsatte buntene ved sideflatene å trekke seg inn i endeflaten, og det utviklet seg etter hvert til et forankringsbrudd for disse stengene som vist i Figur 10.46 og 10.47. Den andre armeringen som var to enkeltstenger og en bunt på midten, trakk seg også litt inn, men holdt seg likevel i en forholdsvis stabil posisjon. For at det skal kunne bli forskjell på inntrengingen til stengene i endeflaten, må stengene med minst inntrenging flyte mer over opplegget.

Dette viser at stengene ved sideflatene er mer utsatt for forankringsbrudd enn de lenger inne i tverrsnittet. Spesielt gjelder dette buntet armering. Dette skyldes både at kantstengene har liten avstand til to sideflater og at virkningen av tverrtrykket også er mindre for disse stengene. Denne effekten blir også forsterket av at disse elementene har lite bøyler. Etter hvert som armeringen fortsetter å trekke seg inn, må en også anta at spenningen i armeringen over opplegget går noe ned.

Element 4A var det med mest riss fra alkalireaksjoner med bla et betydelig riss langs armeringen på den ene sideflaten. Dette risset så imidlertid ikke ut til å påvirke forankringen, og det var heller ikke på denne siden at skråriset kom først.



Figur 10.46 Forankringsbrudd for kantarmeringen i Element 4A (Lasttilfelle 1)

Det at dette elementet (Element 4A) fikk forankringsbrudd for Lasttilfelle 1 skyldes derfor at det ble skråriss fra den samtidige skjærkraften. Når dette skjer, øker spenningen i armeringen ute ved lasten betydelig i forhold til i den rene momenttilstanden. Hvis hele lasten bæres av en skrå trykkdiagonal, kan spenningen i armeringen ved lasten bli like stor som over opplegget, men sannsynligvis ble ikke omlagringen så stor i dette tilfellet da både trykksonen og lengdearmeringen (spesielt buntene) kan ta ganske mye skjær. Siden vi ikke hadde noe instrumentering av armeringen, er det imidlertid vanskelig å si noe mer om kraftbildet i denne situasjonen. Det er likevel ganske sikkert at det var økningen i spenning i armeringen ute ved lasten som var årsaken til forankringsbruddet i dette tilfellet.

I Lasttilfelle 2 er forankringslengden halvert i forhold til i Lasttilfelle 1. Heftspenningen blir likevel ikke dobbelt så stor fordi tverrtrykket er større (50 i stedet for 25 % økning av heftspenningen) og fordi det virker over en større del av forankringslengden. De opptredende heftspenningene for buntene er nå likevel av samme størrelsesorden som de beregnede verdiene fra standardene.

Søyleelementet med to enkeltstenger fikk heller ikke nå forankringsbrudd selv om begge endene ble lastet til tydelig flytning over opplegget. Det var derfor ikke noe problem å forankre for flytespenningen innenfor en lengde på  $20 \varnothing$ . En vet også at gjennomsnittlig heftspenning er større enn verdiene på ca 4,0 MPa i disse forsøkene. Ut fra tillatte spenningene iht standardene, er dette også som forventet hvis ikke heftfastheten er redusert pga alkalireaksjoner.

Søyleelementet hadde mindre riss i overflaten fra alkalireaksjoner enn tårnelementene. Det var likevel et langsgående riss langs den ene stangen i Ende B. Dette risset påvirket imidlertid ikke oppførselen til dette elementet og det så ut til å være ganske mye "å gå på" i forhold til forankringsbrudd i dette tilfellet.

For tårnelementene var det bare de to endene til Element 4B som ble reelle tester for Lasttilfelle 2. Ved flytning i armeringen over opplegget, var det ikke tegn til forankringsbrudd så lenge det bare var momentriss i forankringssonen i disse forsøkene. Ved  $P=1100$  kN i Ende A oppstod det et skråriss (fra skjær) på den ene sideflaten som førte til at armeringen begynte å trekke seg litt inn i endeflatten på denne siden. Denne tilstanden er betegnet som begynnende forankringsbrudd, men den oppstod først etter at det var blitt skråriss som gir en betydelig økning i spenningen i armeringen ute ved lasten, se Figur 10.47.



Figur 10.47 Skråriss og armeringstilstand ved endeflatten for Element 4B, Ende A ved  $P=1100$  kN (Lasttilfelle 2). Foto: Hans Stemland, SINTEF

Forankringslengden bak opplegget er bare  $4 \varnothing$  (100 mm) i Lasttilfelle 2.

Element 4B hadde enkeltstenger ute ved sidekantene og i midten og to bunter mellom disse stengene, se Figur 10.25 og 10.26. Dette gjør forankringsforholdene for buntene bedre enn i Element 4A, hvor buntene var ute ved sidekantene og i midten.

Det ser derfor ikke ut til at rissene i overflaten fra alkalireaksjoner har svekket heft og forankringskapasiteten til armeringen i disse elementene noe særlig.



Det er likevel ikke mulig å si at riss fra alkalireaksjoner ikke er et problem for heftfastheten. Betydningen av slike riss vil imidlertid være avhengig av antall riss, rissvidden, mengden tverrarming og overdekningen. Situasjonen må derfor vurderes i hvert enkelt tilfelle.

De områdene som er mest utsatt for forankringsbrudd er ved opplegg, ved omfarskjøter og i snitt med avtrapping av lengdearmingen. Det er imidlertid ofte vanskelig å vite hvor skjøtene er i en gammel konstruksjon.

Kravet til omfarslengde ved skjøting eller forankring av stenger har hele tiden (i alle standarder fra NS 427 A i 1962) vært 40 Ø hvis en ikke regner noe nærmere på heftfastheten. Ut fra disse forsøkene ser dette også ut til å være tilstrekkelig i forhold til ganske store skader fra alkalireaksjoner. Hvis det er bra med tverrarming, ser det derfor ut til at det skal ganske mye til før forankring evt blir et problem. Vanligvis er det imidlertid ikke så mye tverrarming i skjøteområder for armeringen i gamle konstruksjoner som i nye.

I en virkelig konstruksjon, er det heller ikke så sannsynlig med samtidig skjærriss, som var årsaken til forankringsbruddene i disse forsøkene.

#### 10.4.2 Rissdannelse ved belastning

Rissutviklingen på toppflaten til søyleelementet er vist i Figur 10.48 og 10.49. Rissene fra alkalireaksjonene er tegnet svarte, og de nye fra belastningen blå.

Som en ser er det en tendens til at de første belastningsrissene kommer som en forlengelse av alkalireaksjonsrissene, men det kommer også tidlig nye riss som ikke har noe direkte med de tidligere rissene å gjøre. Det langsgående alkalireaksjonsrisset på midten av toppflaten gjør imidlertid at det blir et sprang i noen av de nye tverrgående rissene ved dette risset på toppflaten.

Fra Figur 10.50 er det også tydelig at belastningsrissene påvirkes av de gamle alkalireaksjonsrissene ved at det til dels dannes nye "horisontale" riss før de nye vertikale rissene. Uten de gamle "horisontale" rissene er det her å forvente at det ville utviklet seg suksessive vertikale riss fra toppflaten og nedover. Det utvikler seg til slutt to slike riss inne ved opplegget, men mange av de andre nye rissene (spesielt ut mot lasten hvor momentet er minst) blir påvirket av de gamle alkalireaksjonsrissene.

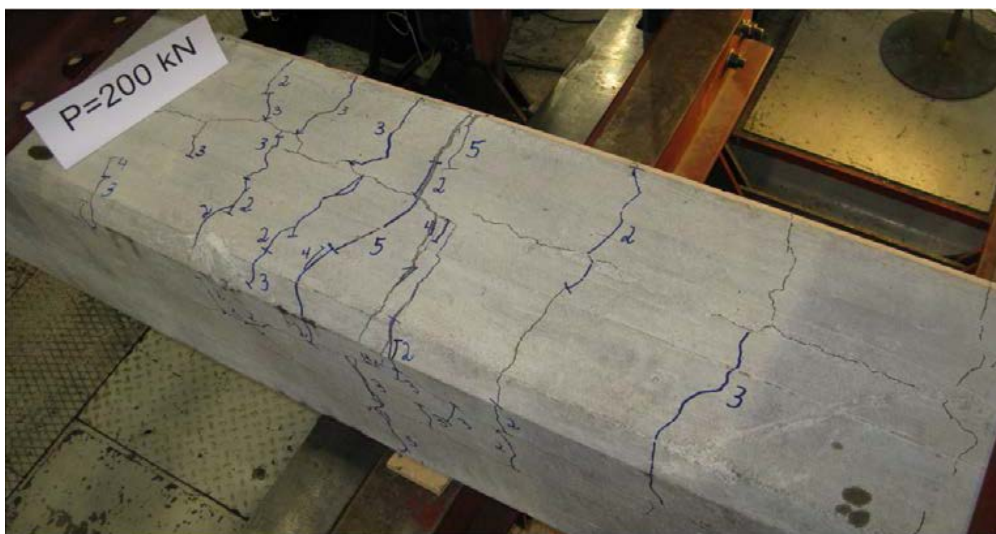
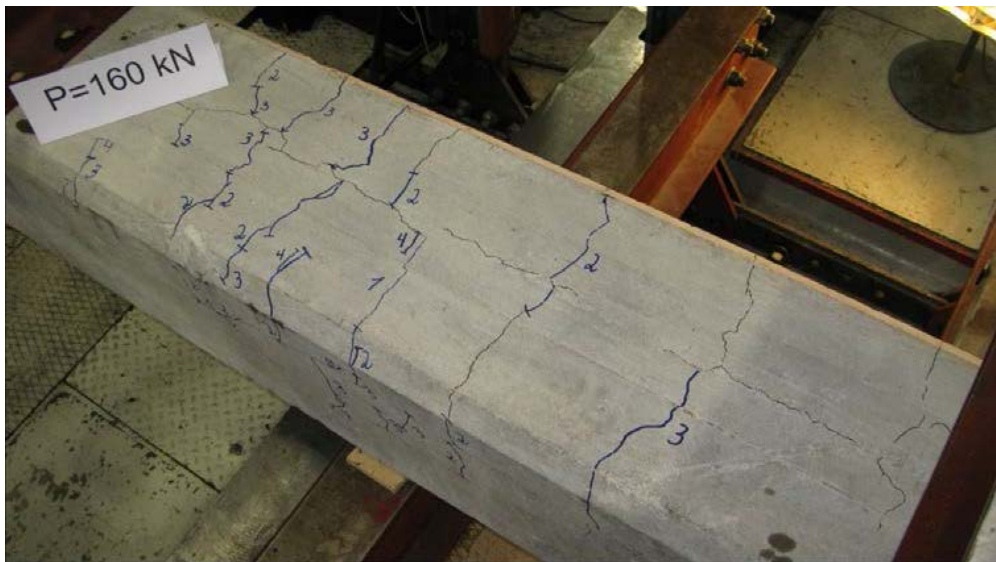
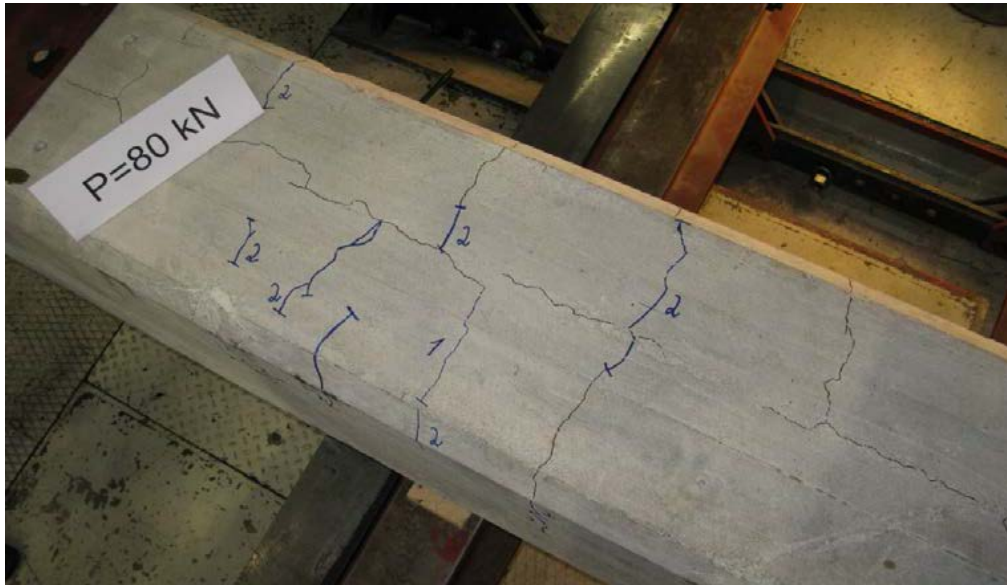
Sannsynligvis er rissene fra alkalireaksjonene hovedsakelig i overdekningen. Skikkelige belastningsriss vil imidlertid være gjennomgående i hele tverrsnittet. Alkalireaksjonsrissene vil derfor først og fremst fungere som rissanvisere for belastningsrissene. Så lenge det er god heft til armeringen er det heller ikke å forvente at det vil bli noe særlig forskjell på dette rissbildet i forhold til på et uskadet prøvestykke. Den største forskjellen er å forvente der hvor påkjenningen (fra belastningen) er forholdsvis liten slik at de allerede eksisterende alkalireaksjonsrissene blir dominerende.

Figur 10.50, 10.51 og 10.52 viser rissutviklingen på toppflaten (streksiden) og på de to sideflatene til (tårn)Element 3A for Lasttilfelle 1. Også i dette tilfellet kommer de første belastningsrissene på toppflaten som en utvidelse og forlengelse av eksisterende alkalireaksjonsriss. Etersom lasten øker, utvikler det seg noen (3-4) hovedriss som er sammenhengende og går over hele flaten. Gamle alkalireaksjonsriss er en del av disse rissene. Det mest markante risset er det ved opplegget som etter hvert kommer i tydelig flytning.

Den ene sideflaten til Element 3A har mer alkalireaksjonsriss enn den andre. En ser da at den med mest alkalireaksjonsriss (Figur 10.51) påvirker rissutviklingen noe mer enn den andre. I begge tilfeller begynner imidlertid belastningsrissene å utvikle seg fra toppflaten og går nedover langs sideflaten som forventet. Men som en ser, er det en tendens til at belastningsrissene stopper mer opp ved alkalireaksjonsrissene på sideflaten med flest slike riss (spesielt i et område litt til høyre for

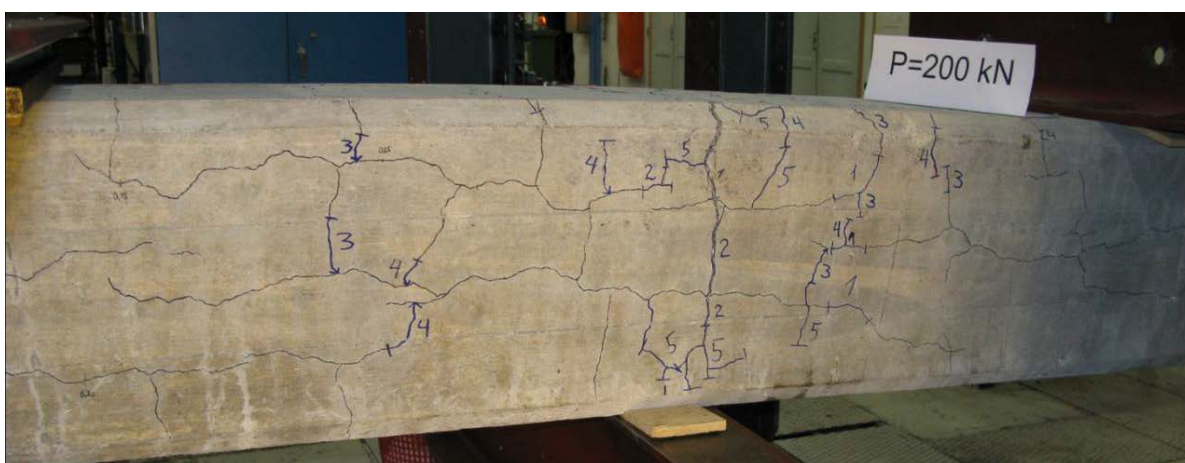
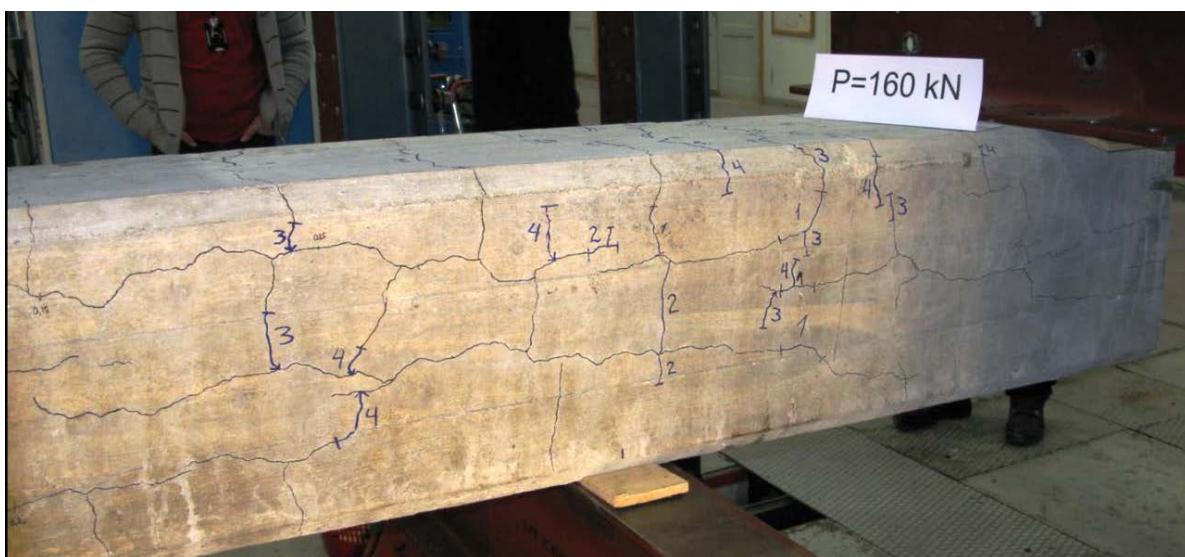
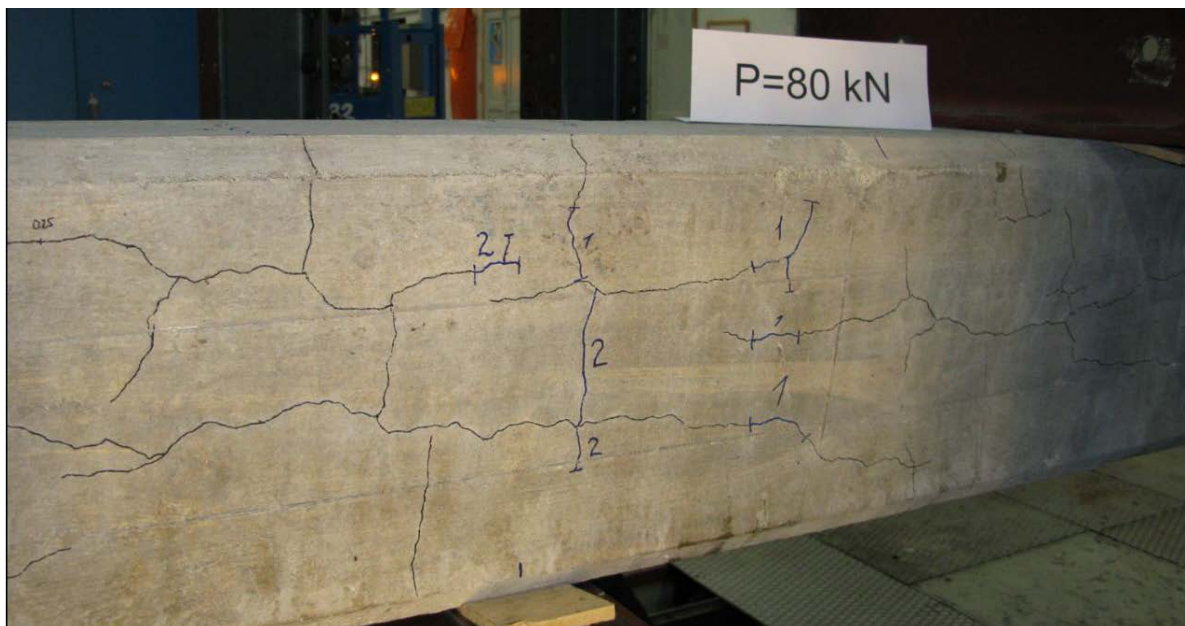
opplegget). Dette forholdet har sannsynligvis også sammenheng med at moment- og skjærpåkjenningene i dette området ikke er store nok til å få utviklet disse rissene videre. Hvis ikke, må overflatesjiktet med alkalireaksjonsriss være løst (med et overflateparallelt spalteplan) fra den indre kjernen. Det kan skje, men er ikke sannsynlig med det skadeomfanget vi har på disse flatene.

Sideflaten med minst alkalireaksjonsriss på Element 3A utvikler etter hvert også et typisk skråriss uten at dette fører til forankringsproblemer for armeringen.

