

# BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter

---



## **Deltakere:**

Statens vegvesen (prosjektledelse), Forsvarsbygg, NORCEM A.S, Selmer Skanska AS, Sika Norge AS, Norges byggforskningsinstitutt, NTNU, SINTEF, NORUT Teknologi as

---

## **Rapport nr. 20**

## **SLUTTRAPPORT**

---

Prosjektet er støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd



# BETONGKONSTRUKSJONERS LIVSLØP

Rapport nr. 20:

## SLUTTRAPPORT

Utgiver:

Statens vegvesen, Vegdirektoratet

Postadresse: Teknologidivisjonen,  
Postboks 8142 Dep,  
0033 Oslo

Telefon: 02030

Telefaks: 22 07 38 66

REDAKTØRER

Finn Fluge, Statens vegvesen

Bernt Jakobsen, Cowi AS

INTERNRAPPORT NR.

GRADERING

Åpen

ANTALL SIDER OG  
BILAG

14+67

RAPPORTNR./ISBN:

82-91228-26-4

DATO

Februar 2008

PROSJEKTLEDERE:

Finn Fluge og Bernt Jakobsen

KORT SAMMENDRAG

Dette er sluttrapporten fra prosjektet "Betongkonstruksjoners livsløp". Prosjektet er en samling uavhengige aktiviteter med separate rapporter fra hver aktivitet.

Emnevalget er gjort med sikte på å utvikle pålitelige system for levetidsprosjektering. Den relative betydningen av bestandighetsparametrene som inngår i ulike levetidsmodeller er kalibrert mot målinger utført på eksisterende konstruksjoner. Gjennom kvalitetsvekting av dataene har man fått frem et unikt materiale med stor grad av pålitelighet. Resultatene har gitt grunnlag for å velge fordelingsfunksjoner som passer for et stort datamateriale og som gir statistisk signifikante verdier. Datamaterialet er blitt benyttet i internasjonalt nettverksarbeid knyttet til utviklingen av regelverk for levetidsprosjektering og standardisering. Levetidsmodellene behandler både prosjektering av nye konstruksjoner, effekten av vedlikeholdstiltak samt forsterkning av betongkonstruksjoner ved bruk av karbonfiberarmering.

Sluttrapporten er en oppsummering av konklusjonene i de enkelte aktivitetene. Det er i rapporten ikke gjort forsøk på å vurdere konklusjonene ei heller trekke konklusjoner på tvers av de enkelte rapportene. Utsagn og konklusjoner som det refereres til står derfor for den enkelte forfatters regning.

Til prosjektet har det vært knyttet et doktorgradsarbeid som ble avsluttet januar 2005.

STIKKORD	NORSK	ENGLISH
	Betongkonstruksjoner	Concrete structures
	Levetidsprosjektering	Service life design
	Vedlikeholdstiltak	Maintenance operations
	Måleteknikk	Measurement techniques

<b>Rapport</b>	<b>Nr. 20</b>	Sluttrapport
<b>Prosjekt</b>		<b>Betongkonstruksjoners livsløp</b> Et utviklingsprosjekt i samarbeid mellom offentlige byggherrer, industri og forskningsinstitutter.
<b>Deltagere</b>		Statens vegvesen (prosjektledelse), Forsvarsbygg, NORCEM A.S, Selmer-Skanska AS Sika Norge AS Norges byggforskningsinstitutt, NTNU, SINTEF, NORUT Teknologi as  Prosjektet er støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd  ISSN 1502-2331 ISBN 82-91228-26-4 50 eksemplarer trykt av Statens vegvesen, Teknologidivisjonen  © Statens vegvesen 2008
<b>Adresse</b>		Vegdirektoratet, Teknologidivisjonen Postboks 8142 Dep 0033 Oslo
<b>Telefon</b>		+ 47 02030
<b>Telefax</b>		+ 47 22 07 38 66
<b>Emneord</b>		Betongkonstruksjoner Levetidsprosjektering Vedlikeholdstiltak Måleteknikk
<b>Key words</b>		Concrete structures Service life design Maintenance operations Measurement techniques

## FORORD

Betydelig fokus er i løpet av de senere årene flyttet fra bygging av nye konstruksjoner over mot forvaltning hvor det legges større vekt på problemstillinger knyttet til drift, vedlikehold og gjenbruk av eksisterende konstruksjoner.

Prosjektet "Betongkonstruksjoners livsløp" er knyttet opp mot denne typen utfordringer som en samlet bygg- og anleggsbransje står overfor. Kravene til bygg- og anleggskonstruksjoner er at de skal være funksjonelle og kostnadseffektive. Offentlige byggherrer forvalter og vedlikeholder et stort antall konstruksjoner som skal møte samfunnets krav til:

- sikkerhet
- kvalitet/økonomi
- miljø

Det ble de siste årene av 90-tallet lagt ned et betydelig arbeid i prosjektet "Bestandige betongkonstruksjoner". Av resultatene fra dette prosjektet og erfaringene fra prosjektet "OFU Gimsøystraumen" fremgår det klart at beslutningen om å bygge bestandige betongkonstruksjoner må tas tidlig i planleggingsfasen for å kunne oppnå optimale løsninger og at det er behov for enkelt å kunne verifisere prosjekteringsforutsetningene.

"Betongkonstruksjoners livsløp" bygger videre på forannevnte prosjekter. Hovedvekten er lagt på klart formulerte forskningsoppgaver som dels konkretiserer eksisterende kunnskap og dels fyller hull i kunnskapsgrunnlaget. Aktivitetene er valgt innenfor en ramme som omfatter alle faser fra planlegging til riving og gjenbruk.

Prosjektets hovedmålsetning har vært:

### **Kostnadseffektive og miljøgunstige betongkonstruksjoner**

med følgende delmål:

- Identifisere hovedparametre i levetidsmodellene og kalibrere dem mot feltefaringer
- System for vurdering av vedlikeholdstiltaks levetid
- System for instrumentell overvåking av betongkonstruksjoners tilstandsutvikling
- Kunnskapsformidling gjennom normarbeid, kurs og internasjonale nettverk

Prosjektets sluttprodukter er:

- Grunnlag for veiledninger og regler for levetidsprosjektering
- Akseptkriterier for bedømmelse av betongkonstruksjoners bestandighet
- Datagrunnlag til bruk i standardiseringsarbeid og som inngangsdata til europeisk nettverksarbeid
- Kunnskap og kompetanse knyttet til sensorteknologi, måleteknikk, "intelligent" instrumentell overvåking, katodisk beskyttelse etc., hvor industripartnerne gis mulighet til å utnytte resultatene kommersielt.

Prosjektet har bestått av flere større og mindre aktiviteter gruppert i følgende delprosjekter:

- DP1. Levetidsprosjektering
  - A. Datainnsamling
  - B. Levetidsmodeller
- DP2. Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder
  - A. Vedlikeholdsmetoder
  - B. Oppgraderingsmetoder
  - C. Rustfri armering
- DP3. Måleteknikk

Aktivitetene i prosjektet er basert på enkeltforslag fra prosjektdeltakerne. Hvor aktivitetene hadde fellestrekk, eller hvor resultatutveksling mellom enkeltaktivitetene ville være formålstjenlig ble dette identifisert ved oppstarten av prosjektet og nødvendig koordinering foretatt. Ellers er aktivitetene styrt meget selvstendig.

Prosjektet startet høsten 1999 og ble avsluttet høsten 2001. Prosjektet har vært støttet av BA-programmet i Norges forskningsråd med NOK 1 mill i hvert av årene 1999 og 2000.