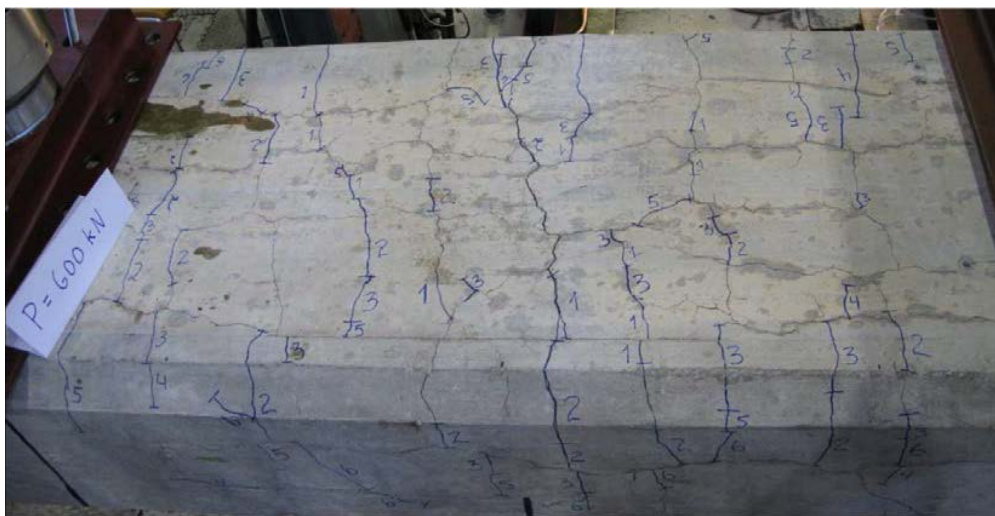
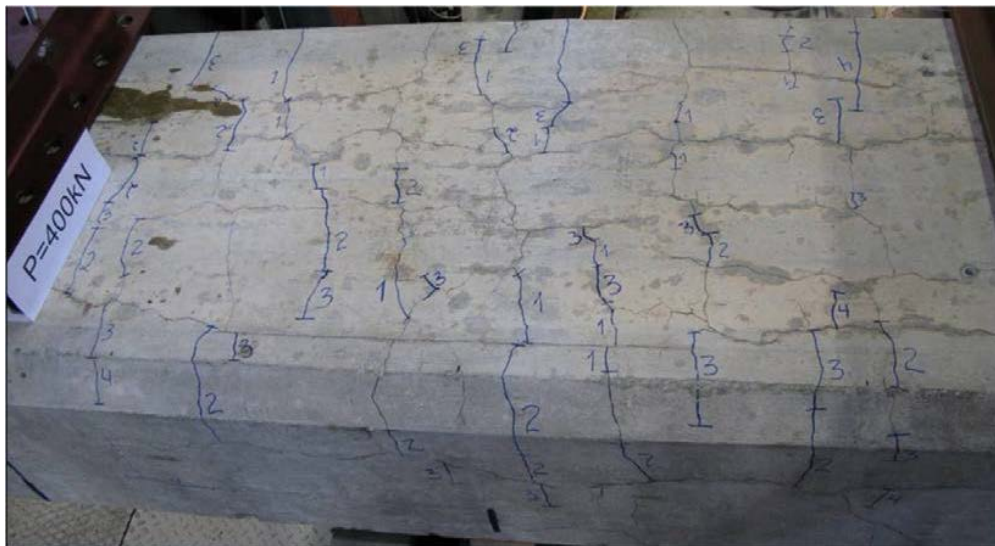


Figur 10.48 Rissutvikling på strekksiden av søyleelementet, 1-40, 2-80, 3-120, 4-160, 5-200 kN



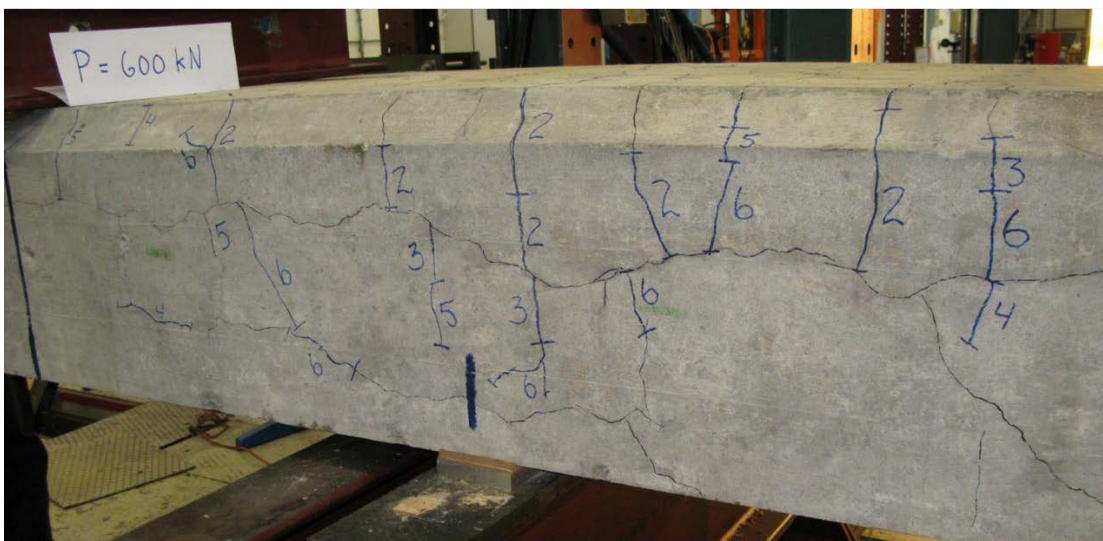
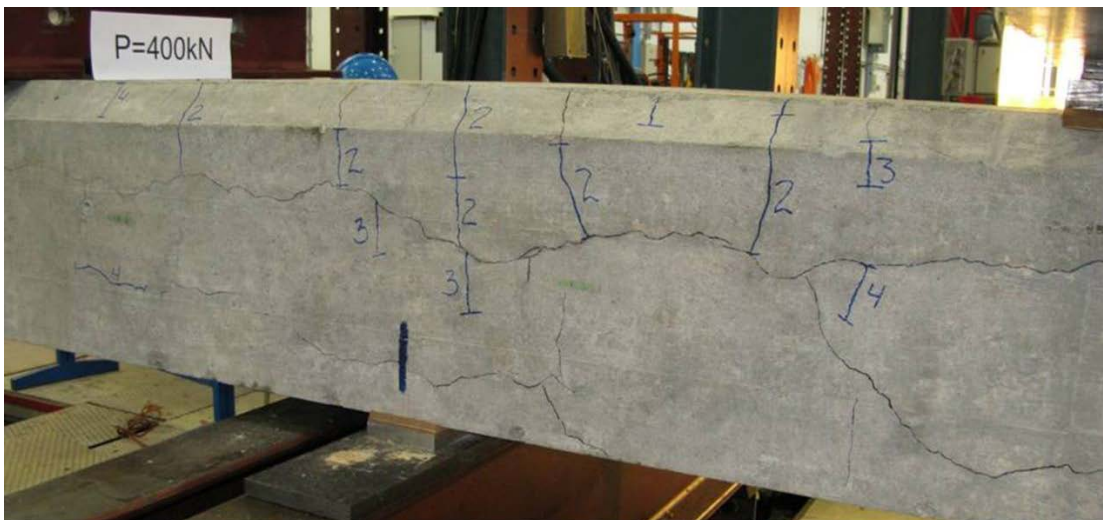
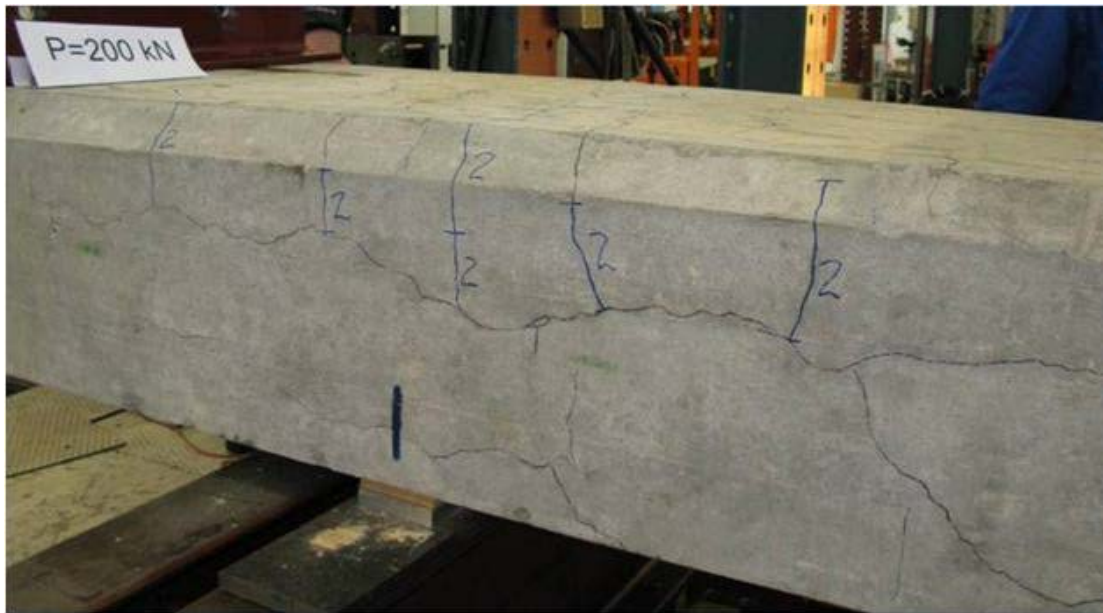


**Figur 10.49** Rissutvikling på den ene sideflaten til søyleelementet



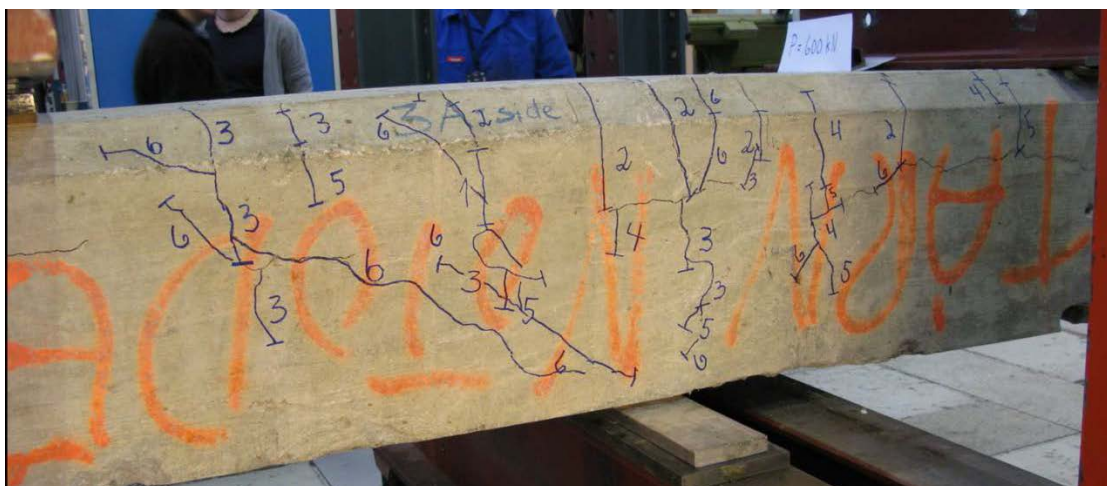
Figur 10.50 Rissutvikling på strekksiden (toppflaten) til Element 3A, 1-100, 2-200, ... 6-600 kN





**Figur 10.51** Rissutvikling på den ene sidekanten til Element 3A





**Figur 10.52** Rissutvikling på den andre sidekanten til Element 3A

## 11 Konklusjoner

I forbindelse med riving av gamle Nautesund bru er det gjennomført omfattende undersøkelser, både i felt og laboratorium. Undersøkelsene er konsentrert om tårnsøylene, med landkar i akse 1 og søyle i akse 2 som referanser.

Undersøkelsene i felt inkluderer måling av rissvidder og undersøkelse av korrosjonstilstand til armering.

Undersøkelser i laboratorium omfatter utbredelse av riss i indre deler av betongen og belastningsprøving av større armerte prøveelementer med tanke på dokumentasjon av forankringskapasitet og studier av videre rissutvikling.

Feltundersøkelsene har vist at:

- Det er kraftig opprissing av betongen i tårnsøylene. Hovedrissretningen er vertikal, og rissindekser i horisontal retning (sum rissvidder / 1 m målelengde) er beregnet til hhv 2,1 og 3,2 ‰ på flater mot sør og 1,9 og 2,0 ‰ på flater mot nord. Maksimum rissvidder er målt til 0,5 og 1,4 mm på flater mot sør og 0,8 og 0,7 mm på flater mot nord.
- I rigel i akse 3 er det på sideflate mot øst registrert typiske krakeleringsriss med rissvidder fra 0,35 til 0,50 mm. På toppflaten er det registrert flere langsgående riss med rissvidder fra 0,8 til 4,5 mm.
- På landkarvinge i akse 1 er det registrert grove krakeleringsriss med en horisontal hovedrissretning. Rissindeks langs vertikal risslinje er beregnet til 5,6 ‰ og tilhørende maksimum rissvidde er målt til 3,0 mm.
- Visuell inspeksjon av frilagt armering etter riving har ikke avdekket alvorlig armeringskorrosjon. Det er kun avdekket noe overflatekorrosjon på enkelte armeringsjern. Størst omfang av armeringskorrosjon er observert i topp rigel i akse 3, hvor det ble registrert grove riss (maks målt 4,5 mm) før riving.
- Det er observert omfattede tegn på alkalireaksjoner på bruddflater av betong fra alle deler av brua, også dekket. Dette i form av hvit utfelling i porer samt mørke/hvite render rundt tilslagskorn.

Laboratorieundersøkelsene har vist at:

- Overflaterissene i tårnsøyer, rigel og landkar har typisk maksimum dybde tilsvarende armeringens overdekning. I bunn av overflaterissene er det registrert overflateparallele riss. Disse observasjoner er i overensstemmelse med typiske rissmønster rapportert i internasjonal litteratur.
- Målte rissvidder på tildannede elementer fra tårnsøylene er mindre enn de registrert i felt. Rissindekser i horisontal retning (sum rissvidder / 0,7 m målelengde, middelveier basert på målinger både på overflata og endeflatene) er her 1,5 ‰ på flate mot vest og hhv 1,0 og 1,0 ‰ på flater mot øst. Årsaken til mindre målte riss på elementene i lab antas å ha en sammenheng med at rissene har lukket seg noe etter felling og tilsaging av elementer pga utløsning av spenninger og evt svinn i overflatesjiktet. Forskjeller i opprissing på overflater som vender i forskjellig himmelretning, og dermed er forskjellig vøreksponert, kan også være en medvirkende årsak.
- Riss i overflata på utborede kjerner er målt i laboratorium med mye mindre rissvidder enn i felt før utboring. Dersom middelveier av målte rissvidder pr kjerne legges til grunn er labmålte rissvidder i området 36-71 % av feltmålte, med en middelveier for alle kjerner på 57 %. Den store reduksjonen i rissvidder antas å ha sammenheng med endringer i spenningsforhold ved utboring, i tillegg til mulige endringer i fuktinnhold og/eller ulike temperaturforhold ved måling.
- Forankringskapasiteten til armeringen i de undersøkte elementene er ikke vesentlig redusert.
- Ved belastning av de armerte betongelementene skjer videre opprissing i form av utvidelse av eksisterende alkalireaksjonsriss. Først ved høy belastning ble det dannet nye riss.
- Rissdannelsen i riglene var mer omfattende enn i tårnsøylene, og det er sannsynlig at forankringskapasiteten her er mer påvirket.

Betong fra brua er tidligere /4/ dokumentert å være alkalireaktiv, med et innhold av risikobergarter på hhv 48 % i sand og 28 % i stein og et estimert alkaliinnhold på 4,7 kg/m<sup>3</sup> (Na<sub>2</sub>O-ekv).

## 12 Videre arbeid

I forlengelsen av Nautesund-prosjektet ble det i 2010 via Per Hagelia etablert et samarbeidsprosjekt mellom Statens vegvesen, SINTEF Byggforsk og TU-Delft (Delft University of Technology) i Nederland, CET<sup>AAR</sup> (Collaboration, Exchange & Testing for Understanding Alkali Aggregate Reactions). Arbeidet i Nederland foregår innenfor et stort prosjekt, PAT<sup>ASR</sup> (Performance Assessment Tool for Alkali Silica Reaction). Hensikten er å utvikle et modellerings- og simuleringsverktøy for å kunne forutsi utviklingen av alkalireaksjoner i brukonstruksjoner med ulike typer tilslag. Det legges stor vekt på å se alle egenskaper og mekanismer i sammenheng, og det utføres detaljerte undersøkelser på mikroskala via mesoskala til storstrukturell skala /22/. Metodene omfatter en rekke mikroskoperingsteknikker, nano-indentasjon, petrografisk analyse av betongkjerner, strukturanalyse assistert ved bildeanalyse, akselerert testing (flere RILEM- tester basert på rekonstruert betong og referansemateriale), samt avansert FEM modellering /23/. Statens vegvesen skaffet til veie originaltilslag benyttet i Nautesund bru, som ble sendt til TU-Delft og SINTEF Byggforsk i 2010. Statens vegvesen har også formidlet resultater vedrørende storskala testing til TU-Delft, samt betong fra Nautesund bru. Innen CET<sup>AAR</sup> har SINTEF Byggforsk og TU-Delft bl.a. utført parallell testing av rekonstruert Nautesund-betong og Norsk Referansetilslag. SINTEF har også utført petrografisk undersøkelse av Nautesund originaltilslag i hht. NB 32.

Resultatene fra Nautesund bru representerer en svært sentral del av grunnlagsmaterialet for to doktorgrader ved TU-Delft innen modellering av konstruktive konsekvenser av alkalireaksjoner. Resultatene blir rapportert i doktorgradsarbeidene til Caner Anac (2014) og Rita Esposito (2015/2016).

Arbeidet med akselerert prøving av Nautesund-tilslaget ved SINTEF er videreført som aktiviteter i etatsprogrammet Varige konstruksjoner (2012-2015), hhv under prosjektene Tilstandsutvikling bruer (TB2: Alkalireaksjoner i betong) og Fremtidens bruer (FB1: Fremtidens brubetonger). I tillegg til akselerert prøving er det tildannet prøvestykker fra virkelig og rekonstruert betong for måling av ekspansjon under felteksponering hhv i Trondheim og Lisboa, Portugal. Resultatene fra disse undersøkelsene vil bli rapportert i Varige konstruksjoner.

I tillegg til prøving av rekonstruert Nautesund-betong, er det i regi av prosjektet TB2 i Varige konstruksjoner, igangsatt 1) restekspansjonsprøving av prizmer tilsaget fra indre deler av tårnsøyle 3N og 2) risskvantifisering (fotoanalyse og manuell rissstilling) av planslip tildannet fra borkjerner fra rigel i akse 3. Resultatene fra disse undersøkelsene vil også bli rapportert i Varige konstruksjoner.

## 13 Referanser

1. Stemland, H.: «Nautesund bru. Prøving av heftegenskaper», SINTEF-notat 2011-07-13
2. Aas-Jakobsen AS: “Bru nr 08-0556 Nautesund g/s-bru. Rapport fra hengebruinspeksjon”, Dokument nr 6875-01, 2000-10-31
3. Aas-Jakobsen AS: “Bru nr 08-0556 Nautesund hengebru. Rapport fra hovedinspeksjon”, Dokument nr 8294-04, 2005-11-21
4. Lindgård, J. og Wigum, B.J.: ”Alkalireaksjoner i betong – feltefaringer”, SINTEF-rapport STF22 A02616, mars 2003
5. LCPC, Laboratoire des Pontes et Chaussées (1997): “Method d’essai n° 47 Détermination de l’indice de fissuration d’un parement de béton”, Paris (på fransk)
6. Birkeland, B.A.: “Tilstandsutvikling i betongdammer som følge av alkalireaksjoner”, Masteroppgave, NTNU, 2006
7. The Institution of Structural Engineers: «Structural effects of alkali-silica reaction – Technical guidance on appraisal of existing structures”, SETO Ltd., London 1992



8. De Rooij, M.R. og Giudoum, A.: «Effects on structures caused by AAR», Draft, TC 219, ikke datert
9. Hobbs, D.W.: «Alkali-silica reaction in concrete», Blackie & Son, Glasgow, UK, 1992
10. Wood, J.G.M et.al: "The structural effects of alkali-silica reaction on reinforced concrete", 7<sup>th</sup> International Conference on AAR, Ottawa, Canada, 1986
11. Report on Alkali-Aggregate Reactivity, ACI 221.1R-98, reapproved 2008
12. Ferguson, P.M., Briceno, E.: "Bond Stress Development Length for Lapped Splices in Reinforced Concrete Beams and Walls". Progress Summery. The University of Texas at Austin, 1968.
13. Tepfers, R.: "Cracking of Concrete Cover Along Anchored Deformed Reinforcing Bars". Magazine of Concrete Research, Vol. 31, No. 106, March 1979.
14. Engstrøm, B., Magnusson J., Huang Z.: "Pull-Out Bond Behaviour of Ribbed Bars in Normal and High Strenght Concrete with Various Confinements". ACI SP-180, February 1998, pp 215-242.
15. Malvar, L.J.: "Bond of Reinforcement under controlled Confinement". ACI Materials Journal 89 (6), 593-601.
16. Gambarova, P.G., Rosati, G.P.: "Bond and Splitting in Bar Pull-Out, Behavioural Laws and Concrete Cover Rules". Magazine of Concrete Research 49 (179), pp 99-110.
17. Modena, C.: "Bond Behaviour with Longitudinal Cracks of Normal and Epoxy-Coated deformed Bars". Proceeding Int. Conf. Riga 1992.
18. Walker, P. R., Batayneh, M. K., Reagan, P. E.: "Bond Strength Tests on deformed Reinforcement in Normal Weight Concrete". Materials and Structures, Vol 30, August-September 1997, pp 424-429.
19. Ghassemi, N.: "Inverkan av upplagstryck på kamstångers förankring i höghållfast betong". Chalmers University, Division of Concrete Structures, Master Thesis 96:3, 1997.
20. Magnusson, J.: "Bond and Anchorage of Deformed Bars in High-Strength Concrete". Chalmers University, Division of Concrete Structures, Licentiate Thesis 97:1, 1997.
21. Bond of Reinforcement in Concrete, CEB-FIP Bulletin nr. 10, 2000.
22. Anac, C., Esposito, R., Copuroglu, O., Schlangen, E., Hendriks, M.A.N.: "A tool for concrete performance assessment for ASR-affected structures: An outlook". 14<sup>th</sup> International Conference on AAR, Austin, Texas, 2012
23. Esposito, R., Hendriks, M.A.N.: "A review of ASR modeling approaches for finite element analyses of dams and bridges". 14<sup>th</sup> International Conference on AAR, Austin, Texas, 2012

# **VEDLEGG 1**

## **Ferdigbrutegning**

# Ferdigbrutegning

STATENS VEGVESEN

R. A. 14000 17-60

Blanket  
nr. 23

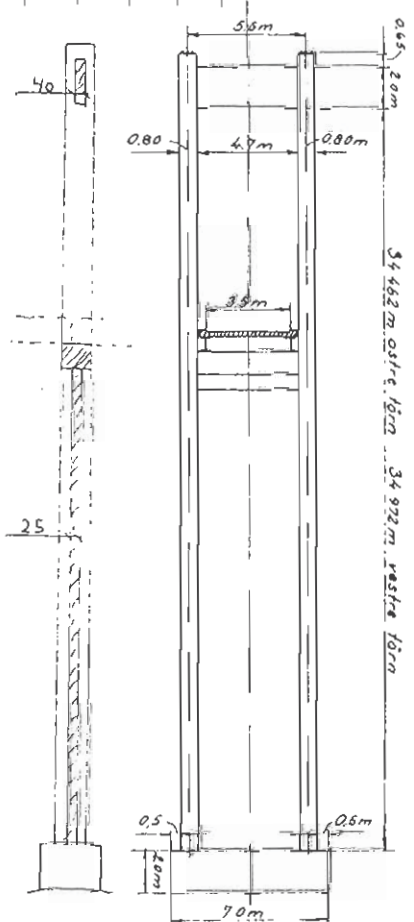
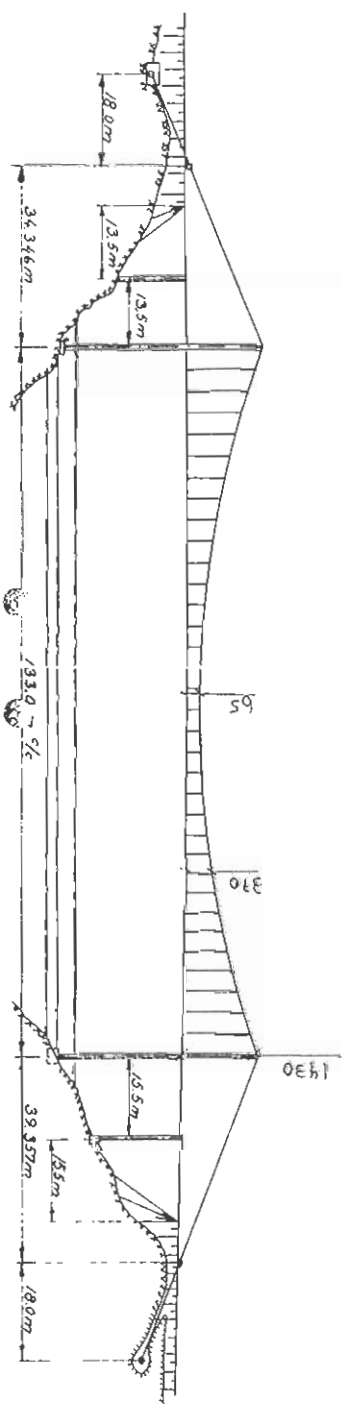
Nautsund	br. Riks veg	360	1958	68 H 360/4	År nr.
Grack - Notodden				7. del R. A. 345/4	Tverrsnitt M = 1250
Telemark	Sauherad	Kilometering (balklengde) 030,0 m	Byggenr. 9,6 km	Bygd nr. 1	

Brusystem Hengebru i ett spenn m/avslutningsbærer av bj +  
 Konstruksjon (materialer) 2 stk kant bj. sp. på hver side  
 Brudette Armeret betong  
 Underbygning (materialer) Sludette  
 Fundamentering

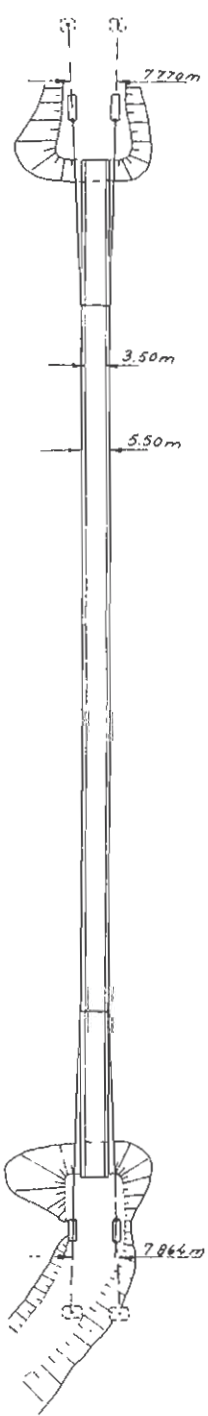
Spennvidde/kyvedde 13,50 + 13,74 + 13,300 + 15,74 + 15,50 m

Kurvev. b =	m	Gangbaner G =	2	Ø	0,50 m	Fringravsl. F =	3,50 m	
Fri bredde over fering	m	Fri bredde over rekkv.	4,70	m	Fri høyde over pl.	m	Fri høyde E bru	m
Konstruert for lastkl.	10	tonn	Endringer av lastkl./akselh.					
Overbygning:			Konstruert av:					
Bygd av:			Bygd av:					

Oppf. M = 1:1000



Grunnris M = 1:1000



Y. Høvdager. omfatter også 9' og 1' av alle stier i bru.

Forstøker/Uhv:

Tegner den

/B5



## **VEDLEGG 2**

**SINTEF prøvingsrapport 33028/31 og 37**



**SINTEF Bygg og miljø**  
Sement og betong

Postadresse: 7465 Trondheim  
Besøksadresse: Richard Birkelands vei 3  
Telefon: 73 59 52 24  
Telefaks: 73 59 71 36

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

# PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

**Statens vegvesen**  
**Telemark Vegkontor**  
**3709 SKIEN**

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Andreas Kåsa

OPPDRAGETS ART

**PRØVING AV UTBORET BETONG**  
**Vurdering av alkalireaktivitet**

**Bru nr 08-0556 Nautesund**  
**Byggeår: 1958**

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

pro\22m013\05\33028-4 Nautesund

FAGLIG ANSVARLIG

Ola Skjølsvold

RAPPORTNUMMER

33028/31

PROSJEKTNR

DATO

22M013.05

2002-12-03

SAKSBEARBEIDER

Marit Haugen og Trine Hynne  
Marit Haugen

ANT SIDER/VEDLEGG

8 (inkl. 4vedl.)

## 1 FELTREGISTRERING/PRØVEUTTAK

Konstruksjonen ble inspisert 2001-09-26 av oppdragsgiver (se vedlagte skjema i VEDLEGG 4). Utboring av kjerner ble utført av oppdragsgiver i september 2001.

## 2 PRØVEMATERIALET

SINTEF Bygg og miljø mottok 2001-10-03 12 stk borkjerner tatt fra 4 områder av brua, henholdsvis vestre tårn, vestre landkar, østre tårn og østre landkar. Prøvene var pakket i separate plastposer. De 3 kjernene fra vestre landkar ble undersøkt nærmere. SINTEF merket prøvene henholdsvis S4 I, II og III. Kjernenes lengde, diameter samt evt. kommentarer er gitt i Tabell 1.

**Tabell 1: Uttatte kjerner**

Prøve nr	merket	lengde (mm)	diameter (mm)	kommentar
S4	I	210	93	Virket fuktig
	II	260	93	Virket fuktig
	III	255	93	Virket fuktig

Ved ankomst ble det foretatt en visuell registrering av kjernene primært med hensyn på evt. riss og hvit utfelling i luftporer. Se Tabell 2.

For de 9 kjernene som ble boret ut fra henholdsvis vestre tårn, østre tårn og østre landkar (merket av SINTEF henholdsvis S3 I, II og III; S5 I, II og III; S6 I, II og III) ble det kun foretatt visuell registrering, samt bestemmelse av vanninnhold og porøsitet. Resultatene fra disse undersøkelsene er rapportert i SINTEF-prøvsrapport nr 33028/37.

**Tabell 2: Observasjoner i innsendte kjerner**

Prøve nr	merket	riss i overflate		hvit utfelling i luftporer
		rissvidde i overflata (mm)	dybde inn i betong (mm)	
S4	I	0,15	53	ja
	II	0,30-0,60	85	ja
	III	0,10	30	ja

### 3 UTFØRTE UNDERSØKELSER

Det er foretatt følgende undersøkelser av de innsendte borkjernene.

#### 3.1 Vanninnhold og porøsitet

Ved ankomst ble det splittet av 1 stk 50 mm skive fra indre del av hver borkjerne. Etter veiing ble skivene vannmettet, trykkmettet og tørket for bestemmelse av initielt fuktinnhold (in-situ fuktinnhold i konstruksjonen) og porøsitet (kapillær sugporøsitet og luftinnhold). Prøvingsmetoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616. Resultatene er gjengitt i VEDLEGG 1.

#### 3.2 Estimering av sement- og alkali-innhold

På grunnlag av målt sugporøsitet for borkjerner og pastainnhold bestemt ved punkttelling i hhv tynnslip og planslip er det foretatt estimering av sement- og alkali-innhold. Basert på resultatene fra punkttellingen er det også foretatt beregning av sand/steinforhold. Ved beregningen er tilslag > 4 mm definert som stein. Metoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616. Resultatene er gjengitt i VEDLEGG 1.

#### 3.3 Strukturanalyse

##### 3.3.1 Rissintensitet

Rissintensitet er bestemt ved telling i fluorescensimpregnert planslip under UV-belysning. Det ble talt totalt antall stein, antall stein med riss som går ut i sementpasta og antall riss i pasta. Stein er definert som tilslagskorn > 4 mm. Stein med riss og stein med riss som går ut i pasta er angitt som % av totalt antall stein, og antall riss i pasta som antall riss pr flateenhet. Metoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616. Resultatene er gjengitt i VEDLEGG 1.

##### 3.3.2 Strukturanalyse i tynnslip

Betongens vann/sement-innhold ble estimert i tynnslip ved sammenligning av lysintensitet med referanseslip i polarisasjonsmikroskop påmontert UV-filtre. Tynnslipene ble også undersøkt med hensyn på forekomst av alkaligel og reagerte bergarter. Metoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616. Resultatene er gjengitt i VEDLEGG 1.



### **3.4 Tilslagets bergarts- og mineralsammensetning**

Betongens tilslag ble separert ut fra pastaen ved frysing av vannmettet betong i flytende nitrogen og påfølgende sjokktining i mikrobølgeovn. Metoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616.

Utseparert tilslag ble fraksjonert

- sandandel 0-8 mm
- steinandel > 8 mm

Fraksjonen 4-8 mm ble kastet, fordi den sannsynligvis vil inneholde materiale fra både sand og stein.

Bestemmelse av bergarts- og mineralsammensetning for sand og stein ble bestemt ved punkt-telling i tynnslip i henhold til Kontrollrådet for betongprodukter, Tekniske bestemmelser for klasse P: "Metoder for prøving av betongtilslag". Metoden er detaljert beskrevet i SINTEF-rapport STF70 A93030 av juni 1993. Resultatene for sand- og steinfraksjonen er gjengitt i henholdsvis VEDLEGG 2 og VEDLEGG 3.

## **4 VURDERING AV RESULTATER**

### **4.1 Generelt**

Denne prøvingsrapporten gir en enkel presentasjon av resultatene fra utført prøving på bru nr 08-0556 Nautesund bygd i 1958. Resultatene vil sammen med øvrige resultater fra ulike konstruksjoner (i anonymisert form) danne grunnlag for vurderinger og anbefalinger gitt i FoU-prosjektet "Optimal utnyttelse av tilslagsressurser i Norge. Alkalireaksjoner i betong – oppfølgende feltprosjekt", jfr SINTEF-rapport nr STF22 A02616.

SINTEFs vurderinger gitt i kapittel 4.2-4.4 er basert på mottatt ferdig utfylt registreringsskjema, mottatte foto, samt de laboratorieundersøkelsene vi har utført. SINTEF har ikke vurdert hele konstruksjonen, og vi uttaler oss derfor primært om den undersøkte konstruksjonsdelen. Vi har ikke foretatt noen form for beregninger av bæreevne e.l., dvs. vi har ikke vurdert skadegrad og evt. konsekvenser av observerte skader. Våre vurderinger gir derfor ikke grunnlag for å anbefale evt. tiltak – dette krever nærmere undersøkelser av konstruksjonen.

### **4.2 Feltregistrering**

Feltregistreringen er ikke utført tilfredsstillende i henhold til brukerveiledning utarbeidet i FoU-prosjektet. Kun headingen i skjemaet er fylt ut. Med hensyn til skadebeskrivelse er det kun henvist til vedlagt foto av brua. Foruten to oversiktsfoto (ett over vestre del av brua og ett over østre del), er det 4 nærbilder fra hvert av områdene vestre tårn, vestre landkar, østre tårn og østre landkar. Alle nærbildene viser tydelige krakeleringssriss som minner sterkt om pågående alkali-reaksjoner. På nærbildene av hvert prøvetakingssted er rissviddemalen tapet på betongoverflaten. Basert på disse fotoene ser det ut til at rissviddene i overflaten der prøvene er tatt ut varierer fra ca 0,20-0,50 mm, både for vestre tårn, vestre landkar og østre tårn. For østre landkar ser krakeleringssrissene ut til å være litt mindre (ca 0,15 mm?), men det er i tillegg et foto av et grovt skrått/horisontalt riss i nedre del av landkaret (der prøve nr 1 er tatt ut – rissvidde ca 2,5 mm).

### 4.3 Laboratorieresultater

De 3 kjernene tatt ut fra vestre landkar (jfr mottatte foto) er undersøkt nærmere i laboratoriet. Rissviddene i kjerneoverflatene varierte fra 0,10-0,60 mm, og rissene gikk fra 10-85 mm inn i betongen (størst dybde av rissene der rissene i overflaten var størst). I planslipet ble det påvist forhold som indikerer alkalireaksjoner i et relativt stort omfang (dvs. ca 24 % av steinene hadde riss ut i pasta og det var en betydelig andel riss i selve pastaen, i tillegg til hvit utfelling i enkelte luftporer). I tynnslip ble det påvist at flere bergarter hadde reagert.

Undersøkelsene viste videre følgende betongsammensetning:

- 43 % risikobergarter (reaktive bergarter + tvilstilfeller) i sand
- 28 % risikobergarter (reaktive bergarter + tvilstilfeller) i stein
- alkali-innhold ca 4,7 kg/m<sup>3</sup> betong.

For 8 av de 9 kjernene som ble boret ut fra henholdsvis vestre tårn, østre tårn og østre landkar (merket av SINTEF henholdsvis S3 I, II og III; S5 I, II og III; S6 I, II og III - jfr SINTEF-prøvsingsrapport nr 33028/37) ble det påvist riss i kjerneoverflatene, og som gikk inn i betongen. Følgende variasjoner i rissvidder ble påvist: rissvidde 0,20-0,35 mm / dybde av riss 48-62 mm (vestre tårn); rissvidde 0,15-0,25 mm / dybde av riss 34-50 mm (østre tårn); rissvidde 0-0,15 mm / dybde av riss 0-45 mm (østre landkar).

### 4.4 Samlet vurdering

Fotodokumentasjon fra felt og resultater fra laboratorieundersøkelsene av innsendte betongkjerner indikerer begge at observerte nettriss på både brutårn og landkar har sammenheng med påviste alkalireaksjoner på den knapt 45 år gamle konstruksjonen. Resultatene viser videre at benyttet betongsammensetning er "reaktiv" i henhold til dagens regelverk nedfelt i Norsk Betongforenings publikasjon nr 21 (innholdet av risikobergarter med hensyn til alkalireaktivitet ligger godt over dagens kritiske grenseverdi på 20 %; alkali-innholdet ligger godt over dagens kritiske grenseverdi på 3,0 kg alkalier per m<sup>3</sup> betong).

**VEDLEGG 1**
**LABORATORIERESULTATER**
**Nantesund, bru nr 08-0556, Landkar**
**Vanninnhold og porøsitet, sement- og alkali-innhold, strukturanalyse**

Initielt vanninnhold (vekt %)		4,8
Kapillær vannmetningsgrad (vol %)		96,7
Sugporøsitet (vol %)		11,0
Luftinnhold (vol %)		2,0
Estimert sementinnhold (kg/m <sup>3</sup> )		345
Estimert alkaliinnhold, Na <sub>2</sub> O-ekv. (kg/m <sup>3</sup> )		4,7
Rissintensitet	stein m/riss (%)	42
	stein m/riss ut i pasta (%)	24
	riss i pasta (stk/cm <sup>2</sup> )	0,17
Sand/stein-forhold		46/54
Antatt vann/sement-forhold		0,46
Reagert tilslag		Det ble observert alkalireaksjoner forårsaket av bergartene finkornet kvartsitt, sandstein, ryolitt og kvartsrik bergart



**VEDLEGG 2**
**Nautesund, bru nr 08-0556, Landkar**
**Bergarts-mineralsammensetning for sand:**

<b>SAND – gjennomsnitt av 1-2 og 2-4 mm</b>	<b>VOL %</b>	<b>ALKALIREAKTIVITET</b>
Ryolitt	31	reaktiv
Kvartsitt, grovkornet/kvartskorn	24	ikke reaktiv
Gneis/granitt	20	ikke reaktiv
Mørk bergart (inkl. vulkansk bergart)	8	ikke reaktiv
Feltspatisk bergart/feltspat	5	ikke reaktiv
Kvartsitt, finkornet/kvarts-skifer	4	tvilstilfelle
Kvartsrik bergart	4	tvilstilfelle
Sandstein	2	reaktiv
Gråvakke	1	reaktiv
Kataklasitt	1	reaktiv

**Alkalireaktive bergarter i sand:**

	<b>Reaktive bergarter *</b>	<b>Tvilstifeller *</b>	<b>Ikke reaktive bergarter</b>
Sand	35 %	8 %	57 %

\* Innholdet av **risikobergarter** (reaktive bergarter + tvilstifeller) i **sanda** er **43 %**

**VEDLEGG 3**
**Nautesund, bru nr 08-0556, Landkar**
**Bergarts-mineralsammensetning for stein:**

<b>STEIN – nedknust 2-4 mm</b>	<b>VOL %</b>	<b>ALKALIREAKTIVITET</b>
Gneis/granitt	38	ikke reaktiv
Kvartsitt, grovkornet/kvartskorn	31	ikke reaktiv
Ryolitt	18	reaktiv
Kvartsitt, finkornet	6	tvilstifelle
Kvartsrik bergart	3	tvilstifelle
Mørk bergart	2	ikke reaktiv
Sandstein	1	reaktiv
Feltspatisk bergart	1	ikke reaktiv

**Alkalireaktive bergarter i stein:**

	<b>Reaktive bergarter *</b>	<b>Tvilstifeller *</b>	<b>Ikke reaktive bergarter</b>
Stein	19 %	9 %	72 %

\* Innholdet av **risikobergarter** (reaktive bergarter + tvilstifeller) i **steinen** er **28 %**

**BEFARINGSSKJEMA, ALKALIREAKSJONER**

Type konstr.: *VEGBRU*  
 Konstruksjon nr: *08-0556*  
 Navn på konstruksjon: *ALUTESUND 015-056*  
*VESTER TØRRELEDDAR*  
 Byggeår: *1958*

Fylke / kommune nr: *TELEMARK / SAUHERAD*  
 UTM - koordinater:  
 Feltundersøkelse gjort (år):  
 Dato / Underskrift: *14.01.2011 B. Hopperud*

Konstruksjon:	Påkjenning / bæring:	Konstruksjons-element <sup>1)</sup>	Antall <sup>2)</sup>		Miljø <sup>3)</sup>	Ingen riss	Nettriss			Viktige onkelriss <sup>3)</sup>			Foto	Skade-klasse	Kommentar		
			Totalt	Undersøkt			Midl. vidde	Maks. vidde	Areal (%)	Type	Antall	Rissvidde				Lokalisering	
Bru	Kritisk bærende:	Søyle / Pilar						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Bru	Kritisk bærende:	Bruåm						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Bru	Mindre kritisk bærende:	Drager / bjelke						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Bru	Mindre kritisk bærende:	Uarm. fundament						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Bru	Mindre kritisk bærende:	Plate						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Bru	Ikke bærende	Arm. fundament						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Kulvert	Kritisk bærende:	Landkar						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Kulvert	Kritisk bærende:	Vange						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Kulvert	Kritisk bærende:	Vegg / Tak						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
Kulvert	Kritisk bærende:	Vinge						mm	mm			mm					
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				
									mm	mm			mm				

*SE BILDER*

*SE BILDER*

**VEDLEGG 4**

\*) Miljø: SV= 1 sjøvann<sup>4)</sup> R= Regnpåvirket  
 FV= 1 ferskvann<sup>4)</sup> RV= Rennende vann  
 K= Kapillærpåvirket<sup>4)</sup> BU= Beskyttet utendørs

1) Ved andre element / bæresystemer, erstatt ett av de eksisterende  
 2) Ved behov (f.eks. 2 "skadefellere" / miljø), bruk begge linjene  
 3) Risstype / orientering: S = sikr, H = horisontal, V = vertikal  
 4) Sjøvann (SV), ferskvann (FV) og kapillærpåvirket (K) gjelder kun nedre konstr.del

skjema, alkallreg (SVV).xls / 2001-05-30 / versjon 4





**SINTEF Bygg og miljø**  
Sement og betong

Postadresse: 7465 Trondheim  
Besøksadresse: Richard Birkelands vei 3  
Telefon: 73 59 52 24  
Telefaks: 73 59 71 36

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

# PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

**Statens vegvesen**  
**Telemark Vegkontor**  
**3709 SKIEN**

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Andreas Kåsa

OPPDRAGETS ART

## PRØVING AV UTBORET BETONG

**Visuell kontroll og bestemmelse av vanninnhold og porøsitet for 19 serier med borkjerner tatt ut fra bruer i forbindelse med hovedinspeksjon i 2001**

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

pro\22m013\05\33028-vanninnhold

FAGLIG ANSVARLIG

Ola Skjølvold

RAPPORTNUMMER

33028/37

PROSJEKTNR

DATO

22M013.05

2002-12-03

SAKSBEARBEIDER

Marit Haugen og Trine Hynne

ANT SIDER/VEDLEGG

22(inkl.5vedl.)

## 1 FELTREGISTRERING/PRØVEUTTAK

Inspisering av de 14 brukonstruksjonene (se vedlagte skjema i VEDLEGG 5), samt utboring av betongkjerner ble utført av oppdragsgiver høsten 2001.

## 2 PRØVEMATERIALET

SINTEF har mottatt følgende to forsendelser med betongkjerner:

### 1.forsendelse:

**Prøvenes ankomst** 2001-10-03

**Mengde** 18 stk plastsekker á 3 stk utborede betongkjerner. Totalt 54 kjerner

**Merking** SINTEF merket prøveseriene S1 - S18

### 2.forsendelse:

**Prøvenes ankomst** 2001-11-01

**Mengde** 3 stk plastposer á 1 stk utborede betongkjerner

**Merking** SINTEF merket prøveserien S23

En oversikt over kjernenes lengde, diameter samt evt. kommentarer er gitt i VEDLEGG 1.

### **3 UTFØRTE UNDERSØKELSER**

#### **3.1 Generelt**

Resultatene fra prøving av betongkjernene fra 7 av de 14 bruene (totalt 7 serier à 3 kjerner) er rapportert i egne SINTEF prøvingsrapporter (nummerert henholdsvis 33028/30-35, samt 33028/38). I denne prøvingsrapporten (nr 33028/37) er det rapportert resultater fra prøving utført på de øvrige mottatte kjernene. For oversiktens skyld er imidlertid resultatene fra tilsvarende prøving på de 7 nevnte seriene også inkludert i tabellene.

#### **3.2 Visuell kontroll**

Ved ankomst ble det foretatt en visuell registrering av kjernene primært med hensyn på evt. riss og hvit utfelling i luftporer. Resultatene er presentert i VEDLEGG 2.

#### **3.3 Vanninnhold og porøsitet**

Ved ankomst ble det splittet av 1 stk 50 mm skive fra indre del av hver borkjerne. Etter veiing ble skivene vannmettet, trykkmettet og tørket for bestemmelse av initielt fuktinnhold (in-situ fuktinnhold i konstruksjonen) og porøsitet (kapillær sugporøsitet og luftinnhold). Prøvmetoden er nærmere beskrevet i SINTEF-rapport STF22 A02616. Resultatene er gjengitt i VEDLEGG 3.

### **4 KOMMENTARER TIL RESULTATENE**

#### **4.1 Generelt**

Denne prøvingsrapporten gir en enkel presentasjon av resultatene fra utført prøving (visuell kontroll, vanninnhold og porøsitet) på 14 bruer i Telemark. Resultatene vil sammen med øvrige resultater fra ulike konstruksjoner (i anonymisert form) danne grunnlag for vurderinger og anbefalinger gitt i FoU-prosjektet "Optimal utnyttelse av tilslagsressurser i Norge. Alkali-reaksjoner i betong – oppfølgende feltprosjekt", jfr SINTEF-rapport nr STF22 A02616.

SINTEF har ikke vurdert noen av konstruksjonene nærmere i denne prøvingsrapporten. I denne forbindelse henviser vi til egne SINTEF prøvingsrapporter for 7 av de 14 bruene (nummerert henholdsvis 33028/30-35, samt 33028/38).

#### **4.2 Feltregistreringer**

Kopi av de mottatte ferdig utfylte registreringsskjemaene er gitt i VEDLEGG 5. I VEDLEGG 4 er det sammenstilt data vedr. rissregistreringer (hentet fra skjemaene). I tillegg har SINTEF kommentert rissomfang på bruene basert på mottatte foto. Som det fremgår av tabellen og også av noen av de øvrige prøvingsrapportene (jfr avsnitt 4.1) er det flere steder avvik mellom registreringer gjort på skjemaet og det som kan observeres ut fra fotoene. I slike tilfeller mener vi at fotoene gir det beste bilde av skadesituasjonen.

### 4.3 Vanninnhold og porøsitet

Resultatene fra bestemmelse av porøsitet og vanninnhold er gitt i VEDLEGG 3. I tabell 1 er det gitt en oversikt over de bestemte verdiene.