I tillegg til støtten fra Norges forskningsråd har det vært ytet en betydelig egeninnsats fra deltakerne i form av personalinnsats og kjøp av FoU-tjenester. Prosjektkostnadene per 31-12-00 var NOK 7,25 mill, hvorav NOK 2,7 mill var benyttet til kjøp av FoU-tjenester fra forskningsinstitutter og NOK 0,5 mill fra konsulent. I år 2001 ble det kjøpt tjenester for NOK 1,7 mill som i sin helhet ble finansiert av prosjektdeltakerne. Samlede projektkostnader ved avslutningen av prosjektet er ca. NOK 9 mill.

Prosjektet har hatt følgende deltakere:

Statens vegvesen  
Forsvarsbygg  
NORCEM A.S  
Selmer Skanska AS  
NTNU  
SINTEF  
Sika Norge AS  
Norges byggforskningsinstitutt  
NORUT Teknologi as

I tillegg har prosjektet samarbeidet med Det Norske Veritas og ARMINOX, som alle har bidratt med egeninnsats.

Det er knyttet to dr. gradsstudenter til prosjektet.

Prosjektet mottok i juni 2000 et 3 års dr.grad stipendium. Stipendiat ble tilsatt 01-01-2001.

Prosjektet har vært ledet av Vegdirektoratet. Prosjektledelsen, som har bestått av Finn Fluge Vegteknisk avdeling, Vegdirektoratet og Bernt Jakobsen, Cowi AS, har rapportert til en styringskomite som har bestått av representanter fra prosjektdeltakerne. Styringskomiteen har vært samlet to ganger årlig eller ved behov og har fastlagt mål og hovedstrategier

## SUMMARY

This is the final report from the R&TD project “Lifetime of Concrete Structures” The project has run over three years from 1999 until end of 2001 and has had a total budget of NOK 9 million, where NOK 2 million was contributed by the Research Council of Norway (NFR). The remaining NOK 7 million came from the participants.

The project is a collection of several independent activities grouped as follows:

- Service life design
- Maintenance and strengthening
- Measurement techniques

The themes dealt with in the project are based on proposals from the partners, and separate reports are issued for each individual activity. The final report sums up findings and results from all the activities. A challenge for the project was to coordinate the different activities into a uniform structure improving the total benefit.

### **Service life design**

#### *Collection of data*

Different types of models of varying complexity exist for service life design. Calibration of the models requires a set of reliable input parameters. Methods used when sampling and analysing test specimens may affect the reliability of the collected data. Hence, an evaluation of test data collected from Norwegian coastal bridges, quays and offshore structures was performed before they could be used as input parameters in probabilistic service life design. Also the relations between test results obtained from laboratory specimens and specimens sampled under field conditions have been investigated.

The data obtained during the special inspection of “Gimsøystraumen Bridge” in 1992 have been subjected to further processing and analyses. On basis of the measured chloride ingress 900 chloride profiles have been established systematically along the eastern half of the bridge. The recorded data have been statistically analysed in order to develop statistical distributions for chloride concentrations on the concrete surface and the diffusion coefficient. The surface concentration depends on height above sea level, the structural layout, weather conditions and the “micro-climate”, e.g. windward/leeward-effects, near the structure. The diffusion coefficient is relatively constant within a structure when the concrete mix and the time of exposure are kept constant.

The ingress of chlorides in concretes, designed for severe environments, has been tested for different binder compositions and increasing length of exposure. Twelve concrete mixes were investigated with varying types of binders and fly ash content. The test specimens were exposed to seawater; partly in the splash zone and partly totally submerged. The tests show that fly ash decreases the ingress of chlorides in the concrete - typically the diffusion coefficient is decreased by 50% compared to concrete produced with pure Portland cement. The same reduction is also recorded for concrete with low water/binder ratio and for submerged test specimens.

Chloride concentration obtained on the concrete surface (saw cut surfaces) increase gradually from 0.5% Cl<sup>-</sup> of concrete mass after 35 days to 0.8% Cl<sup>-</sup> after 2 years of exposure. Accelerated laboratory tests, according to NT Build 443, gave a surface concentration of 0.85% Cl<sup>-</sup> of concrete mass. After the first few years of exposure the chloride surface concentration will stabilize and may in the service lifetime design be used as a time independent parameter. The relationship between the test results obtained from the accelerated tests and the field exposure are rather good.

### *Service life models*

Lifetime may be defined as the time from when the construction work is finished until the structure is no longer suitable for continued use. In the reliability standard NS 3490 the design service life is defined as the period the structure is supposed to be in service without performing extensive repair work. In this report service life problems are limited to technical aspects as structural performance and serviceability. Additionally different approaches of modelling service life have been looked into.

The activities have been related to European standardization work within CEN where collected durability data have been used for calibration of probabilistic service life models, establishing guidelines which secure the durability of concrete structures and form the basis for the requirements given in the new standards.

An overview of different service life models is given, and both deterministic and probabilistic approaches have been dealt with. Statistically treated data for chloride surface concentration and diffusion coefficient from Gimsøystraumen bridge are analysed and the use of alternative statistical distribution models are evaluated. The results from these analyses are summed up in tables, which also give the regression coefficient for the distribution models in question. The “lognormal” distribution seems, on average, to be the best one. Also an evaluation of the statistical distribution of recorded concrete cover has been performed.

Service lifetime design, analogous with the methods for structural design based on partial safety factors, has been performed. The computations are performed in the serviceability limit state defined as the initiation phase and the failure criteria is set to 5% respectively 10%, which according to NS 3490 corresponds to  $\beta = 1.65$  and 1.28. Necessary concrete cover is computed and the relation between the probability of failure and the corresponding partial safety factors are shown.

As an example, when the characteristic input parameters are based on a given statistical fractile, e.g. the 95% fractile for the diffusion coefficient and the 64% fractile for the surface chloride concentration, the computations give partial safety factors of magnitude 1.0 for 10% and 1.12-1.39 for 5% probability of failure.

Design based on a probabilistic approach is compared with design based on partial safety factors. The probabilistic approach is also extended to comprise a lifetime design where corrosion of the reinforcement is taken into consideration, i.e. ultimate state design of concrete structures in the propagation phase. Probabilistic modelling of the degradation processes allows for evaluation of the effects of maintenance operations, the total safety of the structure and cost optimisation.

Several independent analyses have been performed, e.g. a sensitivity study dealing with how changes in the input data affect the computed end results. Further work is still required to establish relationships between the input parameters, e.g. the relationship between the water/binder ratio and the diffusion coefficient.

## **Maintenance and strengthening**

### ***Maintenance methods***

How maintenance operations affect a concrete structures service life has been dealt with in several activities. The objective of the activity was, by determining the durability of the repair works, to determine the cause for new damages and to establish a better decision-making basis for maintenance operations. The activities comprised special inspections of four coastal bridges constructed within the period from 1969 to 1980 and repaired in 1995-96. During the inspections, performed 5 years later, extensive corrosion was observed, especially in zones between repaired areas. The on-site inspections were supplemented with laboratory tests investigating different types of repair materials. A doctoral programme was associated to this activity.

A programme for testing different repair materials and techniques has been performed in connection to an extensive repair project. The investigations have consisted of, through full scale tests, documenting the effect of different repair materials applied to identically prepared concrete surfaces by the supplier according to their own specifications. After only a few years in service it was possible to rank the performance of the test areas. Surface treatment applied to “green” concrete decreases the ingress of chlorides into the concrete and elastic coatings seem to act better than silane impregnations.