<b>Parameter</b>	<b>Middelverdi</b>	<b>Maksimum verdi</b>	<b>Minimum verdi</b>
Initielt vanninnhold (vekt %)	6,0	9,3	3,6
Kapillær vannmetningsgrad (vol %)	93,7	98,8	85,1
Sugporøsitet (vol %)	13,7	18,5	9,9
Luftinnhold (vol %)	3,2	6,8	1,4



**Uttatte kjerner**
**VEDLEGG 1**

Konstruksjon	Kjerner merket	lengde (mm)	diameter (mm)	kommentar	
Spjotsodd bru (øvre tårn)	S1	I	275	93	Virket fuktig
		II	245	93	Virket fuktig
		III	210	93	Stedvis litt fuktig
Spjotsodd bru (nedre tårn)	S2	I	255	93	Virket fuktig
		II	170	93	Virket tørr
		III	245	93	Virket fuktig
Nautesund bru (vestre tårn)	S3	I	250	93	Virket fuktig
		II	250	93	Virket fuktig
		III	270	93	Virket fuktig
Nautesund bru (vestre landkar)	S4	I	210	93	Virket fuktig
		II	260	93	Virket fuktig
		III	255	93	Virket fuktig
Nautesund bru (østre tårn)	S5	I	250	93	Virket fuktig
		II	?	93	Virket fuktig
		III	250	93	Virket fuktig
Nautesund bru (østre landkar)	S6	I	?	93	Virket tørr
		II	270	93	Virket fuktig
		III	310	93	Virket fuktig
Berge bru (landkar)	S7	I	280	93	Stedvis fuktig. Porøs betong
		II	260	93	Stedvis fuktig. Porøs betong
		III	260	93	Stedvis fuktig. Porøs betong
S. Løkedalen bru (ledekant)	S8	I	280	93	Virker fuktig
		II	180	93	Virker fuktig
		III	240	93	Virket fuktig
Kvinndalsbekken bru (landkar)	S9	I	285	93	Stedvis fuktig. Porøs betong
		II	250	93	Virket tørr. Porøs betong.
		III	270	93	Stedvis fuktig. Porøs betong
Herre bru (ledekant)	S10	I	150	93	Virket fuktig
		II	200	93	Virket fuktig
		III	195	93	Virket fuktig
Juve bru (ledekant)	S11	I	270	93	Virket litt fuktig
		II	275	93	Virket fuktig
		III	240	93	Virket fuktig
Gravå bru (plate)	S12	I	220	93	Virket fuktig. Porøs betong
		II	250	93	Virket fuktig. Porøs betong
		III	235	93	Virket fuktig. Porøs betong
Haugfoss bru (ledekant)	S13	I	120	93	Virket fuktig
		II	170	93	Virket fuktig
		III	125	93	Virket fuktig
Haugfoss bru (landkar)	S14	I	265	93	Virket fuktig. Porøs betong
		II	280	93	Virket fuktig. Porøs betong
		III	260	93	Virket fuktig. Porøs betong
Grave bru (ledekant)	S15	I	280	93	Fuktig. Store luftporer
		II	280	93	Virket fuktig
		III	300	93	Virket fuktig
Leirfall bru (ledekant)	S16	I	225	93	Virket fuktig. Porøs betong
		II	240	93	Virket fuktig. Porøs betong
		III	225	93	Virket fuktig. Porøs betong
Breivik bru (ledekant)	S17	I	205	93	Fuktansamlinger
		II	265	93	Fuktansamlinger
		III	255	93	Fuktansamlinger
Breivikkleivane bru (ledekant)	S18	I	250	93	Virket fuktig
		II	255	93	Virket fuktig
		III	280	93	Fuktansamlinger
Haugsjåsund bru (søyle)	S23	I	320	93	Virket tørr. Grove luftporer
		II	270	93	Virket fuktig
		III	320	93	Virket fuktig. Grove luftporer

**Observasjoner i innsendte kjerner**
**VEDLEGG 2**

Konstruksjon	Kjerner merket		riss i overflate		hvit utfelling i luftporer
			Maks rissvidde i overflata (mm)	dybde inn i betong (mm)	
Spjotsodd bru (øvre tårn)	S1	I	0,075	10	ja
		II	0,075	25	ja
		III	-	-	ja
Spjotsodd bru (nedre tårn)	S2	I	-	-	ja
		II	0,10	0	ja
		III	0,10	15	ja
Nautesund bru (vestre tårn)	S3	I	0,25	62	ja
		II	0,20	48	ja
		III	0,35	60	ja
Nautesund bru (vestre landkar)	S4	I	0,15	53	ja
		II	0,60	85	ja
		III	0,10	30	ja
Nautesund bru (østre tårn)	S5	I	0,20	34	ja
		II	0,25	50	ja
		III	0,15	42	ja
Nautesund bru (østre landkar)	S6	I	-	-	ja
		II	0,075	10	ja
		III	0,15	45	ja
Berge bru (landkar)	S7	I	-	-	ja
		II	-	-	ja
		III	-	-	nei
S. Løkedalen bru (ledekant)	S8	I	-	-	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	nei
Kvinndalsbekken bru (landkar)	S9	I	-	-	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	nei
Herre bru (ledekant)	S10	I	-	-	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	nei
Juve bru (ledekant)	S11	I	0,05	0	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	ja
Gravå bru (plate)	S12	I	-	-	nei
		II	-	-	ja
		III	-	-	ja
Haugfoss bru (ledekant)	S13	I	0,15	10	ja
		II	0,15	15	ja
		III	0,075	25	nei
Haugfoss bru (landkar)	S14	I	-	-	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	nei
Grave bru (ledekant)	S15	I	-	-	ja
		II	-	-	nei
		III	-	-	ja
Leirfall bru (ledekant)	S16	I	0,075	0	nei
		II	0,05	10	nei
		III	0,075	7	nei
Breivik bru (ledekant)	S17	I	0,05	5	nei
		II	-	-	nei
		III	0,05	0	ja
Breivikkleivane bru (ledekant)	S18	I	-	-	nei
		II	-	-	nei
		III	-	-	nei
Haugsjåsund bru (søyle)	S23	I	0,10	10	ja
		II	0,075	0	nei
		III	0,075	0	ja

**VEDLEGG 3**
**Resultater fra vanninnhold og porøsitet**

Konstruksjon	Merking	Initielt vanninnhold (vekt %)	Kapillær vannmetn.grad (vol %)	Suggorøsitet (vol %)	Luftinnhold (vol %)
Spjotsodd bru (øvre tårn)	S1	5,3	88,7	12,6	3,5
Spjotsodd bru (nedre tårn)	S2	4,8	85,1	12,2	4,8
Nautesund bru (vestre tårn)	S3	3,6	85,4	9,9	1,6
Nautesund bru (vestre landkar)	S4	4,8	96,7	11,0	2,0
Nautesund bru (østre tårn)	S5	3,8	88,5	10,1	1,4
Nautesund bru (østre landkar)	S6	6,4	98,5	14,2	2,5
Berge bru (landkar)	S7	6,7	94,2	14,5	3,8
S.Løkedalen bru (ledekant)	S8	7,9	97,4	17,2	2,9
Kvinndalsbekken bru, (landkar)	S9	7,0	92,8	15,5	5,8
Herre bru (ledekant)	S10	5,1	88,3	12,8	3,0
Juve bru (ledekant)	S11	5,4	98,8	12,4	2,7
Gravå bru (plate)	S12	6,9	96,6	15,2	2,8
Haugfoss bru (ledekant)	S13	7,1	98,1	17,3	1,2
Haugfoss bru (landkar)	S14	9,3	97,8	18,5	6,8
Grave bru (ledekant)	S15	6,4	94,1	14,1	4,0
Leirfall bru (ledekant)	S16	6,6	97,0	14,0	3,7
Breivik bru (ledekant)	S17	6,0	92,3	13,7	2,2
Breivikkeivane bru, (ledekant)	S18	5,7	97,4	12,6	2,0
Haugsjåsund bru (søyle)	S23	5,3	93,1	12,6	4,3



**VEDLEGG 4**
**Rissregistreringer**

Konstruksjon	Merking	Nettriss i felt (fra skjema)		Maks rissvidde i kjerne- overflate (mm) <sup>1)</sup>	Riss fra foto	
		maks rissvidde (mm)	Rissareal		Rissvidde (mm) <sup>2)</sup>	Kommentar
Spjotsodd bru (øvre tårn)	S1	ikke angitt	ikke angitt	0,075	-	Tydelig nettriss
Spjotsodd bru (nedre tårn)	S2	ikke angitt	ikke angitt	0,10	-	Tydelig nettriss
Nautesund bru (vestre tårn)	S3	ikke angitt	ikke angitt	0,35	0,50	Tydelig nettriss
Nautesund bru (vestre landkar)	S4	ikke angitt	ikke angitt	0,60	0,50	Nettriss
Nautesund bru (østre tårn)	S5	ikke angitt	ikke angitt	0,25	0,45	Tydelig nettriss
Nautesund bru (østre landkar)	S6	ikke angitt	ikke angitt	0,15	0,15	Nettriss
Berge bru (landkar)	S7	ingen	-	-	-	Ingen riss
S.Løkedalen bru (ledkant)	S8	ingen	-	-	-	Ingen riss (lite foto)
Kvinndalsbekken bru, (landkar)	S9	ingen	-	-	-	Ingen riss
Herre bru (ledkant)	S10	ingen	-	-	-	Ingen riss
Juve bru (ledkant)	S11	ingen	-	0,05	-	Ingen riss
Gravå bru (plate)	S12	ingen	-	-	-	Ingen riss (dårlig foto)
Haugfoss bru (ledkant)	S13	ingen	-	0,15	-	Nettriss
Haugfoss bru (landkar)	S14	ingen	-	-	-	Ingen riss
Grave bru (ledkant)	S15	ingen	-	-	-	Ingen riss (lite foto)
Leirfall bru (ledkant)	S16	ingen	-	0,075	-	Tydelig nettriss
Breivik bru (ledkant)	S17	ingen	-	0,05	-	Litt nettriss
Breivikkleivane bru, (ledkant)	S18	ingen	-	-	-	Ingen riss (dårlig foto)
Haugsjåsund bru (søyle)	S23	?	ikke angitt	0,10	0,30	Tydelig nettriss

1) Målt i laboratoriet (jfr VEDLEGG 3)

2) Disse rissviddene er antatt av SINTEF basert på vedlagte foto av riss med pålagt rissmåler

## **VEDLEGG 3**

**Fotodokumentasjon – befaring 22.-23. juni 2009**



Foto 1 Brua sett fra landkar i akse 6.



Foto 2 Ved akse 1, stabbestein mot nord.





Foto 3 Ved akse 1, stabbestein mot nord.



Foto 4 Kantbjelke ved landkar i akse 1.





Foto 5 Landkar i akse 1 – nordre vingemur. ORI-felt og merking for utboring av kjerner.

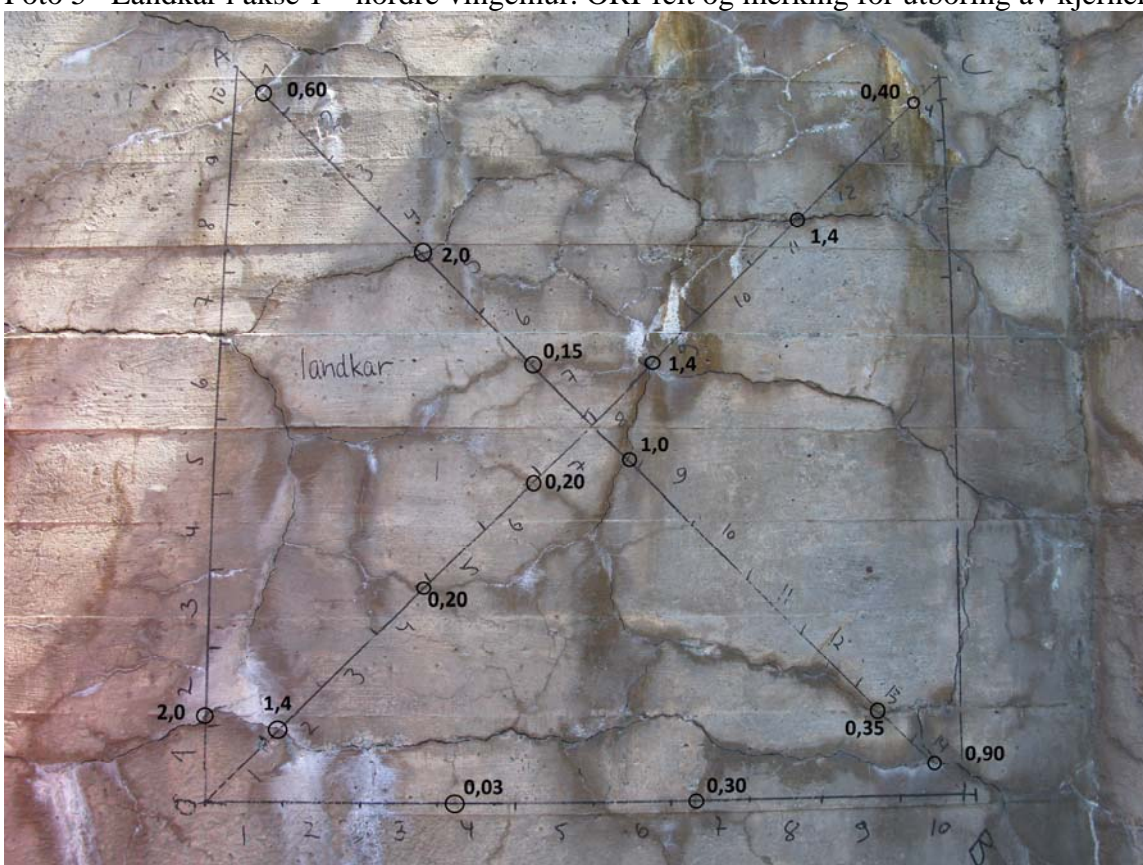


Foto 6 Landkar akse 1 – nordre vingemur. ORI-felt påtegnet målte rissvidder.





Foto 7 Tårnsøyle 3S. Rissvidder målt til 0,60 mm (øverst) og 0,90 mm (nederst).

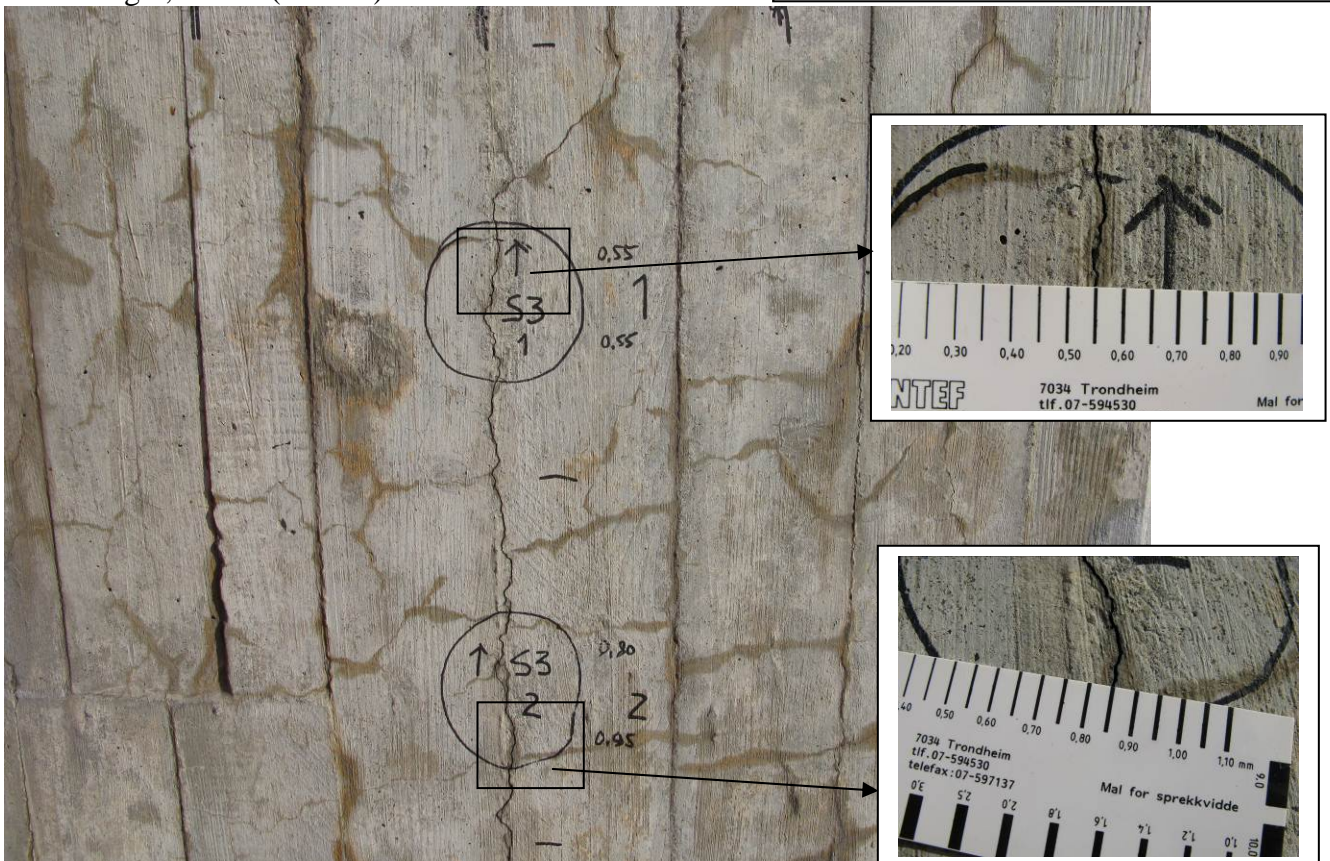


Foto 8 Tårnsøyle 3S. Rissvidder målt til 0,55 mm (øverst) og 0,85 mm (nederst).





Foto 9 Tårnsøyle 3S. Oversikt mot rigel.



Foto 10 Tårntopp 3S.





Foto 11 Tårnsøyle 3N, flate mot sør. Oversiktsbilde.

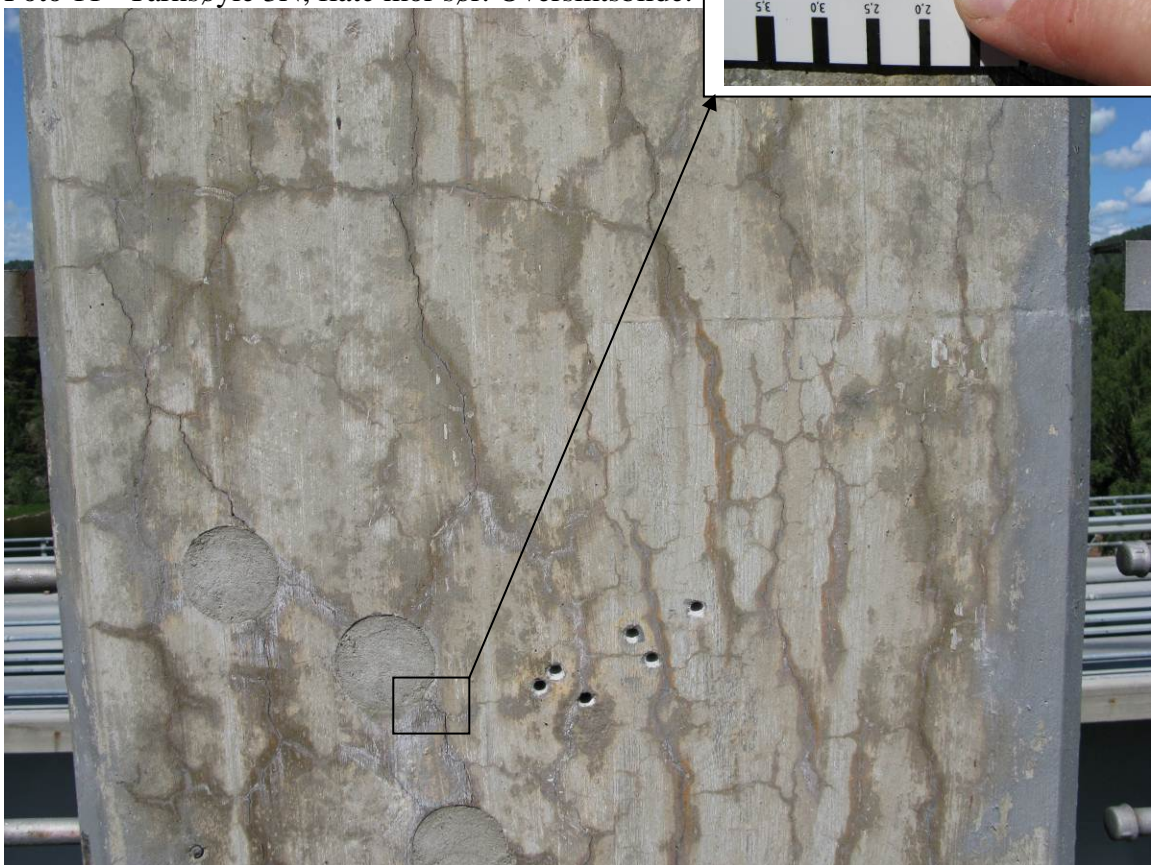


Foto 12 Tårnsøyle 3N, flate mot sør. Rissvidde målt til 0,80 mm.



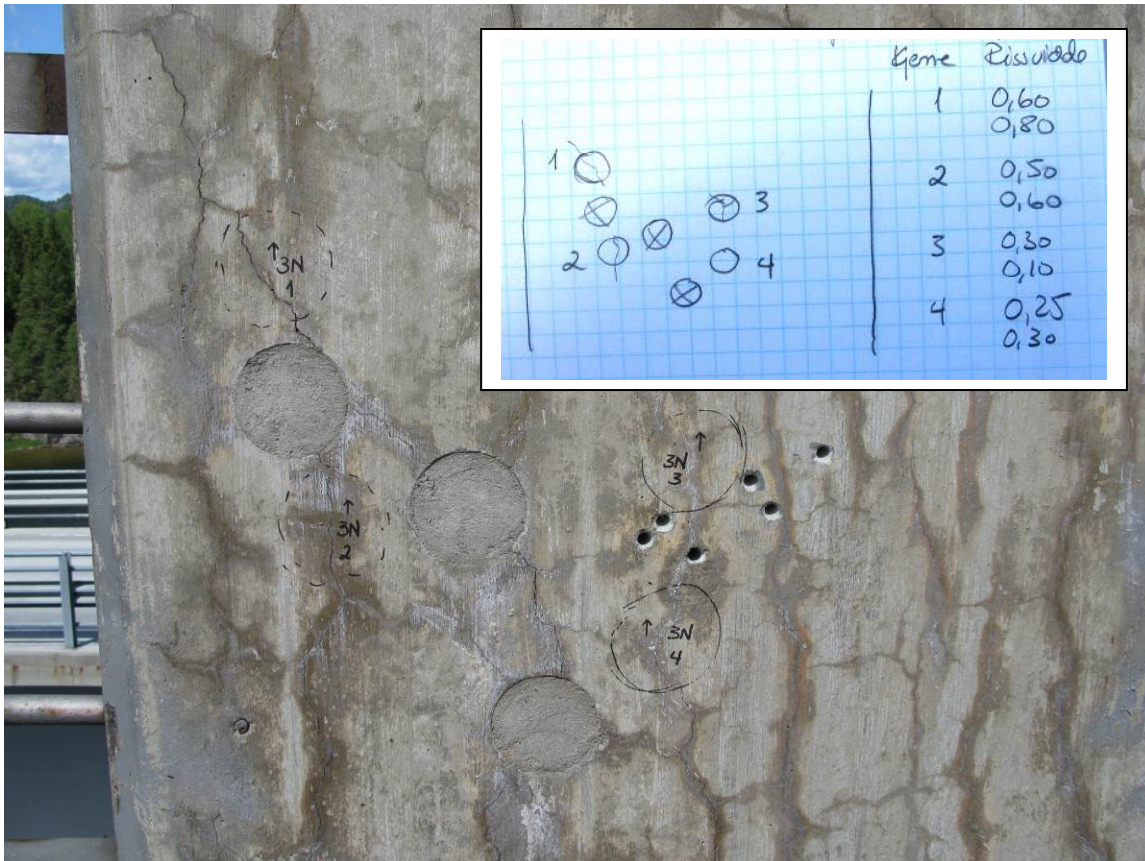


Foto 13 Tårnsøyle 3N, flate mot sør. Merket for utboring av fire kjerner. Rissvidder målt innenfor hver merket kjerne er angitt i innfelt foto. Gjenstøpte borhull fra prøvetaking i 2001.



Foto 14 Tårnsøyle 3S, flate mot øst.





Foto 15 Tårnsøyle 3N, oversikt mot rigel.

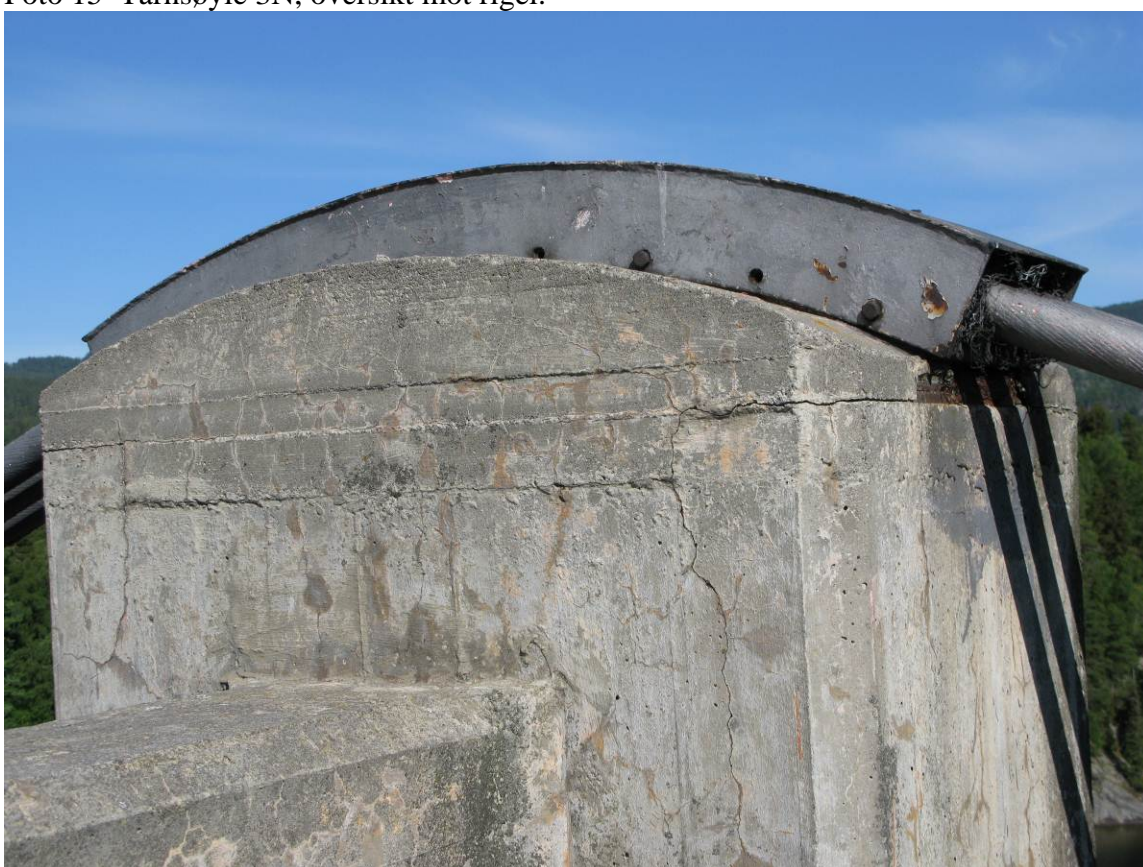


Foto 16 Tårntopp 3N.





Foto 17 Rigel i akse 3 – flate mot øst. Krakeleringriss.





Foto 18 Rigel i akse 3 – flate mot øst. Målte rissvidder påtegnet.



Foto 19 Rigel i akse 3 – flate mot øst. Nærbilde av målsatte riss på foregående bilde.



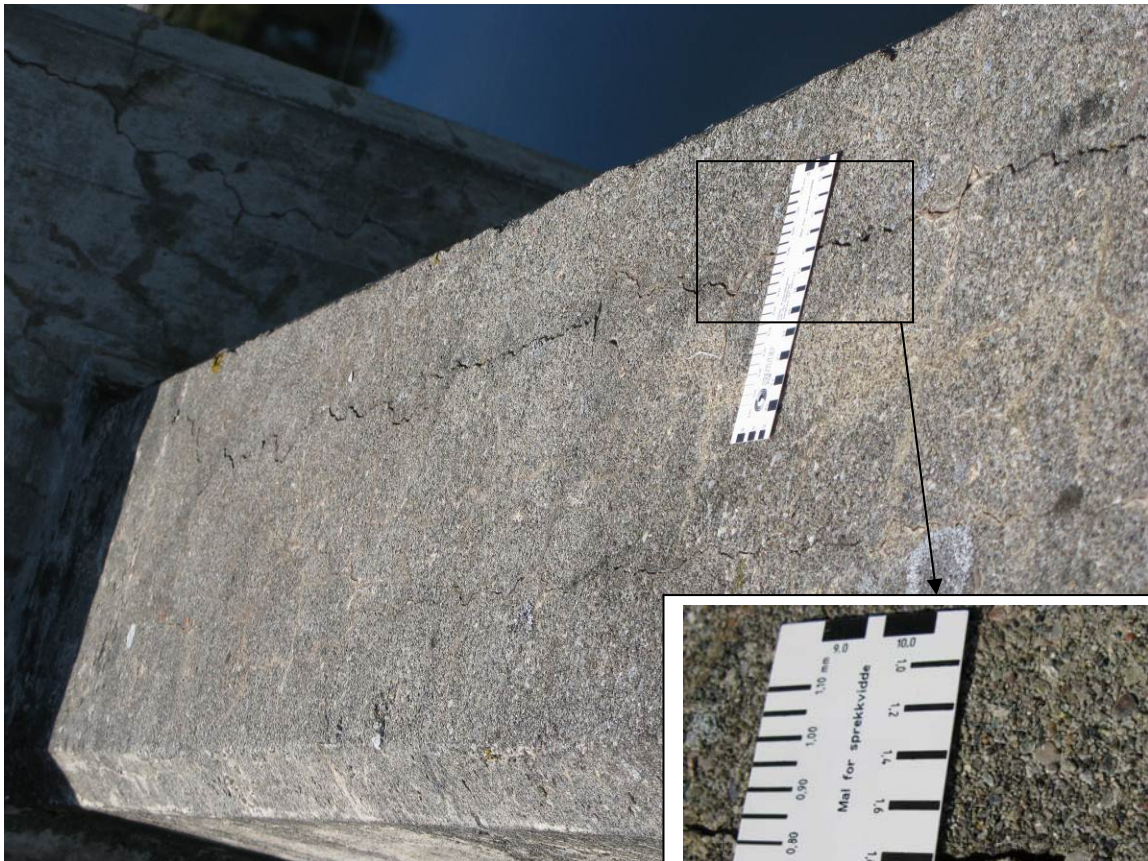


Foto 20 Rigel i akse 3 – toppflate.  
Rissvidde målt til 1,8 mm.

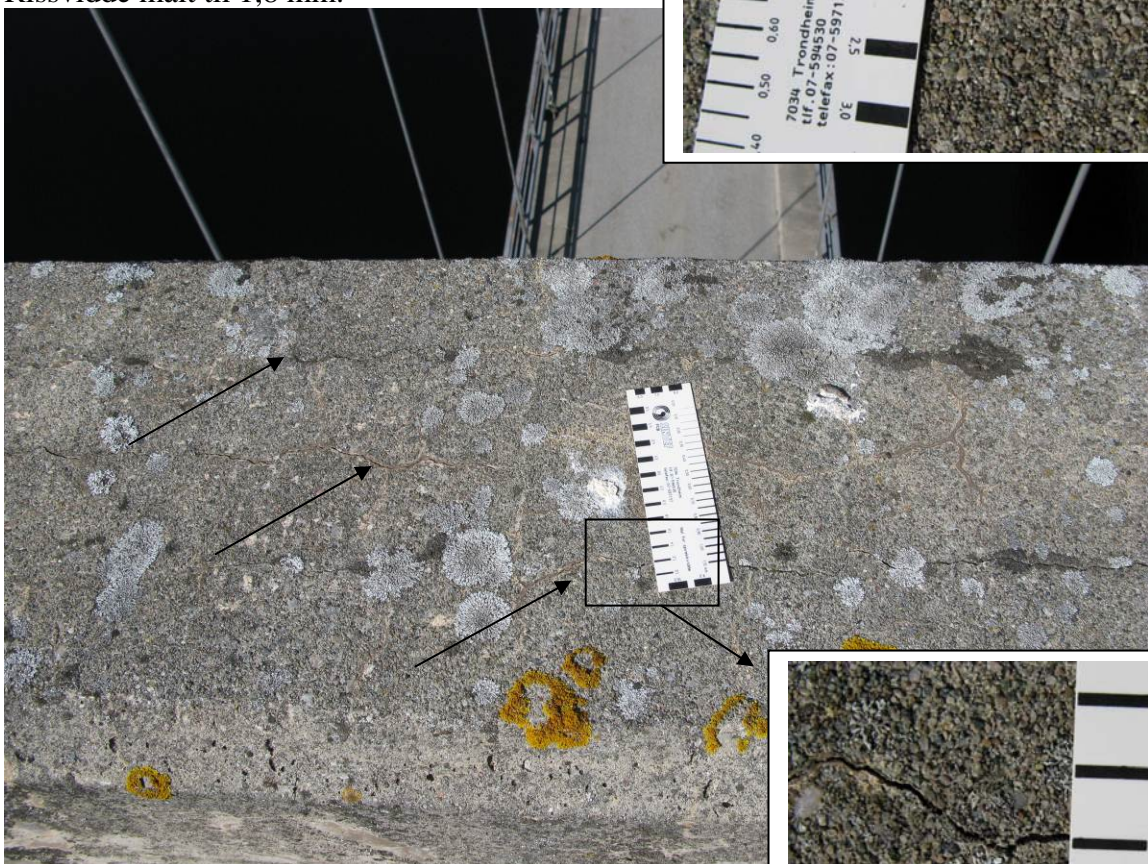


Foto 21 Rigel i akse 3 – toppflate. Tre langsgående riss.  
Rissvidde målt til 1,0 mm (korrigert i forhold til risslinjal).





Foto 22 Rigel i akse 3 – toppflate. Langsgående riss med rissvidde 2,5 mm.

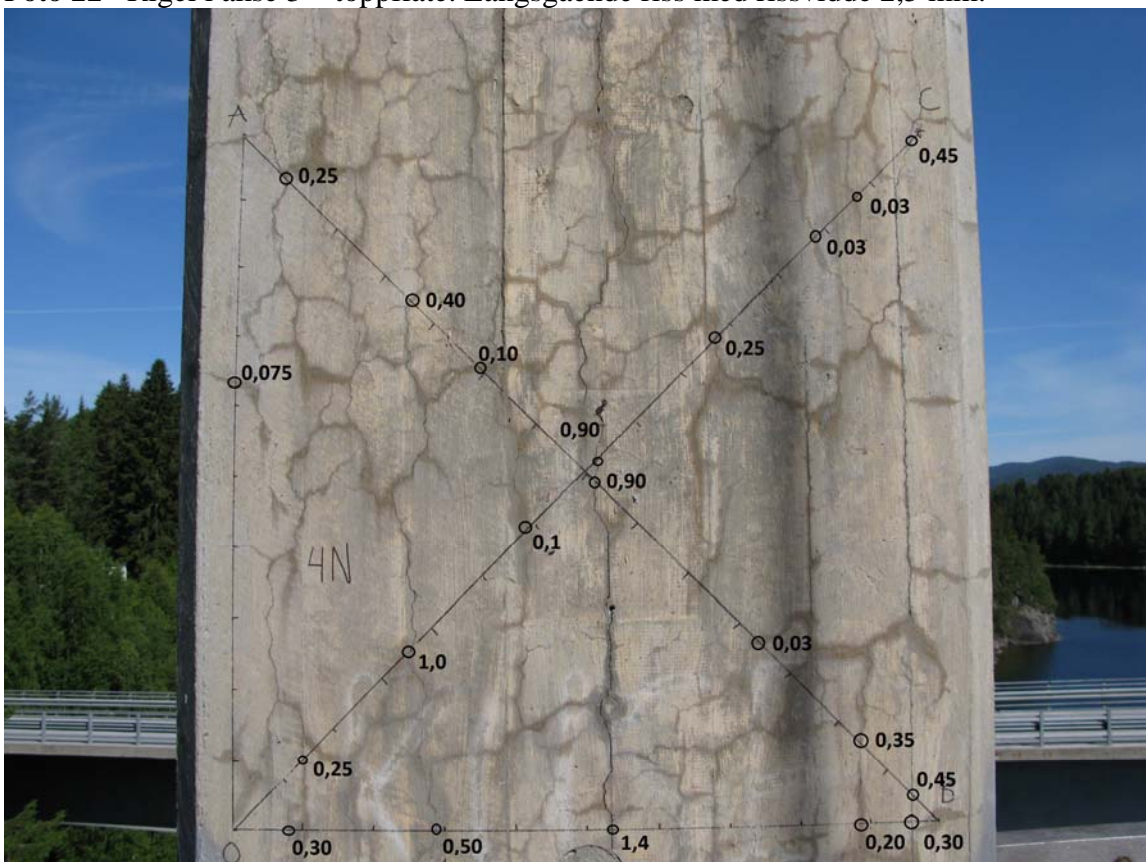


Foto 23 Tårnsøyle 4N, flate mot sør. ORI-felt påtegnet målte rissvidder.





Foto 24 Tårnsøyle 4N, flate mot sør. Merket for utboring av kjerner.

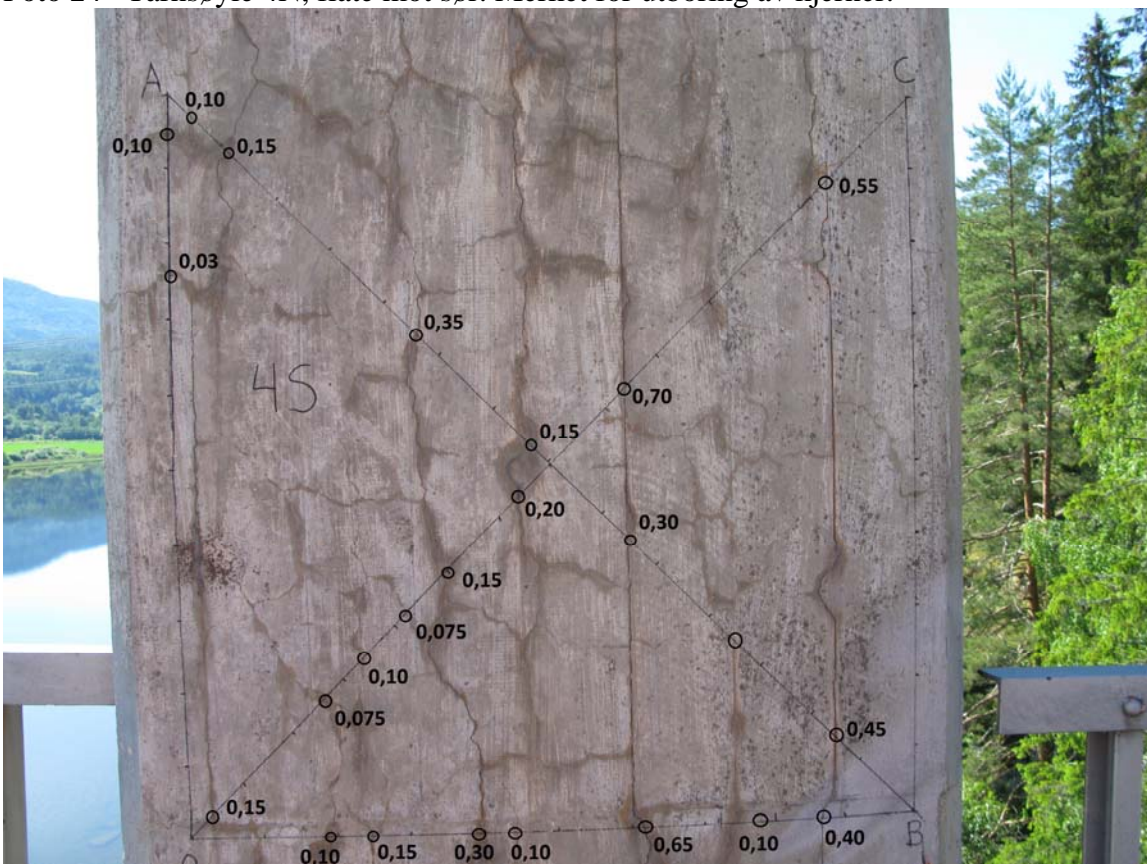


Foto 25 Tårnsøyle 4S, flate mot nord. ORI-felt påtegnet målte rissvidder.





Foto 26 Rigel i akse 4.



Foto 27 Kantbjelke ved landkar i akse 6.



Foto 28 Landkar i akse 6 flate mot sør. Gjenstøpte hull etter prøvetaking i 2001.

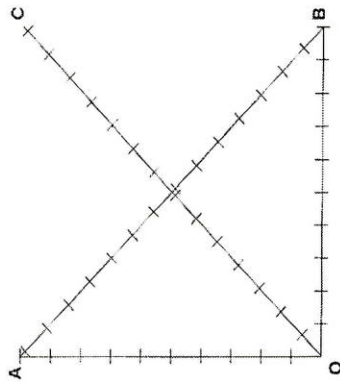
## **VEDLEGG 4**

### **Rissviddemålinger – utfylte skjema**



# Overflateriss-indeks - Registreringsskjema

Konstruksjon: Nantesund  
 Dato: 23/6-09  
 Kontrollør: Jan, Andina  
 Vær, temp.: \_\_\_\_\_  
 Felt nr./Konst. del: Torn 35 (østre)  
 Foto: \_\_\_\_\_



Dominerende riss tegnes inn på figuren

Intervall	Akse										Antall riss	Rissvidde (mm)		"ORI"	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		total	total / m		
OA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0	✓	✓
OB	0,05	-	0,50	0,075	0/0,075	-	-	-	-	-	9	1,86	1,86	✓	✓
	0,75	-	-	0,05	0/0,30	-	-	-	-	-	1,0	1,86	1,86	✓	✓
OC	0	-	0,05	0,25	-	-	-	-	-	-	11	1,22	0,87	✓	1,12
	0,075	0,15	-	-	0,30	-	-	-	-	-	1,4	1,22	0,87	✓	1,12
AB	0/0,05	-	0,15	0/0,10	-	-	-	-	-	-	12	2,44	1,74	✓	✓
	0,20	0,15	0	0,55	-	-	-	-	-	-	1,4	2,44	1,74	✓	✓
	0/0,05	0,25	-	Eva forto 0,5	-	-	-	-	-	-	1,4	2,44	1,74	✓	✓
	-	0,10	0/0,05	0,50	-	-	-	-	-	-	1,4	2,44	1,74	✓	✓

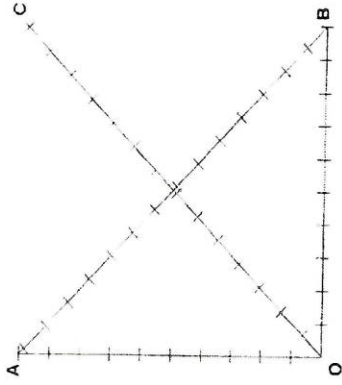
Kommentarer: \_\_\_\_\_

Controlled 9/7-09 Edo

# Overflateriss-indeks - Registreringsskiema

Konstruksjon: Nauterind  
 Kontrollør: Jay Audun  
 Felt nr./Konst. del: Törn 3N (østre)

Dato: 23/6-09  
 Vær, temp.: Sol, ~20°C  
 Foto:



Dominerende riss tegnes inn på figuren

Intervall Akse	1		2		3		4		5		Antall riss	Rissvidde (mm)		"ORI"
	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15		total	total / m	
OA	-	0	0	0	0	0	0	0	0	0	14	0,75 0,50	0,75 0,50	
OB	0,30/0,05	0,20	0	0,05/0,05	0,15	0,05/0,10	0,075	0,30	0,30	0	15	2,14	2,14	1,64
OC	0,10/0,05/0,20	0,05/0,10	0,20/0,075/0	0,05/0	0,05/0,10	0,05/0,10	0,35/0,10	0,05/0,25/0	0,25	0	23	2,98	2,13	1,69
AB	0,50	0/0	0	0,05/0	0,25	0,05/0,10	0,05/0,10	0,05/0,10	0	0	19	2,14	1,53	

Kommentarer:

kontrollert 9/7-09 ELo

# Overflateriss-indeks - Registreringsskiema

Konstruksjon: Navtesund

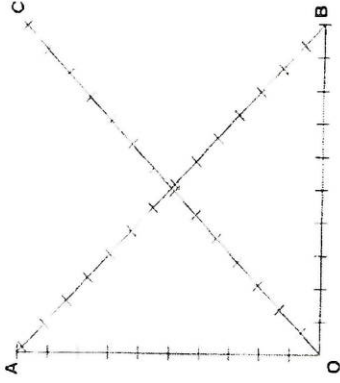
Dato: 23/6-09

Kontrollør: \_\_\_\_\_

Vær, temp.: \_\_\_\_\_

Felt nr./Konst. del: Tårn 59 (vestre)

Foto: \_\_\_\_\_



Dominerende riss tegnes inn på figuren

Intervall	Akse										Antall riss	Rissvidde (mm)		"ORI"
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		total	total / m	
OA	0,05	-	0	0,1	0/0,1	0	0	0	-	0,1	9	0,5	0,5	
OB	0,05/0,10	0,10	0,15/0	0,30	0,10	0	0	0,30	0,10	0,10	12	2,04	2,04	
	-	0,65	0,10/0	0/0,90	-	0	0	0/0,90	-	-	21	2,61	1,86	1,44
OC	0/0,15/0	0/0/0	0/0,075	0,10/0/0	0,075/0/0,15	0	0	0,10/0/0	0,075/0/0,15	0,075/0/0,15	21	2,61	1,86	1,44
	0,2/0	0,2	-	0,7	-	0	0	0,7	-	-	12	1,89	1,35	
AB	0,075/0	-	0,55	-	-	0	0	-	-	-	12	1,89	1,35	
	0,10/0,075	0,15	0/0	0,075/0,30	0,35	0	0	0,075/0,30	0,35	-	12	1,89	1,35	
	-	0,15	-	-	-	0	0	-	-	-	12	1,89	1,35	
	0,75	-	0,45	-	-	0	0	-	-	-	12	1,89	1,35	

Kommentarer:

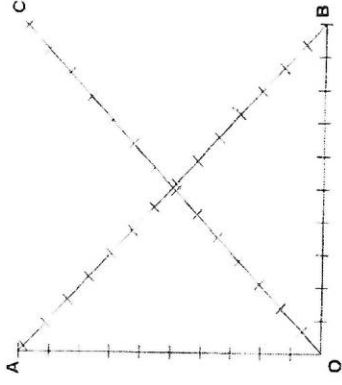
Satt tall 0,15 etter studie av foto.