Laboratory tests showed that chlorides remaining in the original concrete diffuse into the newly applied repair concrete. The chloride concentration on the repaired concrete showed small changes in chloride concentration when the length of exposure increased from 220 to 545 days, while the chloride content in the old concrete, just below the interface between old and new concrete, decreased within the same period of time.

Elevated concrete temperatures due to heat of hydration do not increase the chloride ingress in concrete structures. Tests show no significant differences in chloride ingress for concrete with max. hydration temperatures of 20°C and 85°C when comparing cubes exposed in laboratory and tested at 355 days and specimens exposed to field conditions tested at 160 days. Surface chloride concentrations were reduced by 50% when samples were impregnated.

### ***Strengthening***

Carbon fibres represent a well-suited method for up-grading and strengthening existing structural concrete members. Tests performed on 35 year old precast elements, taken from a bridge to be demolished and reinforced with carbon fibres, gave an increase in bending moment capacity of 28 and 37% respectively. The load level when the first crack occurred increased by approx. 20%.



Columns, which were strengthened by use of carbon fabrics/weaves, showed increased ductility compared to the reference columns. At failure the concrete strain increased from 1.5 ‰ for the reference column to 5.0 ‰ for the column with two layers of carbon fibre fabric. The failure load was increased by 52%, but the failure mode was more brittle.

Failure in the interface zone between the concrete and the glued fibre reinforcement limits the degree of utilisation of the bonded carbon fibre reinforcement. The most usual mode of failure is the development of shear cracks in the concrete parallel to the concrete surface. A simplified design model, reasonably accurate, is based on the assumption that the bond strength at failure is constant over an effective bond length, but limited by a critical shear deflection in the delaminated crack of the concrete.

Concrete structures damaged by reinforcement corrosion were analysed. Particular attention was given to the analyses of how the bond, moment and shear capacity are affected through the different phases of rehabilitation, from a structural member with full bearing capacity, via development of corrosion, decreasing the live load, removal of degraded concrete and applying repair concrete to reloading up to full live load. The design model also represents a basis for evaluating the condition of the structure and estimating the remaining service life.

### ***Stainless steel reinforcement***

Investigation of corrosion between stainless steel and carbon steel reinforcement is initiated, but no recordings of corrosion are registered so far.

The bond properties of stainless steel reinforcement depend to a high degree on the geometrical characteristics of the ribs. Slip at failure is more extensive for stainless reinforcement than for carbon steel, a fact that underlines the necessity of using bars with a correct geometrical rib form. Bars with rib geometry that deviated from the specified requirements showed in tests that the bond strength was considerably lower than that of bars meeting the requirements.

### **Measurement techniques**

A doctoral programme “Thermal Aspects of Corrosion of Steel in Concrete” was initiated within the main project. The programme started January 1, 2001 and was finalized with a Doctoral Thesis at NTNU in January 2005.

On the two Norwegian floating bridges “Nordhordlandsbrua” and Bergsøysundet bru” a surveillance system that monitors the development of reinforcement corrosion in the pontoons is installed. The reinforcement is protected by sacrificial anodes. Extensive readings performed regularly up to 8 years after launching the pontoons into seawater indicates that no reinforcement corrosion has taken place so far. The recordings are consistent with measurement of chloride ingress and show that the sacrificial anodes protect the reinforcement in the whole pontoon, both the submerged parts and the remaining parts up to 2.5 meters above sea level.

**RAPPORTOVERSIKT**

- Rapport nr. 1:**      TITTEL:            Felldata for kloridinitiert armeringskorrosjon. Sammenstilling og kvalitetsvurdering av tilgjengelige data.  
Aktivitet:            DP1 A1  
Utgiver:              Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Intern rapport nr. 2197.  
Forfattere:          Skjølsvold, O., Jacobsen, S., Lahus, O., Lindgård, J., Hynne, T.  
ISSN                    1502-2331  
ISBN                    82-91228-04-3  
Sider:                  12+9+7 vedlegg + CD-ROM  
Dato:                   Desember 2002
- Rapport nr. 2:**      TITTEL:            Laboratoriedata for kloridinitiert armeringskorrosjon.  
Aktivitet:            DP1 A1  
Utgiver:              Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A00732.  
Forfattere:          Hynne, T. og Lindgård, J.  
ISSN                    1502-2331  
ISBN                    82-91228-07-8  
Sider:                  13+35+16 vedlegg  
Dato:                   Januar 2003
- Rapport nr. 3:**      TITTEL:            Gimsøystraumen bru. Spesialinspeksjon 1992- kloridprofiler. Vurdering av kloridbelastning og diffusjonskoeffisient  
Aktivitet:            DP1 A1  
Utgiver:              Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Intern rapport nr. 2196.  
Forfattere:          Skjølsvold, O.  
ISSN                    1502-2331  
ISBN                    82-91228-08-6  
Sider:                  14+18+3 vedlegg+CD-ROM  
Dato:                   Januar 2003
- Rapport nr. 4:**      TITTEL:            Kloridinntrengning i ressursvennlig kvalitetsbetong.  
Aktivitet:            DP1 A2  
Utgiver:              Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NORCEM rapport  
Forfattere:          Kjellsen, K.O. og Skjølsvold, O.  
ISSN                    1502-2331  
ISBN                    82-91228-09-4  
Sider:                  14+16+13 vedlegg  
Dato:                   Januar 2003

- Rapport nr. 5:** TITTEL: Statistisk beregning av levetid for betongkonstruksjoner utsatt for kloridinntrengning.  
Aktivitet: DP1 B1  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A01613.  
Forfattere: Hynne, T., Leira, B.J., Carlsen, J.E. og Lahus, O.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-10-8  
Sider: 14+59+3 vedlegg  
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 6:** TITTEL: Dimensjoneringsformat for kloridbestandighet.  
Aktivitet: DP1 B1  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport STF22 A02601.  
Forfattere: Leira, B.J.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-11-6  
Sider: 14+36+ 1 vedlegg  
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 7:** TITTEL: Pålitelighetsmetodikk ved bruk av FDV og levetidsberegninger.  
Aktivitet: DP1 B2  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Aas-Jakobsen. Rapp 6943-01.  
Forfattere: Larsen, R.M.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-12-4  
Sider: 14 + 67  
Dato: Februar 2003
- Rapport nr. 8:** TITTEL: Effekt av reparasjon på levetid: Eksempelstudie fra Gimsøystraumen.  
Aktivitet: DP1 B3  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. SINTEF. Rapport nr. STF22 A01607.  
Forfattere: Hynne, T. og Leira, B.J.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-13-2  
Sider: 12 + 22 + 7 vedlegg  
Dato: Oktober 2006

- Rapport nr. 9:** TITTEL: Bestandighet og levetid av reparerte betongkonstruksjoner.  
Aktivitet: DP2 A2  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NORUT Teknologi as rapport NTAS F2001-36.  
Forfattere: Arntsen, B.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-14-0  
Sider: 14 + 20  
Dato: Oktober 2006
- Rapport nr. 10:** TITTEL: Restlevetid – Kai Sjursøya.  
Aktivitet: DP2 A3  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Selmer Skanska AS, rapport nr. B 01-01.  
Forfattere: Carlsen, J.E.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-15-9  
Sider: 12 + 15 + 7 vedlegg  
Dato: November 2006
- Rapport nr. 11:** TITTEL: Feltforsøk Sykkylven bru.  
Aktivitet: DP2 A4  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. Selmer Skanska AS, rapport nr. B 01-02  
Forfattere: Carlsen, J.E.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-16-7  
Sider: 12 + 9 + 30  
Dato: Desember 2006
- Rapport nr. 12:** TITTEL: Strengthening Prestressed Concrete Beams with Carbon Fiber Polymer Plates.  
Aktivitet: DP2 B1  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling. NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.  
Forfattere: Takacs, P.F. og Kanstad, T.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-17-5  
Sider: 14 + 46 + 12  
Dato: Desember 2006