Kontrollert 9/7-09 ER



# Overflateriss-indeks - Registreringsskjema

Konstruksjon: Narvesund  
 Dato: 23/6-09  
 Kontrollør: Fv/Re  
 Vær, temp.: \_\_\_\_\_  
 Felt nr./Konst. del: 4N  
 Foto: \_\_\_\_\_



Dominerende riss tegnes inn på figuren

Intervall	Rissvidde (mm)										Antall riss	Akse-lengde (m)	total	total / m	"ORI"	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10						
Akse	11	12	13	14	5	10										
OA	—	0	—	0,075	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,24	0,24	✓
	—	0,075	0	0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,15	3,15	✓
OB	0,3	0	0,5	—	—	—	—	—	—	0,075, 0	—	—	—	3,15	3,15	✓
	1,4	0,075, 0,15	0	0,0, 0,2	0,3	—	—	—	—	—	—	—	—	3,18	2,27	✓
	0,075	0,25, 0	—	1,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,18	2,27	✓
OC	0,0,1	—	0,9	—	—	—	—	—	—	0,25	—	—	—	3,14	2,24	✓
	—	0	0	0,0,45	—	—	—	—	—	—	—	—	—	3,14	2,24	✓
	0,0,2,0,25	—	0	0,4	0,10	—	—	—	—	—	—	—	—	3,14	2,24	✓
AB	0,0	0,1	0,0,35	0,45	0,075	—	—	—	—	—	—	—	—	3,14	2,24	✓

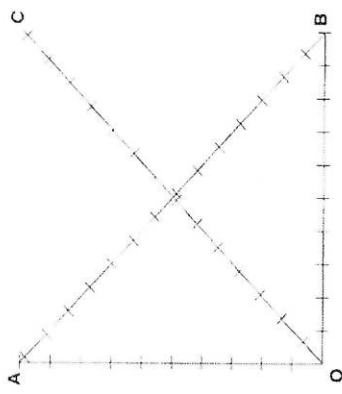
Kommentarer:

0-registreringer er ved summering satt til 0,03

kontrollert 9/7-09  
 ER

# Overflateriss-indeks - Registreringsskjema

Konstruksjon: Nautessund Dato: 23/6-09  
 Kontrollør: Eva Per Vær, temp.: \_\_\_\_\_  
 Felt nr./Konst. del: handkar Foto: \_\_\_\_\_



Dominerende riss tegnes inn på figuren

Intervall	Akse										Antall riss	Rissvidde (mm)		"ORI"			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		11	12		13	14	total
OA	—	2.0, 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.62	5.62	✓
OB	0	3.0, 0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.65	0.65	✓
OC	0.1	0.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.96	4.26	✓
AB	0	0, 0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4, 0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	5.56	3.97	✓
	0.1	1.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.63		✓