- Rapport nr. 13:** TITTEL: Forsterking av betongsøyler med karbonfibervev.  
Aktivitet: DP2 B2  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
SINTEF. Rapport nr. STF22 A00718.  
Forfattere: Thorenfeldt, E.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-18-3  
Sider: 14 + 22 + 3 vedlegg  
Dato: Desember 2006
- Rapport nr. 14:** TITTEL: Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong.  
Aktivitet: DP2 B2  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
SINTEF. Rapport nr. STF22 A01618.  
Forfattere: Thorenfeldt, E.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-19-1  
Sider: 14 + 20 + 2 vedlegg  
Dato: November 2007
- Rapport nr. 15:** TITTEL: Nonlinear Finite Element Analysis of Deteriorated and Repaired RC Beams  
Aktivitet: DP2 B3  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
NORUT Teknologi as rapport NTAS F2001-31.  
Forfattere: Sand, B.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-20-5  
Sider: 15 + 34  
Dato: Desember 2007
- Rapport nr. 16:** TITTEL: Styrkeberegning ved korrosjonsskader.  
Aktivitet: DP2 B3  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
SINTEF. Rapport nr. STF22 A01619.  
Forfattere: Stemland, H.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-21-3  
Sider: 14 + 57  
Dato: Desember 2007

- Rapport nr. 17:** TITTEL: Korrosjonsegenskaper for rustfri armering.  
Aktivitet: DP2 C1  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
NTNU, Institutt for konstruksjonsteknikk.  
Rapport R-9-01.  
Forfattere: Vennesland, Ø.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-22-1  
Sider: 12 + 16  
Dato: Januar 2008
- Rapport nr. 18:** TITTEL: Heftforhold for rustfritt armeringsstål.  
Aktivitet: DP2 C2  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
NTNU rapport.  
Forfattere: Hofsøy, A., Sørensen, S.I. og Markeset, G.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-24-8  
Sider: 12 + 44  
Dato: Januar 2008
- Rapport nr. 19:** TITTEL: Service Life Design of Concrete Structures  
Aktivitet: DP1 B4  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
Forfattere: Helland, S., Maage, M., Smeplass, S., Fluge, F.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-25-6  
Sider: 12 + 9 + 16 + 22  
Dato: Januar 2008
- Rapport nr. 20:** TITTEL: SLUTTRAPPORT  
Aktivitet: -  
Utgiver: Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Vegteknisk avdeling.  
Redaktører: Fluge, F. og Jakobsen, B.  
ISSN 1502-2331  
ISBN 82-91228-26-4  
Sider: 14 + 67  
Dato: Februar 2008

**INNHOLDSFORTEGNELSE**

<b>FORORD</b>	iii
<b>SUMMARY</b>	v
<b>RAPPORTOVERSIKT</b>	ix
<b>INNHOLDSFORTEGNELSE</b>	xiv
<b>PROSJEKTRAPPORTER</b>	1
1. INNLEDNING	1
2. AKTIVITETER	1
3. RAPPORTSAMMENDRAG	6
4. REPORT SUMMARIES	38

# PROSJEKTRAPPORTER

## 1. INNLEDNING

Foreliggende rapport oppsummerer prosjektet ”Betongkonstruksjoners livsløp”. Den gir en oversikt over prosjektet med organisering av aktiviteter og henvisning til de rapporter som er utarbeidet.

Sluttrapporten summerer opp konklusjonene i prosjektets enkeltrapporter. Det gjøres ikke noe forsøk på å vurdere disse utsagn, eller å se rapportene samlet og derved trekke konklusjoner på tvers av de enkelte rapporter.

Utsagn og konklusjoner i de enkelte rapporter og som også er referert i denne sluttrapporten står for de enkelte forfatters regning og er ikke nødvendigvis uttrykk for prosjektdeltakernes syn.

## 2. AKTIVITETER

Prosjektet har bestått av flere større og mindre aktiviteter gruppert som vist i etterfølgende oversikt over delprosjekt og aktiviteter.

### DP 1 LEVETIDSPROSJEKTERING

#### A. DATAINNSAMLING

DP1 A1: Laboratorie- og felldata

DP1 A2: Ressursvennlig kvalitetsbetong – kloridprofiler

#### B. LEVETIDSMODELLER

DP1 B1: Levetidsberegninger

DP1 B2: Pålitelighetsmetodikk

DP1 B3: Levetid, reparasjoner

DP1 B4: Internasjonalt samarbeid – Levetidsmodeller

### DP 2 VEDLIKEHOLDS- OG OPPGRADERINGSMETODER

#### A. VEDLIKEHOLDSMETODER

DP2 A1: Overflatebehandling

DP2 A2: Bestandighet og levetid av reparerte konstruksjoner

DP2 A3: Restlevetid - kai Sjursøya

DP2 A4: Feltforsøk Sykkylven bru

#### B. OPPGRADERINGSMETODER

DP2 B1: Prøving av karbonfibersforsterkede bjelker, Isakveien bru

DP2 B2: Instrumenterte laboratorieforsøk med karbonfiberforsterkning

DP2 B3: Styrkeberegning av skadde og reparerte konstruksjoner



### **C. RUSTFRI ARMERING**

DP2 C1: Korrosjonsundersøkelse av rustfri armering

DP2 C2: Hefteforhold for rustfritt armeringsstål

### **DP3 MÅLETEKNIKK**

DP3 A1: Dr.ing. -prosjekt ” Sentrale parametere for korrosjon”

DP3 A2: Oppfølging av Bergsøysundet bru og Nordhordlandsbrua

Aktivitetene er basert på forslag fra nøkkelpartnerne og forskningsinstituttene. Det er utarbeidet separate rapporter fra hver aktivitet. Sammendrag av rapportene og engelske ”summaries” fremgår av kapitel 3 og 4..

### **DP1 Levetidsprosjektering**

#### ***Datainnsamling***

Det eksisterer flere typer levetidsmodeller bygget opp med ulik grad av kompleksitet. For å kalibrere slike modeller er det nødvendig å ha tilgang på et sett pålitelige inngangsverdier. De metoder som anvendes ved uttak av prøver, analyser etc. kan påvirke påliteligheten til de innsamlede data. Prosjektet har derfor gjennomført en kvalitetsvekting hvor det foreliggende datamaterialet, innsamlet fra norske bruer, kaier og offshorekonstruksjoner, er bearbeidet videre og brukt i probabilistiske levetidsberegninger. Videre har en undersøkt sammenhengen mellom prøvingsresultater bestemt på både laboratorieprøver og prøver fra felt.

Måleresultatene fra spesialinspeksjonen i 1992 av Gimsøystraumen bru har vært gjennom en fornyet bearbeiding og analyse. På grunnlag av flere tusen kloridmålinger er det etablert et nett av 900 kloridprofiler systematisk plassert langs østre halvdel av brua. Målingene er behandlet statistisk, og sannsynlighetsfordelinger er beregnet for kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten og for diffusjonskoeffisienten. Overflatekonsentrasjonen avhenger av konstruksjonens høyde over havnivå, dens geometriske utforming, klimatiske forhold og mikroklimaet (lo/le-effekten) rundt brua. Diffusjonskoeffisienten varierer relativt lite for en og samme konstruksjon når betongsammensetning og eksponeringstid er holdt konstant.