Kommentarer: \_\_\_\_\_

Kontrollert 9/7-09 Edo

## **VEDLEGG 5**

**Foto av utborede kjerner**





Kjerne 3N1





Kjerne 3N2





Kjerne 3N3





Kjerne 3N4





Kjerne 3S1





Kjerne 3S2





Kjerne 3S3





Kjerne 3S4





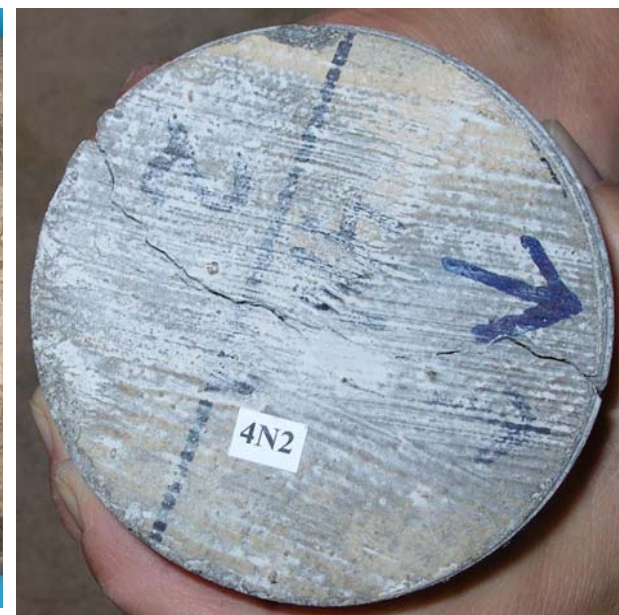
Kjerne 3S5





Kjerne 4N1





Kjerne 4N2





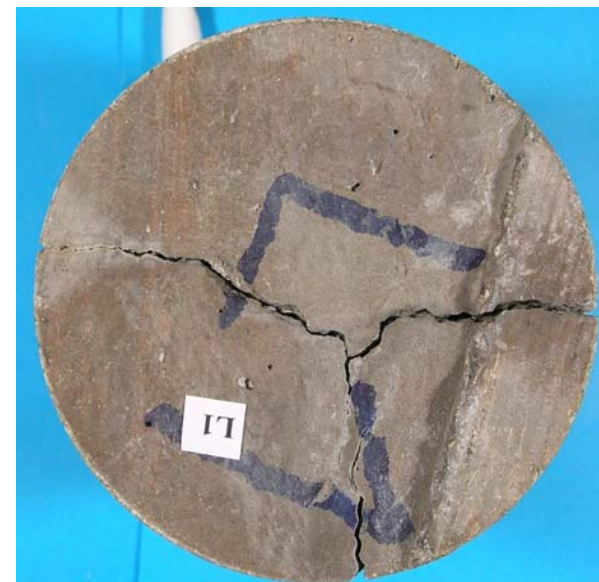
Kjerne 4N3





Kjerne 4N4





Kjerne L1



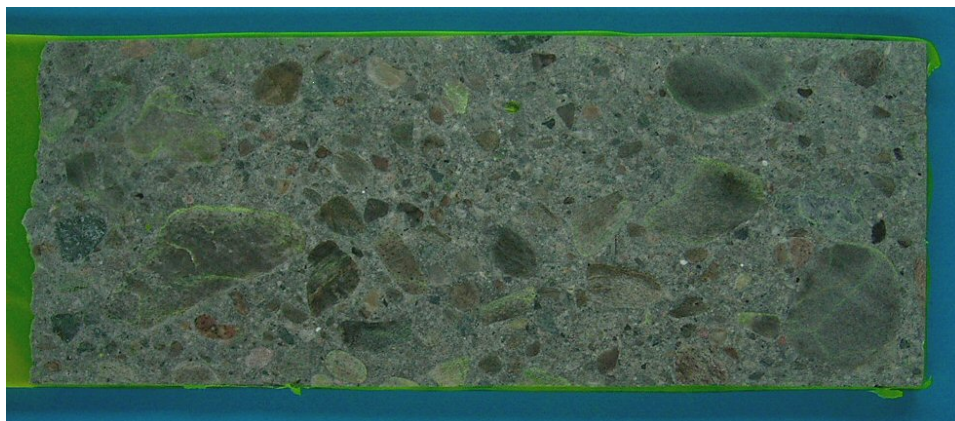


Kjerne L2

## **VEDLEGG 6**

**Foto av planslip – i normal- og UV-belysning**





3N1B



3N1A

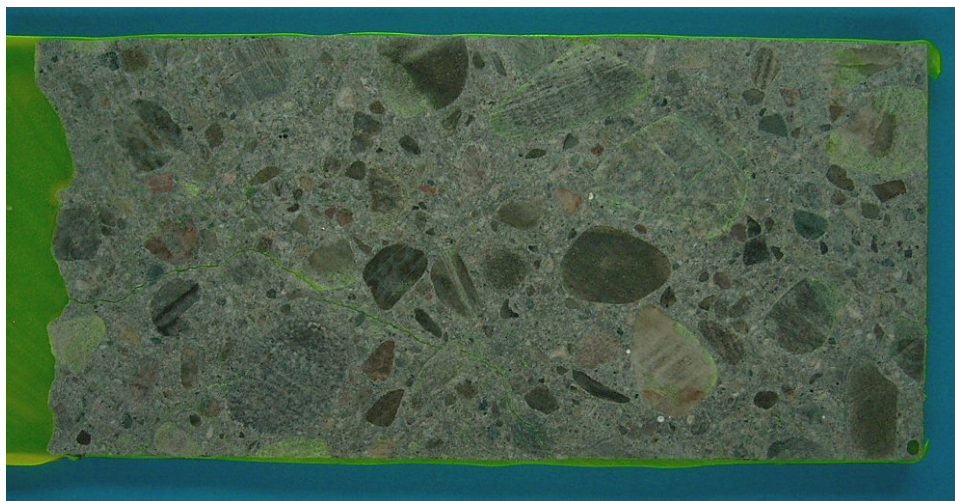


3N2B

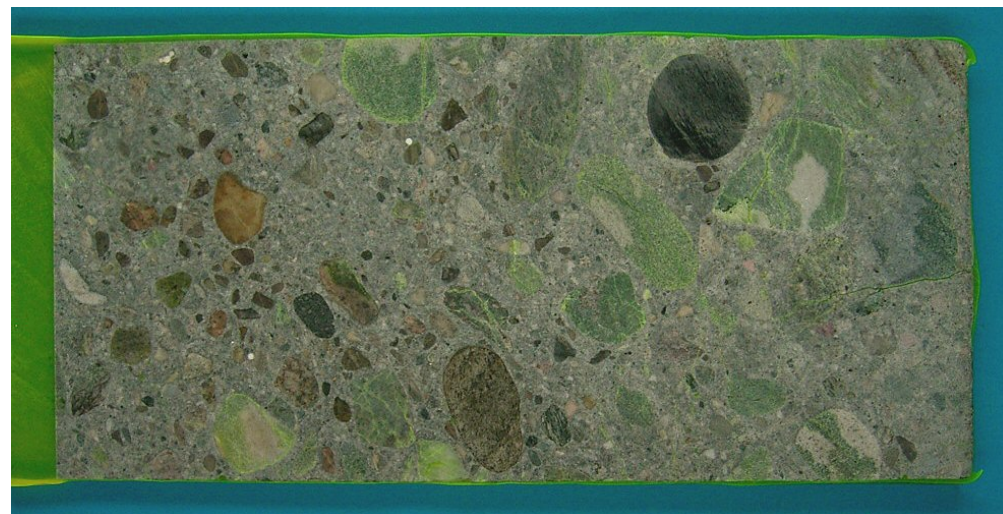


3N2A

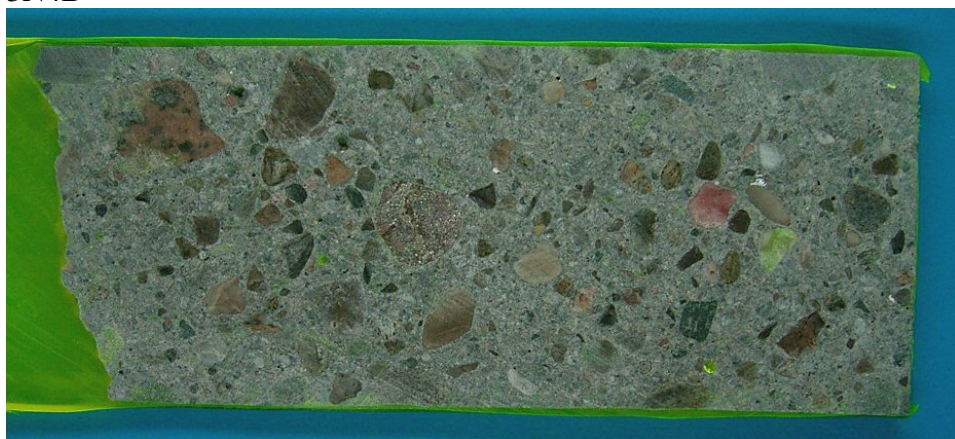




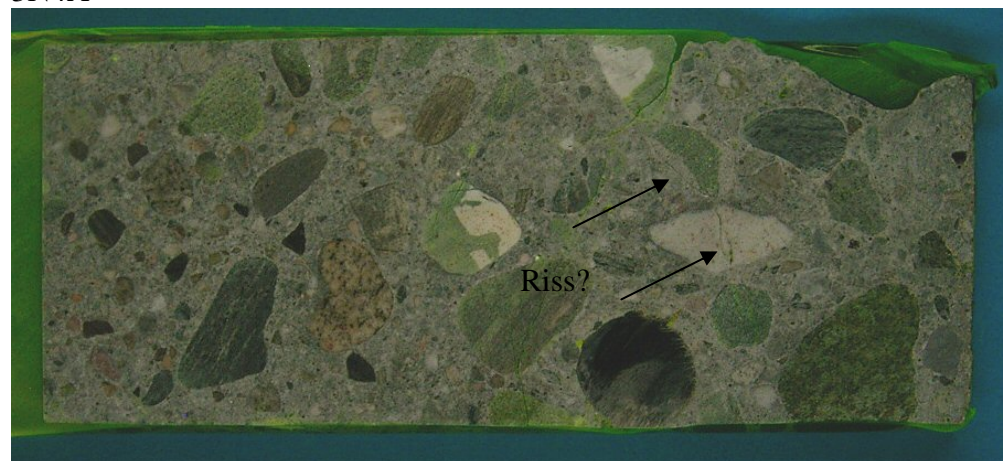
3N4B



3N4A

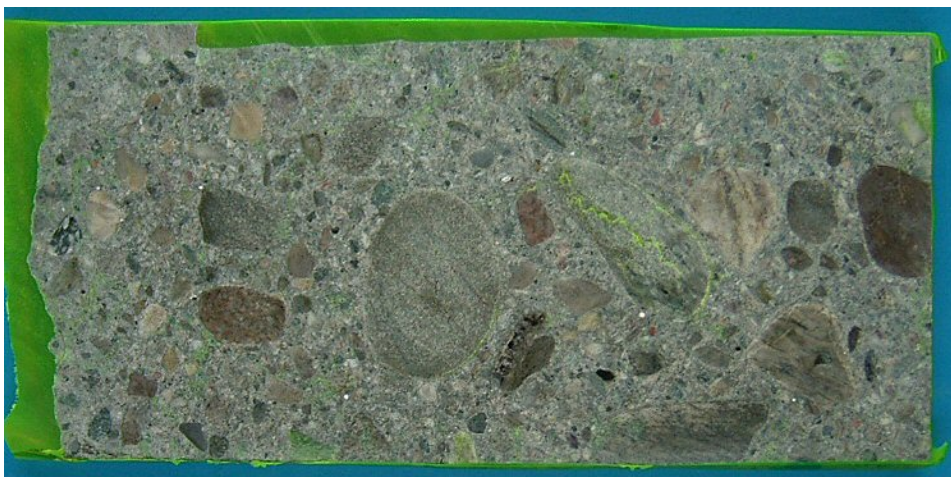


4N1B

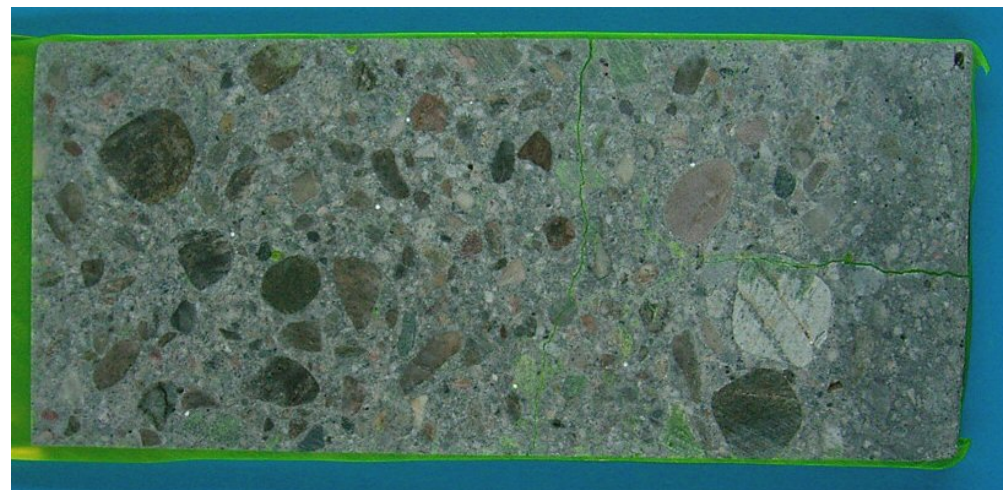


4N1A





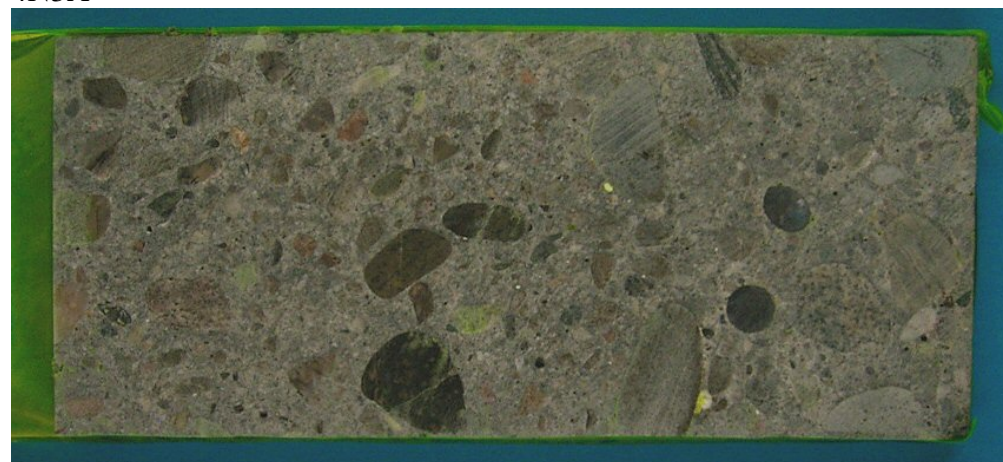
4N3B



4N3A



4N4B



4N4A





3S1B



3S1A

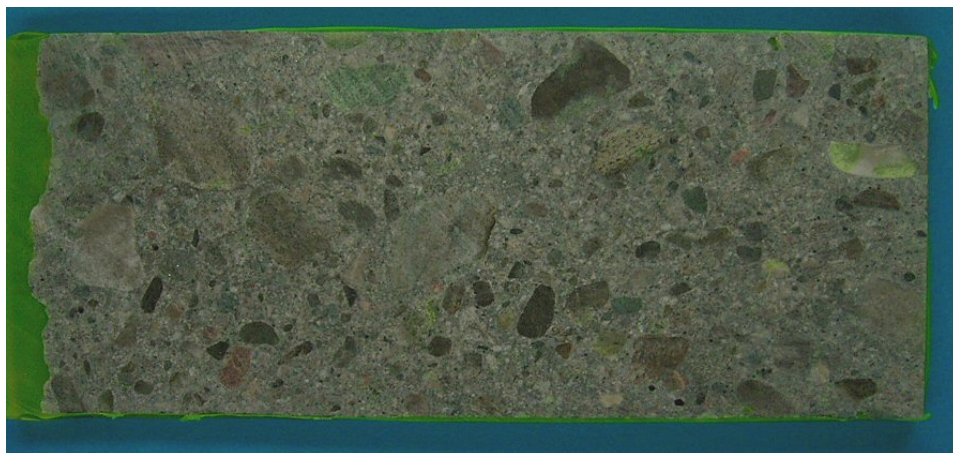


3S2B

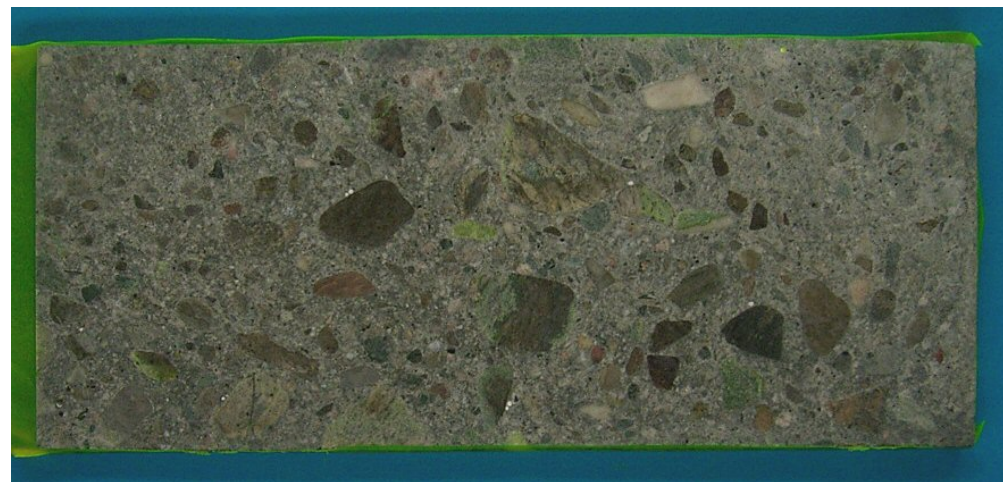


3S2A





3S5B

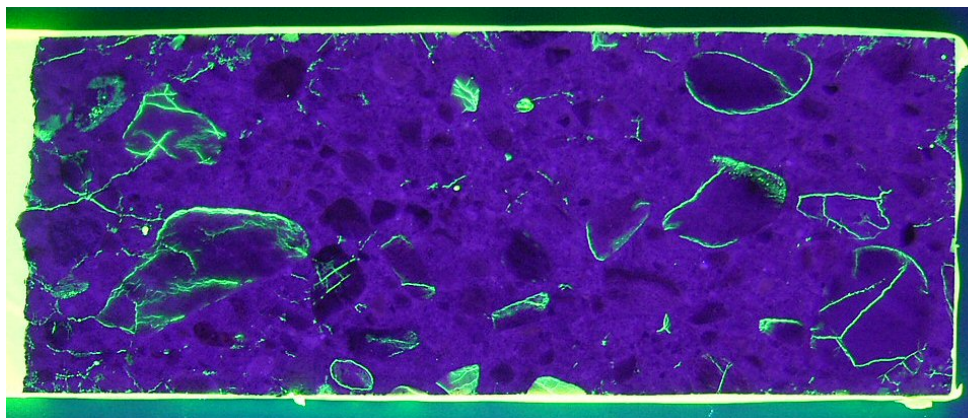


3S5A

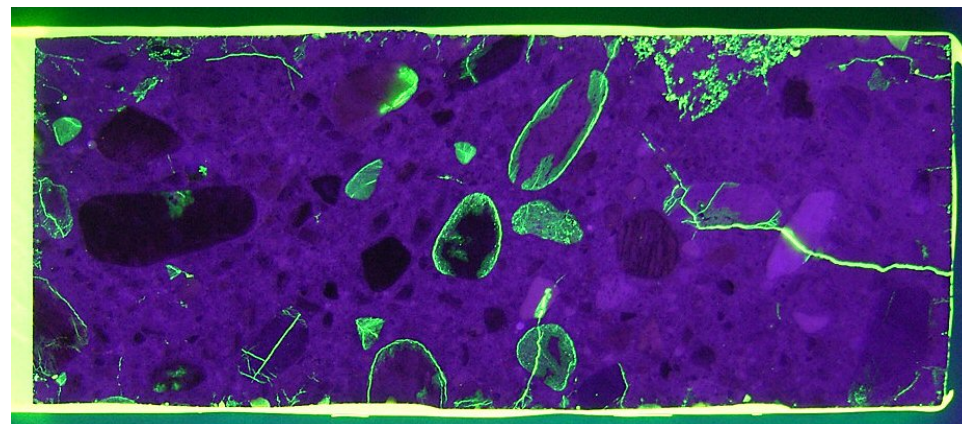


Landkar L2

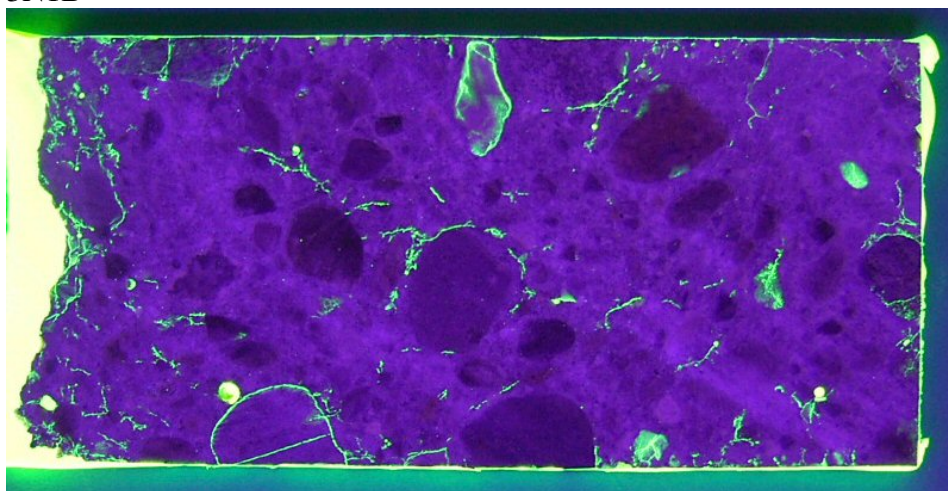




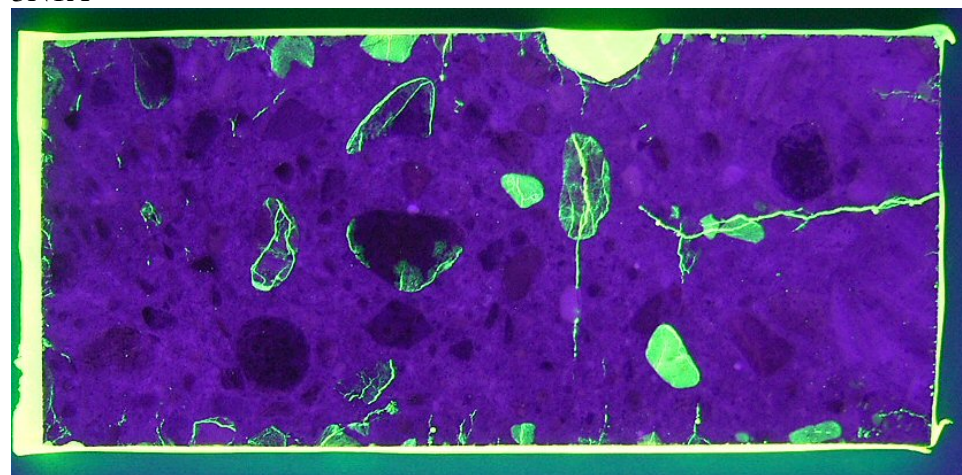
3N1B



3N1A

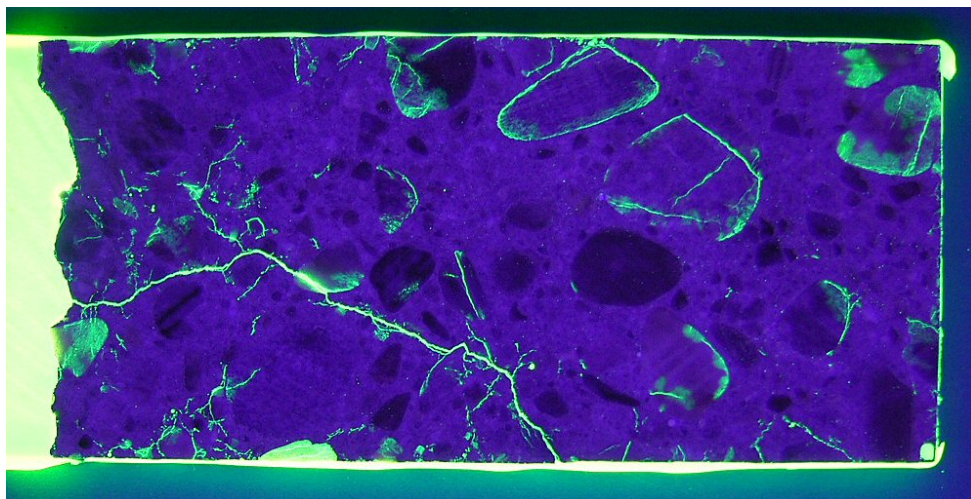


3N2B

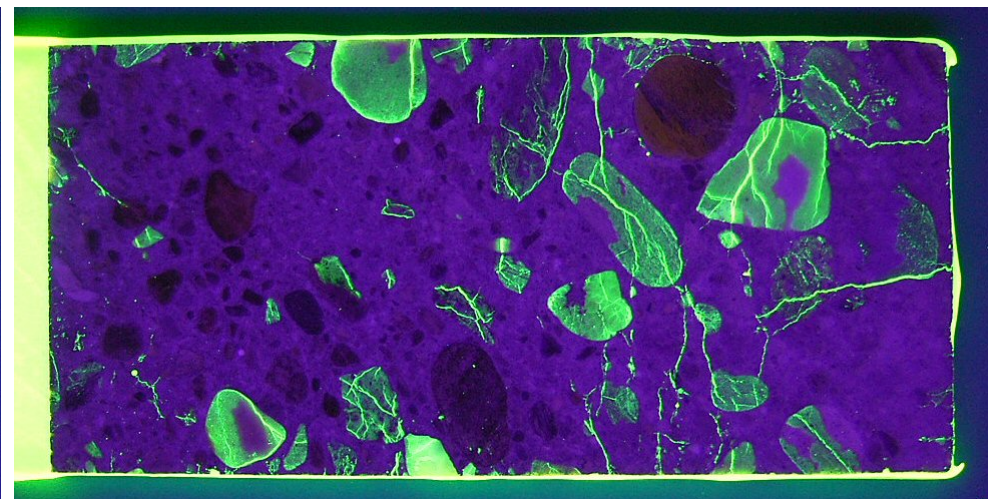


3N2A

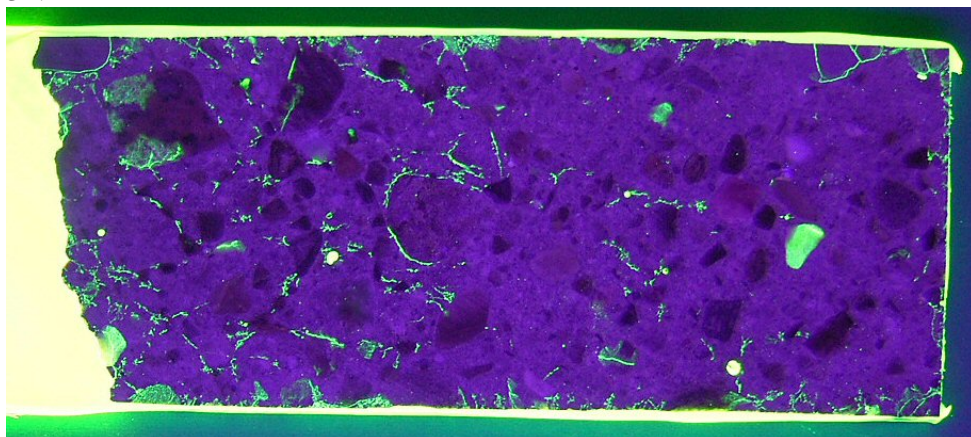




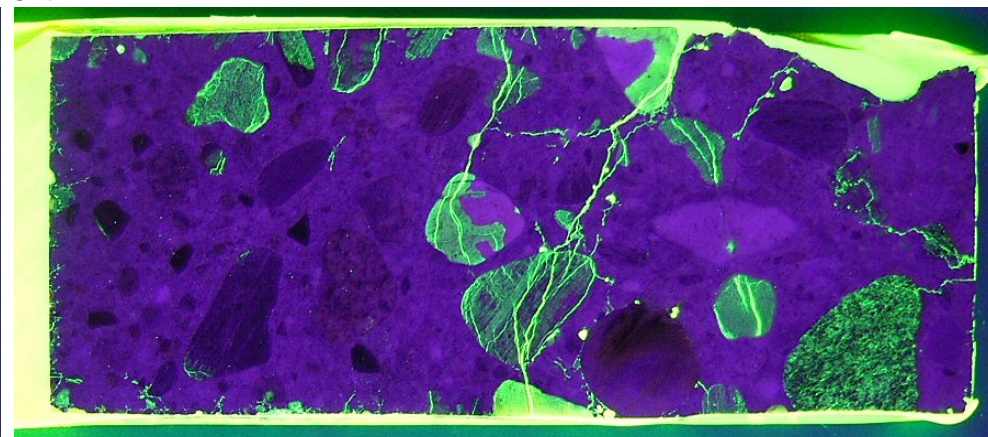
3N4B



3N4A

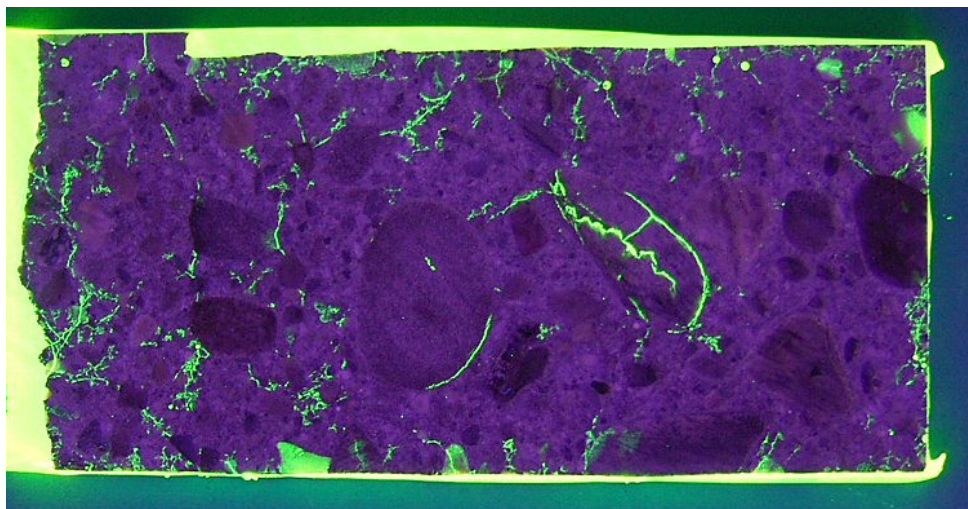


4N1B

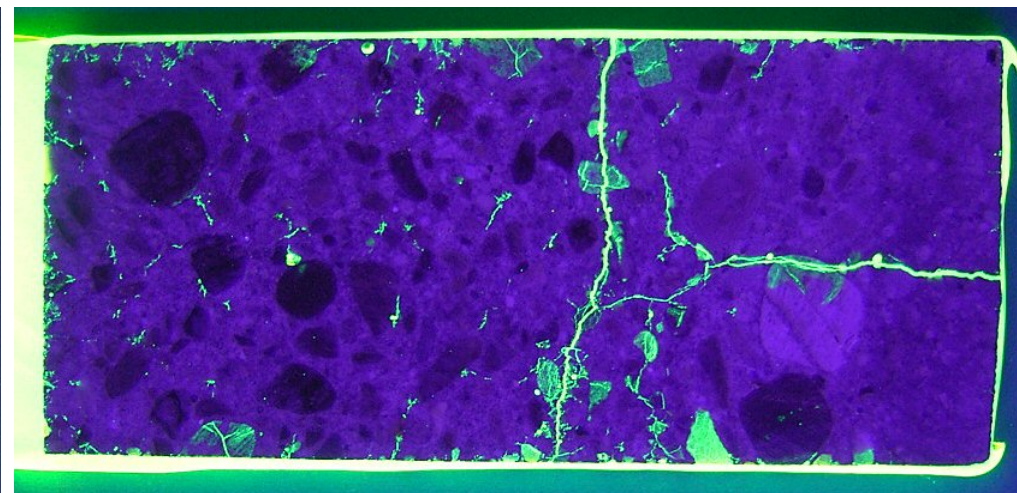


4N1A

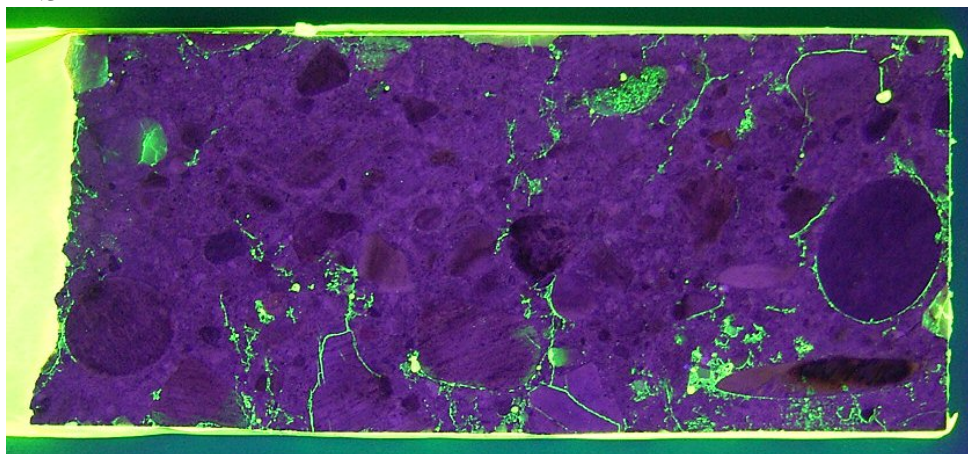




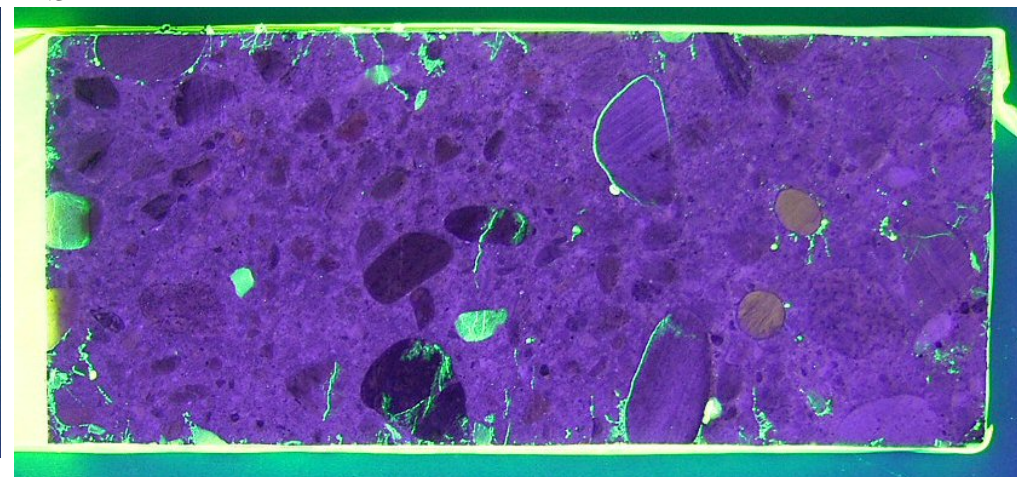
4N3B



4N3A

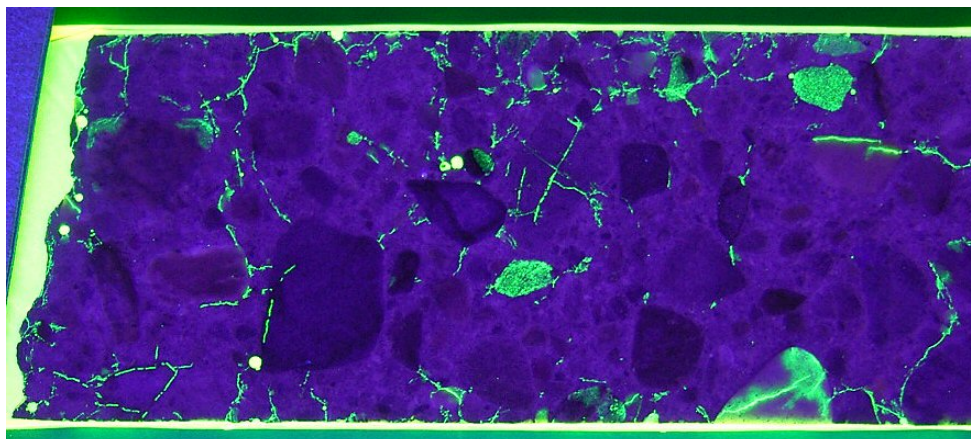


4N4B

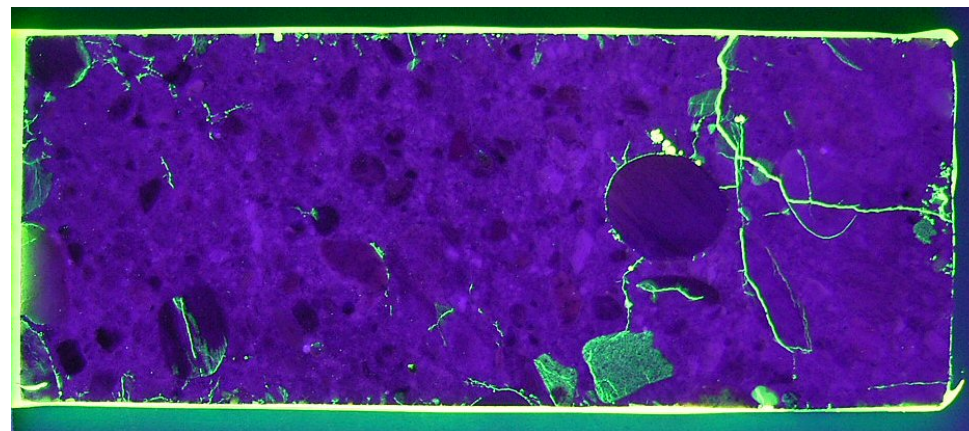


4N4A

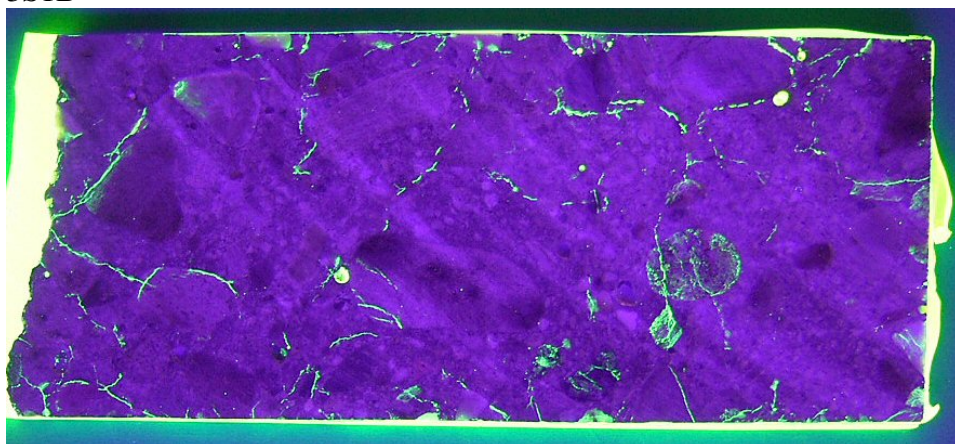




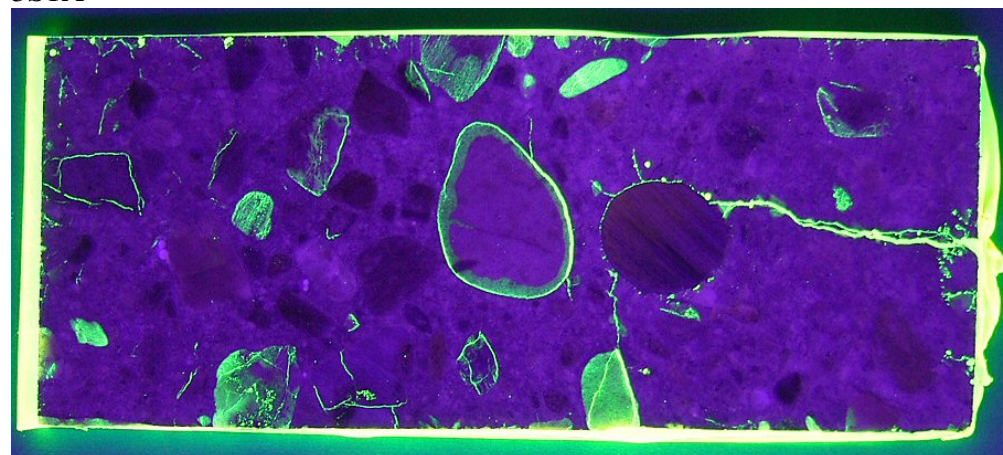
3S1B



3S1A

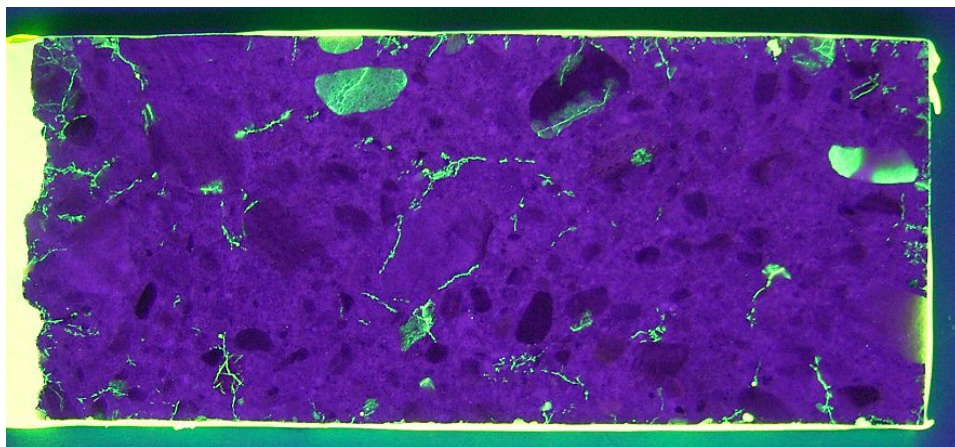


3S2B

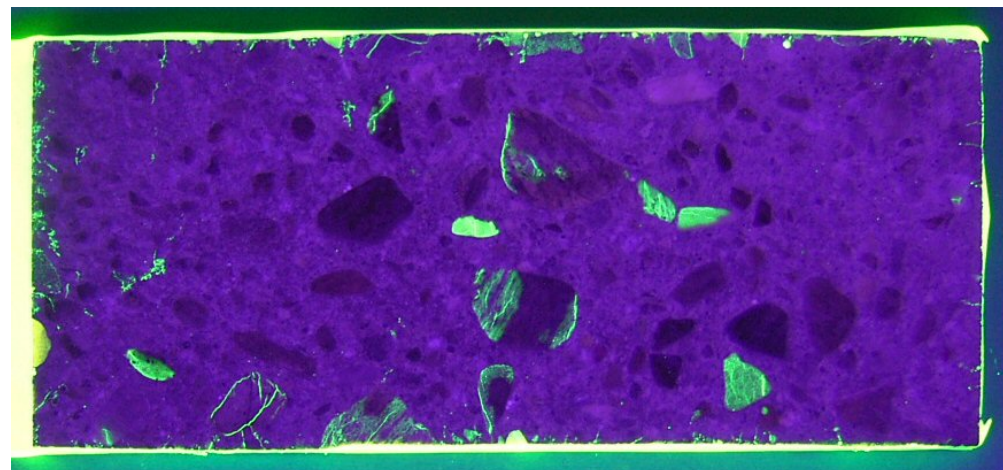


3S2A

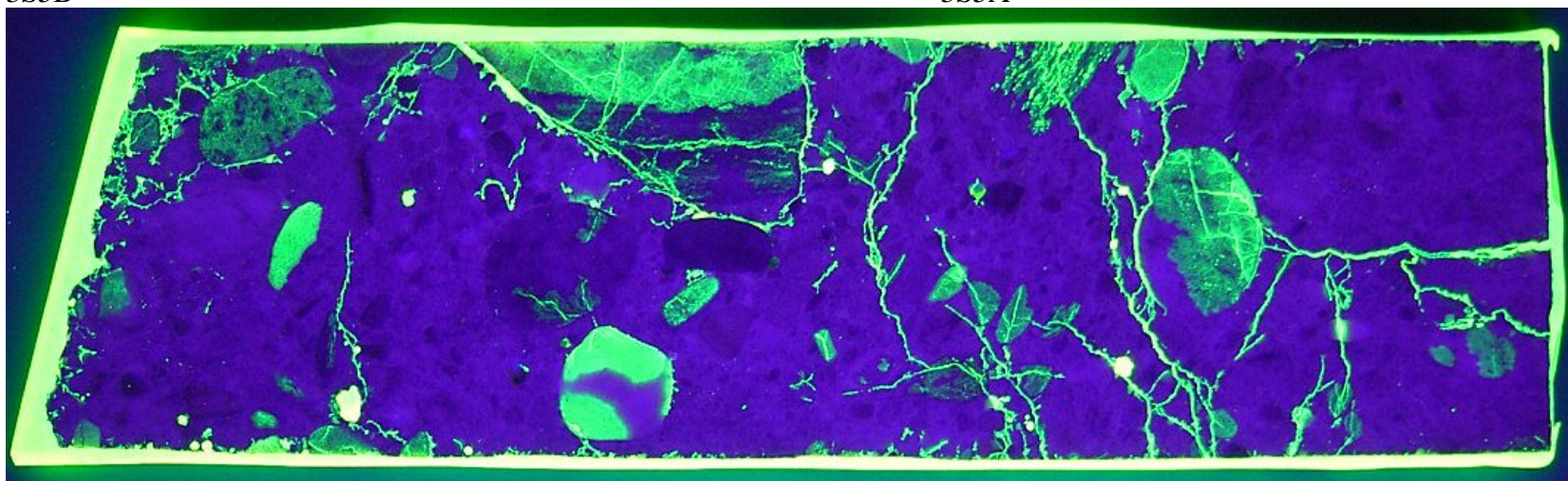




3S5B



3S5A



Landkar L2



## **VEDLEGG 7**

**Foto av elementer etter påtegning av riss**

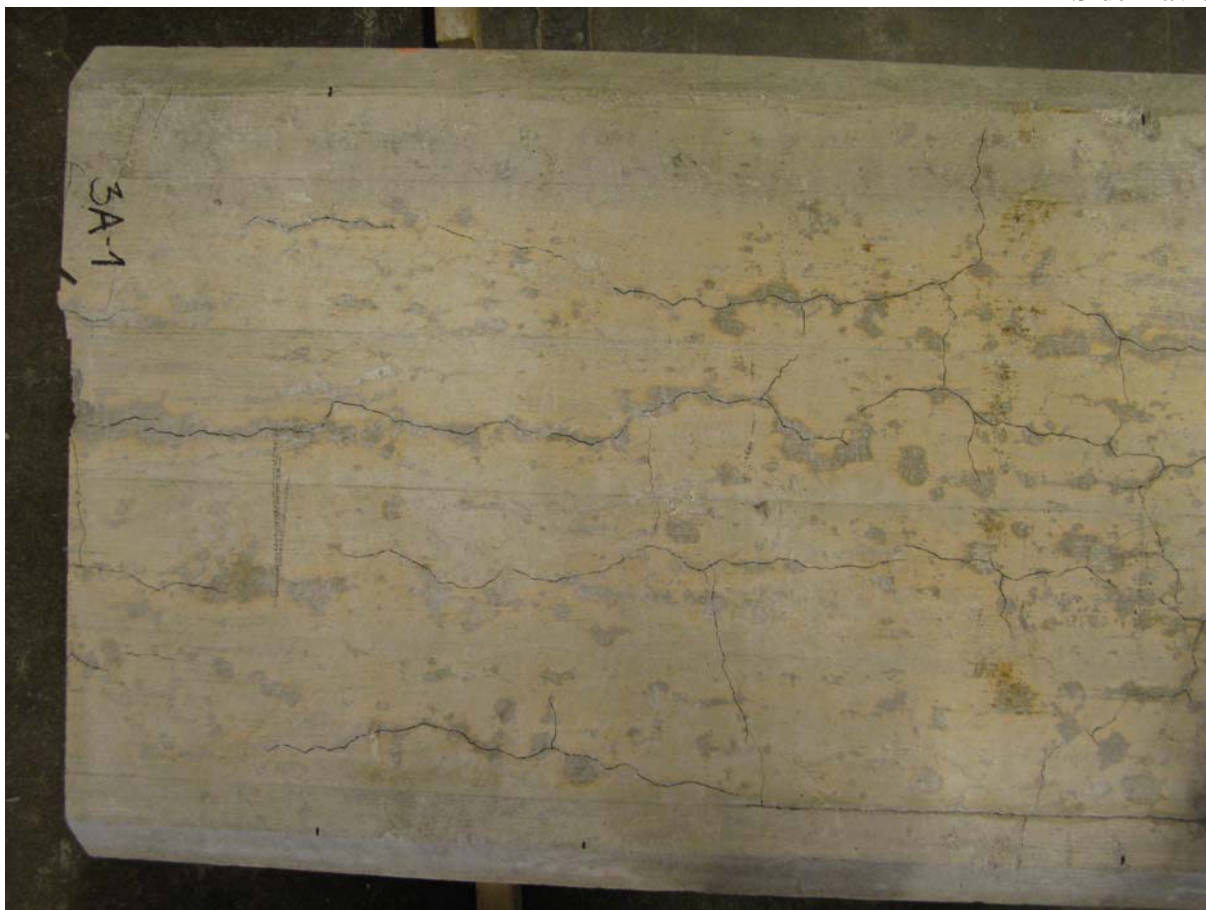


Søyle akse 2 – endeflate A (1)