Kloridinntrengningen i MA-betong er undersøkt for ulike bindemiddelsammensetninger og økende eksponeringsalder. Aktiviteten omfatter undersøkelse av 12 betongrecepter med varierende bindemiddelinhold og ulik innblanding av flygeaske. Prøvene er eksponert i sjøen, dels i skvalpesonen og dels permanent neddykket. Forsøkene viser at tilsetning av flygeaske i bindemiddelet reduserer inntrengningen av klorider i betongen. Typisk kan man oppnå en halvering av diffusjonskoeffisienten sammenlignet med betong fremstilt av ren Portland sement. Tilsvarende reduksjon i kloridinntrengning registreres også for betong fremstilt med lavt masseforhold samt for permanent neddykkete prøver.

Kloridkonsentrasjonen på betongoverflatene (sagflater) øker gradvis fra 0,5% Cl<sup>-</sup> av betongvekt etter 35 døgns eksponering til 0,8% Cl<sup>-</sup> etter 2 år. Til sammenligning viser akselererte laboratorieprøver (NT Build 443) en overflatekonsentrasjon på 0,85% Cl<sup>-</sup> av betongvekt. Etter de første par års eksponering stabiliseres overflatekonsentrasjonen og kan

ved levetidsberegninger betraktes som tidsuavhengig. Det er videre god sammenheng mellom resultatene bestemt ved akselerert prøving og fra felteksponeerte prøver.

### ***Levetidsmodeller***

Levetid kan defineres som tiden det tar fra en konstruksjon er ferdig bygget til den er uhensiktsmessig for videre bruk. I pålitelighetsstandarden NS 3490 defineres dimensjonerende brukstid som den perioden en konstruksjon forventes å være i bruk uten at det blir nødvendig med betydelige reparasjoner. I denne rapporten er levetid i hovedsak begrenset til tekniske forhold, og det er gjort ulike tilnærminger til hvordan modellering av levetid kan gjennomføres.

Aktivitetene har vært nær knyttet til europeisk standardiseringsarbeid hvor innsamlede bestandighetsdata fra eksisterende betongkonstruksjoner benyttes til kalibrering av probabilistiske levetidsmodeller, etablering av regelverk som sikrer betongkonstruksjonenes bestandighet og som grunnlag ved fastlegging av kravene i standardene.

Det gis en oversikt over ulike modeller for levetidsberegning av betongkonstruksjoner hvor både deterministiske og probabilistiske levetidsmodeller er behandlet. Statistisk behandlede data for overflatekonsentrasjon og diffusjonskoeffisient fra Gimsøystraumen bru er gjennomgått og bruken av alternative statistiske fordelingsmodeller er vurdert. Resultatene av disse tilpassingene er oppsummert i tabeller som også angir regresjonskoeffisientene for de undersøkte sannsynlighetsfordelingene. Lognormal fordelingen peker seg ut som den ”gjennomsnittlig” beste. Tilpasning av statistisk fordeling er også gjennomført for armeringsoverdekningen.

Levetidsdimensjonering, analogt dagens metoder for styrkeberegning, basert på partialfaktorer er gjennomført. I beregningene legges initieringsfasen til grunn, og det opereres i bruksgrensetilstanden med sviktsannsynligheter på 5 henholdsvis 10%, tilsvarende  $\beta = 1,65$  og  $1,28$ , etter NS 3490. Beregnet nødvendig armeringsoverdekning samt sammenhengen mellom sviktsannsynlighet og tilhørende total sikkerhetsfaktor er vist. Eksempelvis gir beregningene en total sikkerhetsfaktor i størrelsesorden 1,0 for 10% sviktsannsynlighet og 1,12 – 1,39 for 5% sviktsannsynlighet når 95% fraktilen benyttes for diffusjonskoeffisienten og 64% fraktilen benyttes for overflatekonsentrasjonen.

Det vises også eksempler på anvendelser ved å sammenligne probabilistisk styrkedimensjonering med en styrkeberegning basert på partialfaktormetoden. Den probabilistiske angrepsmåten er deretter utvidet til også å omfatte en levetidsberegning hvor det tas hensyn til armeringskorrosjon. Beregninger er her gjort i bruddgrensetilstanden hvor brudd er definert som slutten av propageringsfasen.

Probabilistisk modellering av nedbrytningsmekanismene gjør det videre mulig å evaluere effekten av de vedlikeholdsvalg man gjør mht. konstruksjonens totale sikkerhet og kostnadsoptimalisering.

Det er gjennomført flere separate analyser, for eksempel en parameterstudie av resultatenes følsomhet for endring i de enkelte inngangsverdiene. Det gjenstår fortsatt arbeid for å etablere en pålitelig sammenheng mellom parameterne som inngår i modellene, for eksempel sammenhengen mellom masseforhold og diffusjonskoeffisient.

## **DP2 Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder**

### ***Vedlikeholdsmetoder***

Hvordan vedlikeholdstiltak påvirker betongkonstruksjoners levetid behandles i flere aktiviteter. Målsetningen er, gjennom å fastlegge reparasjoners bestandighet, å avdekke årsakene til at nye skader oppstår og etablere et bedre beslutningsgrunnlag for vedlikehold. Aktivitetene omfatter inspeksjon av fire bruer bygget i 10-års perioden fra 1969 til 1980, og reparert i 1995-96. Ved inspeksjon 5 år senere ble det observert betydelige korrosjonsskader, særlig i områder mellom felt som var reparert. Feltinspeksjonene er supplert med laboratorieundersøkelser av forskjellige reparasjonsmaterialer. Det har vært knyttet en dr.ing student til denne aktiviteten.

I forbindelse med et større reparasjonsarbeide er det gjennomført utprøving av ulike reparasjonsmaterialer og teknikker. Undersøkelsene har bestått i å dokumentere effekten av forskjellige reparasjonsmaterialer når de påføres et likt underlag. Påføringen er gjort på fullskalaprøver av materialleverandørene selv basert på deres egne spesifikasjoner. Det er allerede nå etter kort tid mulig å foreta en rangering mellom de ulike prøvefeldene. Overflatebehandling reduserer inntrengningen av klorider i nystøpt betong, og elastiske slemmemasser synes å fungere bedre enn silan impregnering.

Laboratorieforsøk viser at gjenværende klorider i den opprinnelige betongen diffunderer inn i reparasjonsbetongen. Overflatekonsentrasjonen i reparasjonsbetongen endret seg lite fra 220 til 545 døgn eksponering, mens kloridinnholdet i underlagsbetongen i den samme tidsperioden er blitt redusert på grunn av diffusjon.

Høye herdetemperaturer synes ikke å øke kloridinntrengningen i betongkonstruksjoner. Det er ingen betydelig forskjell i kloridinntrengning for betong med 20 °C og 85°C maksimal herdetemperatur verken ved sammenligning mellom terninger eksponert i laboratoriet og prøvet etter 355 døgn eller mellom felteksponerte betongklosser prøvet etter 160 døgn. Impregnering av betongoverflatene før eksponering gir derimot overflatekonsentrasjoner som er ca. halvparten av verdiene fastlagt på ubehandlet betong.

### ***Oppgraderingsmetoder***

Karbonfiber forsterkning er en velegnet metode til å oppgradere bæreevnen til betongkonstruksjoner. Forsøk på 35 år gamle bjelker ga for to fiber forsterkede bjelker en kapasitetsøkning for momentbrudd på henholdsvis 28 og 37%. Lastnivået da første riss oppsto økte med ca. 20%.

Søyler forsterket med karbonfibervev viser betydelig større duktilitet enn en referansesøyle uten forsterkning. Ved brudd økte betongtøyningene fra 1,5‰ for referansesøylen til 5,0‰ for søylen med 2 lag karbonfibervev. Bruddlasten økte med 51 %, men søylene fikk et sprøere brudd.

Brudd i overgangssonen mellom betongen og den pålimte fiberarmeringen begrenser utnyttelsen av pålimt karbonfiberarmering. Den vanligste bruddtypen er skjærriss i betongen parallelt med overflaten. En forenklet, men rimelig god, beregningsmodell er basert på at

heftspenningen ved brudd antas konstant over en netto effektiv forankringslengde. Nivået på den utnyttbare heftspenningen er begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset i betongen ikke skal overskride en nærmere angitt kritisk grense.

Betongkonstruksjoner skadet av armeringskorrosjon er analysert. Hovedvekten er lagt på å belyse hvordan heft, moment og skjærkapasitet påvirkes i forskjellige stadier av reparasjonsarbeidet, fra en uskadet konstruksjonsdel med full nyttelast via korrosjonsutvikling, reduksjon av nyttelast, fjerning av betong og påføring av reparasjonsbetong og ny opplastning til full nyttelast. Beregningsmodellene gir i tillegg et godt grunnlag for å vurdere en betongkonstruksjons tilstand og restlevetid

### ***Rustfri armering***

Korrosjonsundersøkelser av rustfri armering i kombinasjon med vanlig karbonstål pågår, men korrosjon er ennå ikke registrert.

Utformingen av kammene er av avgjørende betydning for heftegenskapene til rustfri armering. Glidningen ved brudd er for rustfri armering større enn for karbonstål, hvilket understreker nødvendigheten av at stengene utformes med korrekt kamgeometri. Stenger som avvek fra kravene i regelverket mht kamgeometri viste i forsøk betydelig dårligere heftegenskaper enn de som tilfredstilte kravene.

### **DP3 Måleteknikk**

Innenfor rammen av hovedprosjektet ble det igangsatt et dr.ing-program ”Sentrale parametere for korrosjon”. Programmet startet 1. januar 2001 og ble avsluttet med levering av avhandlingen ”Thermal Aspects of Corrosion of Steel in Concrete” i januar 2005.

På de to flytebruene, Nordhordlandsbrua og Bergsøysundet bru, ble det under byggingen etablert et overvåkningssystem for å følge korrosjonsutviklingen i pongtongene. Armeringen i pongtongene er katodisk beskyttet med offeranoder. Omfattende målinger utført fra starten opp til 8 år etter at pongtongene ble eksponert i sjøvann viser at det så langt ikke foregår armeringskorrosjon. Målingene er konsistente med målt kloridinntrengning og viser at offeranodene beskytter armeringen i hele pongtongen, både neddykkede deler og øvrige deler opp til 2,5 meter over havnivå.

Aktiviteten er presentert i etterfølgende publikasjon

Fluge, Finn:	”Durability surveillance of Bergsøysundet bridge”
Markey, Ian F.:	Proceedings, “Second International Symposium on Structural
Hasselø, Jørn A.:	Lightweight Aggregate Concrete”
Sletten, Geir I.:	Kristiansand 18. – 22. June 2000 page 874-883
Espelid, Bård:	

### 3. RAPPORTSAMMENDRAG

**Rapport nr. 1:** Felldata for kloridinitiert armeringskorrosjon, sammenstilling og kvalitetsvurdering av tilgjengelige data.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering

Rapporten er en sammenstilling av opplysninger og grunnlagsdata innsamlet fra feltundersøkelser av betong eksponert i marint miljø. Det er utarbeidet en oversikt over relevante grunnlagsdata med angivelse av hvor sammenhørende måledata kan finnes. Det er lagt vekt på opplysninger som identifiserer den konstruksjonsdelen hvor det er utført målinger, dvs informasjon om materialkvalitet, konstruksjonsparametere, eksponeringsmiljø og korrosjonstilstand.

Faktorer som betongsammensetning, hvordan tilstandskontrollen er utført, uttak av prøver og analysemetoder varierer mye og kan påvirke påliteligheten til de registrerte måledataene. Kunnskap om dette avgjør hvilken vekt som skal legges på de enkelte delene av datamaterialet og dannet grunnlaget for den prioritering mht hvilke måledata som skulle bearbeides videre. Det er på grunnlag av denne kvalitetsvurderingen gjort et utvalg måledata som kan benyttes som inngangsparametere i levetidsberegninger.

I de gjennomførte kvalitetsvurderingene har man konsentrert seg om påliteligheten og kvaliteten til fem parametere som benyttes i levetidsberegninger: miljøet gitt ved kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten  $C_o$ , kloridinntrengningen i betong gitt ved diffusjonskoeffisienten  $D$  og aldringsparameteren  $\alpha$ , armeringsoverdekningen og terskelverdien, gitt som kritisk kloridinnhold nødvendig for depassivering av armeringen.

Datamaterialet representerer samlet 3400 kloridprofiler basert på enkeltprøver tatt i ulike dybde fra betongoverflaten og hentet fra feltstasjoner, kaier, offshore konstruksjoner og bruer. Kloridinnholdet er bestemt på prøver satt sammen av støv fra ett til fire borhull, alternativt ved fresing på borkjerner i 2 mm sjikt.

Bare grunnlagsdataene er tilgjengelig i foreliggende rapport. Det er imidlertid gjennomført bearbeidning av måledata fra bruene, ca. 1200 profiler fra kystbruer generelt og 1050 profiler fra Gimsøstraumen bru. Resultatene viser at spredningen for overflatekonsentrasjon og diffusjonskoeffisient, samt nivå for kritisk kloridinnhold, er av samme størrelsesorden for både kystbruene og Gimsøstraumen bru.

**Rapport nr. 2**      Laboratoriedata for kloridinitiert armeringskorrosjon.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

Internasjonalt eksisterer det flere metoder for laboratorieprøving av betongs motstand mot kloridinntregning. I Norge har det på 90-tallet vært vanlig å bruke følgende tre metoder:

Neddykket kloridinntregning, APM 302 / NT Build 443; (tidligere kalt Bulk Diffusion)  
Kloridpåsprøyting  
Kloridmigrasjon, NT Build 355.

Rapporten er en gjennomgang av laboratoriedata med sikte på å fastlegge:

- sammenhengen mellom betongens masseforhold  $v/(c+ks)$  og tilhørende kloridtransportkoeffisient bestemt ved prøving etter en av de tre forannevnte laboriemetodene for kloridinntregning.
- innvirkningen av ”effektivitetsfaktoren  $k$  for silika”, på nevnte sammenheng mellom betongens masseforhold og kloridtransportkoeffisientene.
- forholdet mellom de tre kloridtransportkoeffisientene, dvs. diffusjonskoeffisienten  $D_D$ , påsprøytingskoeffisienten  $D_S$  og migrasjonskoeffisienten  $D_M$ , bestemt ved henholdsvis neddykket kloridinntregning, kloridpåsprøyting og kloridmigrasjon.
- den effekten betongens herdning, før laboratorieprøvingen, har på opptredende kloridtransportkoeffisient ( $\beta$ -faktoren).

Det rapporterte arbeidet er dels utført som ledd i SINTEFs strategiske instituttprogram (SIP) ”FDV og levetid av bygd infrastruktur”, og dels som ledd i prosjektet Betongkonstruksjoners livsløp innenfor aktivitet DP1 A.1.