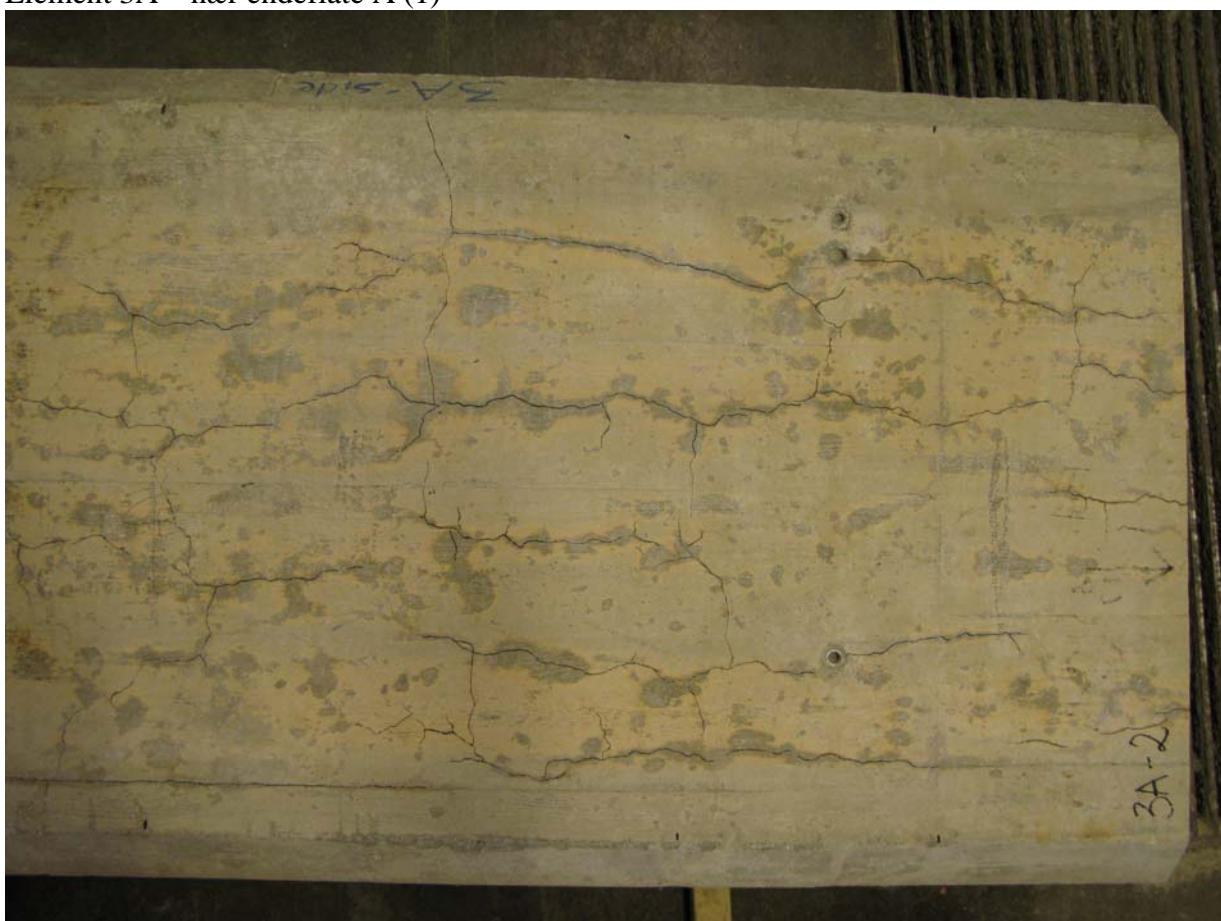


Søyle akse 2 – endeflate B (2)





Element 3A – nær endeflate A (1)



Element 3A – nær endeflate B (2)



Element 3A – endeflate A (1)



Element 3A – endeflate B (2)





Element 4A – nær endeflate B (1)



Element 4A – nær endeflate A (2)



Element 4A – endeflate B (1)

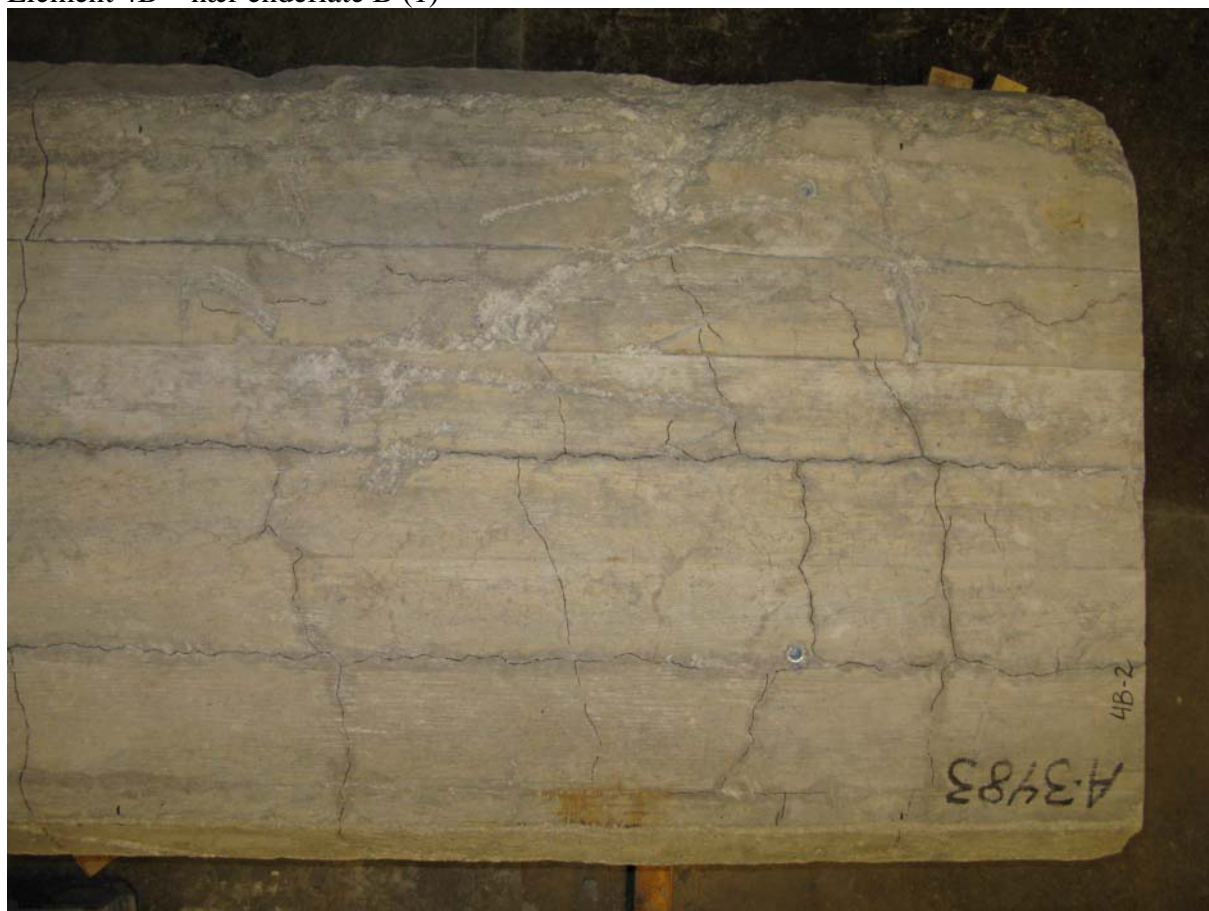


Element 4A – endeflate A (2)





Element 4B – nær endeflate B (1)



Element 4B – nær endeflate A (2)



Element 4B – endeflate B (1)



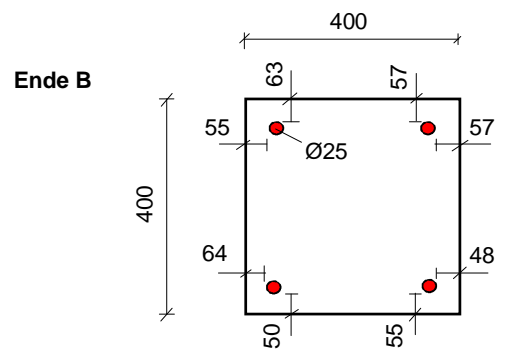
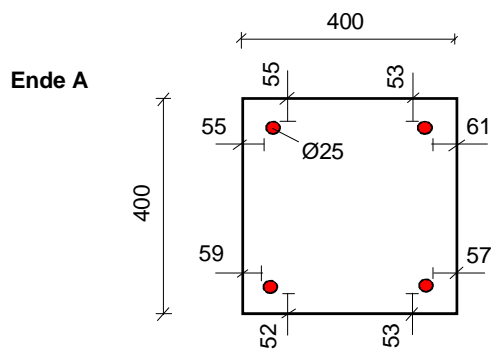
Element 4B – endeflate A (2)



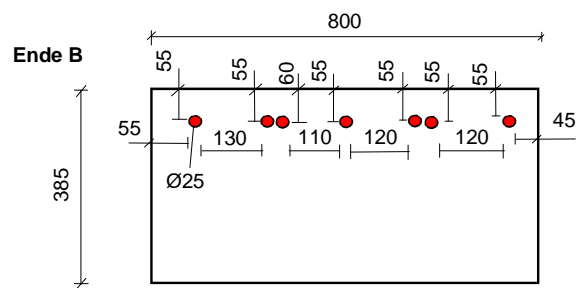
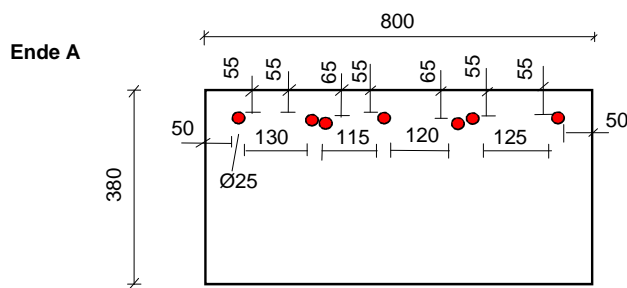
## **VEDLEGG 8**

### **Armeringsplassering i elementer**

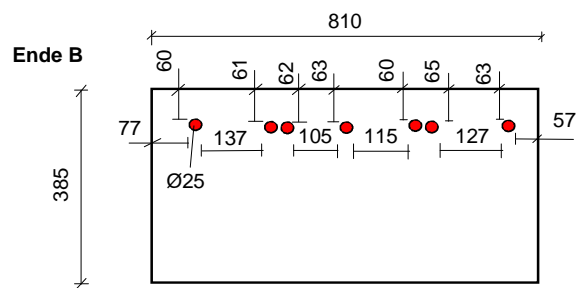
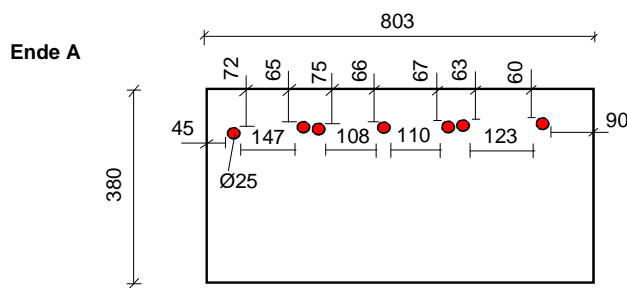
Søyle



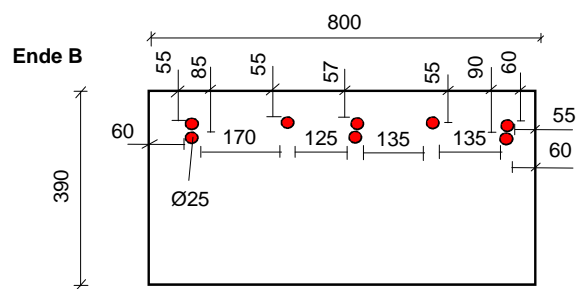
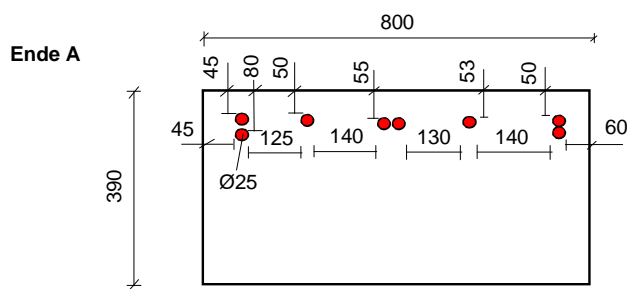
Tårnelement 3A



Tårnelement 4B



Tårnelement 4A





## **VEDLEGG 9**

### **Last-forskyvning under belastning - eksempler**

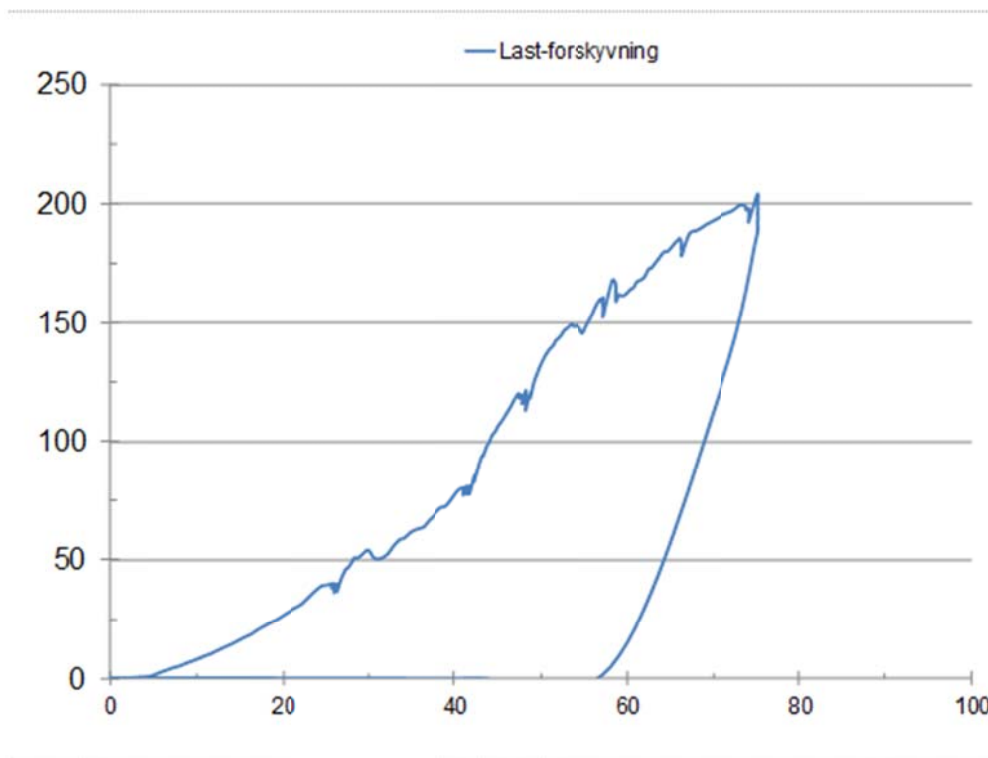


Fig V12-1 Last (kN) – forskyvning (mm) for søle med langt spenn (40 Ø), Lasttilfelle 1

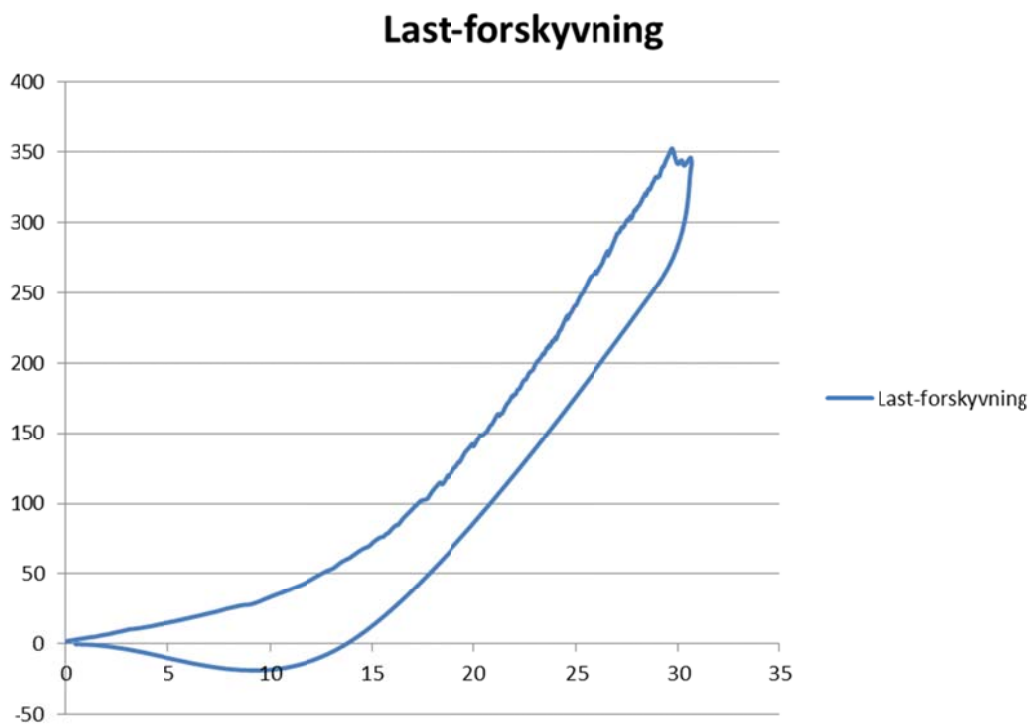


Fig V12-2 Last (kN) – forskyvning (mm) for søle med kort spenn (20 Ø), Lasttilfelle 2



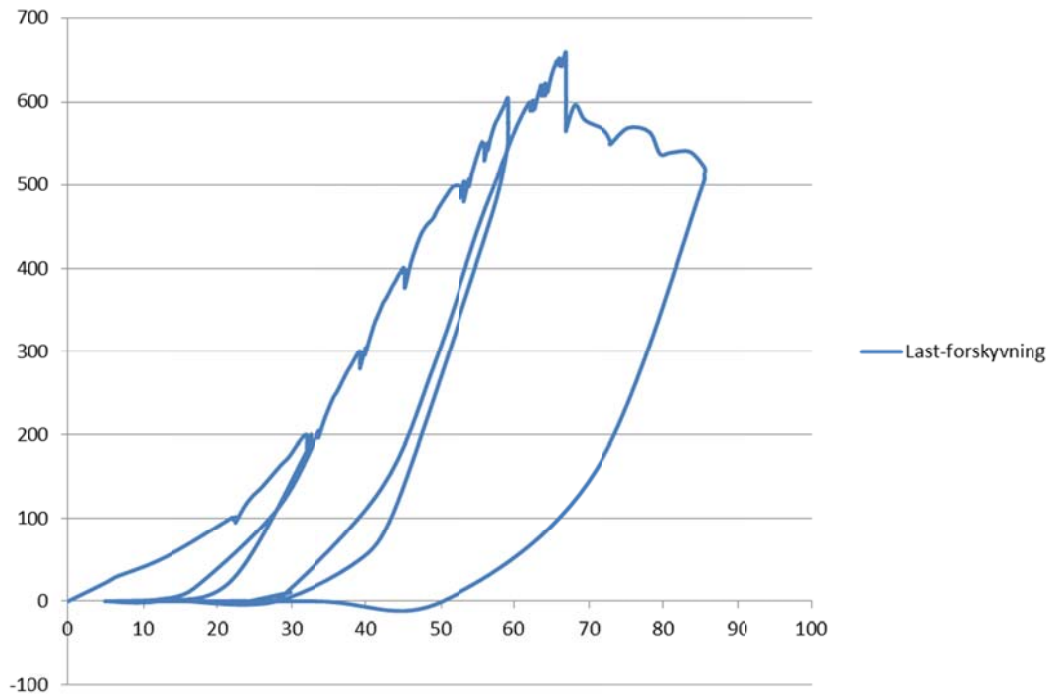


Fig V12-3 Element 4A – Lasttilfelle 1

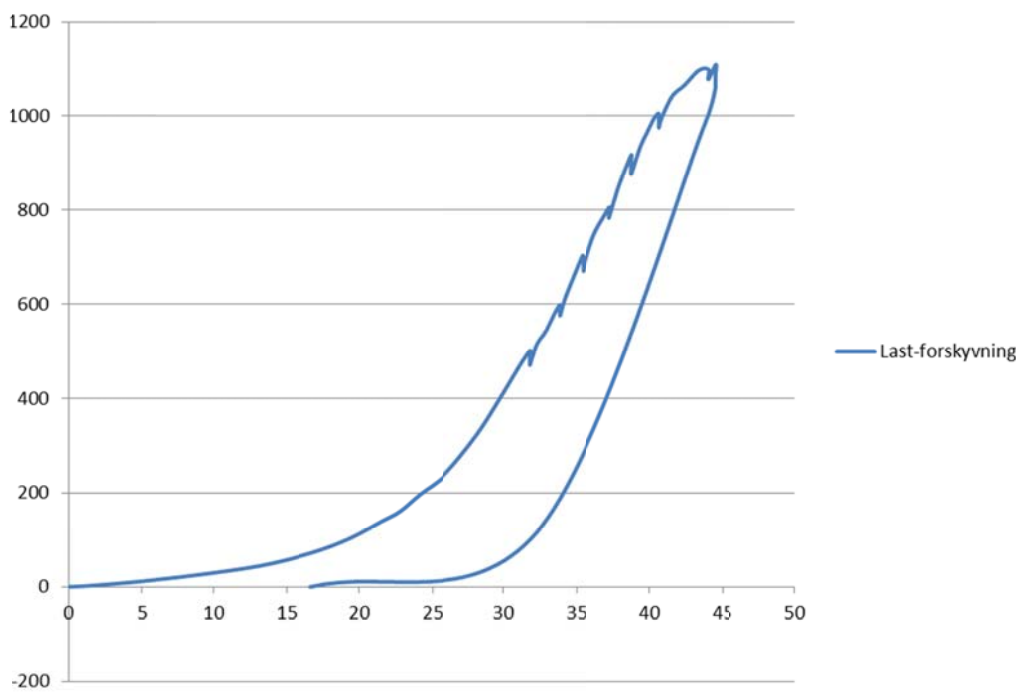


Fig V12-4 Element 4B – Lasttilfelle 2



Statens vegvesen  
Vegdirektoratet  
Publikasjonsekspedisjonen  
Postboks 8142 Dep 0033 OSLO  
Tlf: (+47 915) 02030  
publvd@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

**Trygt fram sammen**