Dataene som danner grunnlaget for denne rapporten er hentet fra prosjektet ”Bestandige betongkonstruksjoner” hvor tilgjengelige laboratoriedata samlet og systematisert. I vedlegg er det gitt en oversikt over alle utførte laboratorieundersøkelser basert på de tre forannevnte metodene med angivelse av betongens grunnlagsdata som masseforhold etc. Laboratorieprøvingen er utført på både betong utstøpt i laboratorium og kjerner boret ut fra felteksponerte betongkonstruksjoner. Videre er det i oversiktene angitt de konstruksjonene hvor det er utført parallelle in situ undersøkelser av kloridinntregningen

Datamaterialet er viderebehandlet ved regresjonsanalyser og det er etablert relasjoner mellom aktuelle parametere. For alle tre laboriemetodene er det funnet at et 2. grads polynom tilpasning mellom kloridtransportkoeffisienter og masseforhold ( $v/(c+ks)$ ) gir best resultat.

Analyse av resultatene fra neddykket kloridinntregning ga for hele utvalget på 117 enkeltresultater korrelasjonskoeffisient  $R^2 = 0,68$  for effektivitetsfaktor  $k = 5$ . Et redusert utvalg, hvor hudprøver og prøver med høy herdetemperatur er trukket ut og som omfatter 95 av forannevnte 117 enkeltresultater ga korrelasjonskoeffisient  $R^2 = 0,80$  for  $k = 3$ , se figur 1.

Tabell 1 viser beregnede diffusjonskoeffisienter  $D_D$  for masseforhold 0,3, 0,4 og 0,5 basert på regresjonsanalyser av både det hele og det reduserte utvalget.

Enkeltresultatene representerer ulike betonger; normalbetong og lettbetong, feltbetong og laboratoriebetong, betong med og uten silikatilsetning samt betong med ulike herdebetingelser.

Tabell 1.

Masseforhold $v/(c + ks)$	Regresjonsanalyse av hele utvalget	Regresjonsanalyse av redusert utvalg
	Diffusjonskoeffisient $D_D$ $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$	Diffusjonskoeffisient $D_D$ $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$
0,3	2,9	2,3
0,4	6,9	5,0
0,5	16,5	12,5
Antall enkeltresultater i utvalget	117	95
Effektivitetsfaktor k	5	3
Korrelasjonskoeffisient $R^2$	0,68	0,80

Sammenhengen masseforholdet/påsprøytningskoeffisient, henholdsvis masseforhold/migrasjonskoeffisient er analysert på en tilvarende måte.

Høyeste korrelasjonskoeffisient ( $R=0,85$ ) ble oppnådd for kloridmigrasjon med effektivitetsfaktor  $k = 5-8$ .

Det har liten effekt på resultatene å utelukke lettbetongprøvene fra utvalget

Forholdet mellom påsprøytingkoeffisientene og diffusjonskoeffisientene ( $D_S/D_D$ ), er relativt entydig, og ligger i området 1,4-1,8, sammenhengen blir bedre for lavere betongfasthet (høyere verdi av  $D_D$  og  $D_S$ ).

Forholdet mellom diffusjonskoeffisient og migrasjonskoeffisient ( $D_D/D_M$ ), varierer for mye til at det kan angis et omtrentlig forholdstall mellom dem. Dette gjelder også for forholdet mellom påsprøytningskoeffisient og migrasjonskoeffisient ( $D_S/D_M$ ).

Det er videre funnet at å inkludere  $\beta$ -faktoren i beregningene gir litt dårligere korrelasjon mellom masseforholdet, og diffusjonskoeffisienten,  $D_D$ . Utprøving av  $\beta$ -faktorer på 0,10, 0,13, og 0,15 ga ingen betydelig forskjell i resultatene.

**Rapport nr. 3:** Gimsøystraumen bru. Spesialinspeksjon 1992 – kloridprofiler.  
Vurdering av kloridbelastning og diffusjonskoeffisient.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

I forbindelse med prosjektet OFU Gimsøystraumen bru, ble det ved spesialinspeksjon i 1992 utført en omfattende og systematisk kartlegging av bruas tilstand. Det ble tatt ut i alt 920 kloridprofiler. Disse dataene er tidligere omtalt i rapportene fra OFU Gimsøystraumen bru, men en fullstendig statistisk bearbeidning av kloridprofilene er ikke utført før nå. Brua ble bygget i perioden 1979-1981, og konstruksjonen var derfor eksponert i 11-13 år før prøveuttak.

Det ble tatt ut kloridprofiler fra både overbygningen og pilarene. Profilene ble tatt ut konsekvent etter en på forhånd oppsatt plan fra et område som dekker omtrent halve brua. Prøvene ble tatt ut systematisk for å etablere et godt grunnlag for videre statistisk behandling. Det store antallet prøver og det planmessige prøveuttaket gjør materialet internasjonalt sett unikt.

Det ble boret ut støvprøver for bestemmelse av kloridprofiler, fra land (østsida) og ut til ca. midt på brua. Prøveområdet er delt inn i fire felt, hvor hvert felt går mellom to nabopilarer. Hvert av feltene 1-4 ble igjen delt opp i vertikale snitt. Første snitt ble tatt ut 1 m fra pilarveggen, mens 2. snitt ble tatt ut 6 m fra pilarveggen. Påfølgende snitt ble tatt ut med 6 m avstand. Antall snitt for de enkelte felt var:

- Felt 1: 11 snitt
- Felt 2: 21 snitt
- Felt 3: 21 snitt
- Felt 4: 23 snitt

I hvert snitt ble det tatt ut 11 prøver rundt kassa, fordelt jevnt på nordsiden, undersiden og sørsiden. Der kassehøyden er lav, ble det tatt ut 9 prøver. Dette gir totalt 752 prøvesteder.

Pilar 2 ble delt i to horisontale snitt henholdsvis 0,5 og 1,5 m over fundamentet (3,1 og 4,1 m over middelvannstand). Hver av pilarene 3-5 ble delt opp i 3-6 horisontale snitt i innbyrdes vertikal avstand 4 m. Det første snittet ble plassert 1 m over fundamentet (3,6 m over middelvannstand). Antall snitt pr. pilar var:

- Pilar 3: 3 snitt
- Pilar 4: 5 snitt
- Pilar 5: 6 snitt

For hvert snitt ble det tatt ut 10 prøver fordelt rundt hele pilaren. Dette gir totalt 168 prøvesteder.

I hvert prøvepunkt ble det boret ut støv fra 4 hull med 16 mm slagbor i følgende dybder

- pilarer: 0-15, 15-30, 30-50, 50-75 og 75-100 mm
- overbygning: 0-10, 10-20, 20-30, 30-50 og 50-75 mm



Alle støvprøver ble analysert med hensyn på totalt innhold av Cl i % av betongvekt. Analysene ble utført med RCT, en relativt pålitelig og hurtig metode for bestemmelse av kloridinnhold. Det ble utført totalt 4600 kloridanalyser fordelt på de 920 kloridprofilene.

Det ble foretatt beregning av "kloridparametrene";  $C_0$  og  $D$ , der  $C_0$  beskriver den teoretiske konsentrasjonen av klorider (Cl i % av betongvekt) i overflatesjiktet, og der  $D$  beskriver hastigheten for kloridinntrengningen i  $m^2/s$ .

Beregning av diffusjonskoeffisienten ut fra kloridprofiler ble utført ved en tilnærmet løsning av Ficks 2. lov. Teoretisk kloridinnhold i overflatesjiktet,  $C_0$ , og diffusjonskoeffisienten,  $D$ , ble bestemt ved kurvetilpasning med et regneark utarbeidet ved SINTEF Bygg og miljøteknikk/NTNU Fakultet for Bygg og miljøteknikk, Cl-solv.xls, utgave 1998.

Resultatene viser at kloridbelastningen på brua varierer svært mye avhengig av le/lo side, høyde over middelvannstand og lokal turbulens (mikroklima). Denne variasjonen er mye større enn det en var klar over før denne undersøkelsen ble gjennomført.

De oppnådde diffusjonskoeffisientene ligger på et nivå som må anses normalt for betong i fasthetsklasse C35 - C40 og eksponeringstid 10-12 år. Spredningen i resultatene er betydelig, men ikke større enn det en kan forvente når en tar i betraktning lokale materialvariasjoner og usikkerhet i prøveuttak og analyse. Diffusjonskoeffisienten for klorider ser ut til å være noenlunde konstant for en konstruksjon ved gitt betongsammensetning og alder, uavhengig av miljøbelastningen. Videre ser diffusjonskoeffisienten ut til å være en mer robust parameter med hensyn på prøveuttak og prøving enn det som tidligere er antatt.

Det er betydelige systematiske variasjoner i resultatene slik som økning av kloridbelastningen og delvis også av diffusjonskoeffisienten i brukassen ved pilarene. Tilsvarende er det en systematisk økning av disse parametrene for søylene jo nærmere sjøen prøvene er tatt.

**Rapport nr. 4:** Kloridinntrengning i ressursvennlig kvalitetsbetong.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

Aktiviteten er en videreføring av det kloridprogrammet som ble påbegynt i det NFR-støttede prosjektet "Ressursvennlig kvalitetsbetong" (1996-1998).

Hovedmålsettingen med forsøksprogrammet har vært å fastlegge kloridinntrengningen i betong for ulike bindemiddelsammensetning:

- Portland sement CEM I, ulike typer.
- Portland flyeaskesement CEM II/A-V
- Flyeaske, mengde og malningsgrad, tilsatt under blandedprosessen

Undersøkelsene omfatter totalt 12 forsøksreier av betong i miljøklasse MA (meget aggressivt miljø), dvs. masseforhold  $\leq 0,45$  i henhold til Norsk Standard. Til betongene er det brukt ulike typer NORCEM sementer, 3 rene Portland sementer type CEM I (Standard-, Anlegg- og Industri-sement), en blandingssement, type CEM II (Standard FA) og en blanding av Standard- og Anlegg-sement i forholdet 1:3. I sistnevnte kombinasjon er flyeaske med ulike finhet innblandet i mengder på 0, 10, 20 og 35% av bindemiddelvekt. Forsøksreien omfatter i tillegg 2 betongblandinger med Standard FA og masseforhold 0,40 hvor silikastøv er tilsatt i mengder på 0 og 4% av sementvekt.

Både NORCEM og SINTEF har gjennomført feltforsøk med bestemmelse av kloridinntrengningen i betongen etter 35 døgn, 200 døgn, 1 år og 2 års eksponering i sjøvann ved feltstasjoner i Eidangerfjorden, utenfor NORCEM Dalen, og på Østmarkneset i Trondheim .

NORCEM benyttet 100 mm terninger som prøvestykker. De ytterste 5 mm av terningene, støpehuden, ble saget bort og sagflaten ble eksponert for klorider. Prøvestykkene ble lagret på 5 m dyp i sjøvann med saltinnhold på ca. 1,2%, som  $Cl^-$ . SINTEF benyttet sylindere Ø100/200 mm som prøvestykker. Disse ble delt på langs og eksponert i tidevannssonen. Kloridinntrengningen ble målt både på sagflater og på endeflater med støpehud. Generelt gjelder at alle ikke eksponerte flater ble påført flere lag epoksy.

I tillegg til feltforsøkene har SINTEF gjennomført supplerende forsøk hvor kloridinntrengning i betong ble fastlagt ved følgende akselererte metoder:

- Neddykket kloridinntrengning, APM302 / NT Build 443 – tidligere kalt Bulk Diffusion
- Kloridpåsprøyting, SINTEFs interne prosedyre KS 70 116

Kloridinnholdet er målt på støv frest fra eksponert flate i sjikt på 1,8 – 6 mm. Resulterende kloridprofiler danner grunnlaget for beregning av kloridkonsentrasjon på betongoverflaten ( $C_o$ ), effektiv diffusjonskoeffisient ( $D$ ), total mengde inntrengte klorider og dybde til kloridinnhold 0,1% etter 1 års eksponering.

SINTEF har i tillegg målt elektrisk motstand på prøvestykker herdet under ulike eksponeringsbetingelser, terninger og skiver av terninger vannlagret ved 20 °C i 6 henholdsvis 24 måneder samt skiver av Ø100 mm sylindere eksponert 2 år i skvalpesonen.

Resultatene viser at det er god sammenheng mellom akselererte prøver utført i laboratorium og naturlig kloridinntrengning fastlagt på felteksponerte prøver. Betong med flygeaske har vesentlig større motstand mot kloridinntrengning enn tilsvarende verdier for betong fremstilt med rene Portlandsementer.

Ved korte eksponeringstider (35 døgn) viser feltforsøkene liten effekt av flygeasken, mens det kan påvises en betydelig effekt når eksponeringstiden øker til 1 henholdsvis 2 år. Diffusjonskoeffisienten ( $D$ ) blir vesentlig mindre i alle betonger som inneholder flygeaske, både blandinger med Standard FA sement og i betong hvor sement og flygeaske tilsettes i blandeprosessen. I betongprøver med flygeaske øker den elektriske motstanden.

Økende flygeaske tilsetning gir tydelig forbedring både med hensyn til kloridinntrengning og elektrisk motstand.

**Rapport nr. 5:** Statistisk beregning av levetid for betongkonstruksjoner utsatt for kloridinntrengning.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

De mange registrerte skadene forårsaket av kloridinitiert armeringskorrosjon har økt interessen for å kunne beregne konstruksjonens levetid. Levetidsprosjektering består i å utforme en konstruksjon slik at den med tilstrekkelig sikkerhet beholder sin funksjon gjennom hele den stipulerte levetiden.

Pålitelige modeller for beregning av levetid er nødvendige både for å kunne bestemme dimensjoner og materialsammensetning for nye konstruksjoner og sikre fornuftig forvaltning drift og vedlikehold av denne typen konstruksjoner. Gjennom de senere år er det blitt utviklet beregningsmetoder basert på de samme prinsipper som for tradisjonell styrkedimensjonering, men hvor man også tar hensyn til nedbrytningsprosessene som virker over tid.

Rapporten er en analytisk gjennomgang av modeller for levetidsberegning av betongkonstruksjoner. Deterministiske modeller er behandlet først. Deretter er det gitt eksempler på statistiske levetidsmodeller. De deterministiske analysene er basert på antatte inngangsverdier og på verdier fra statistisk behandlede måldata. For de probabilistiske modellene er analysene basert på fordelingsfunksjoner etablert for de ulike parametrene.

Levetidsberegninger er gjennomført for to eksempelkonstruksjoner: Gimsøystraumen bru og en "fiskerikai" hvor måldataene fra en serie fiskerikaier er slått sammen til en felles database. Tilgjengelige måldata er analysert og tilpasset forskjellige analytiske fordelingsfunksjoner. Basert på disse analysene og andre relevante kilder er det etablert statistiske fordelingsfunksjoner for diffusjonskoeffisient, kloridkonsentrasjon på betongoverflaten og armeringsoverdekning.

Metoder for å gjennomføre en statistisk levetidsanalyse er beskrevet. Det er differensiert mellom forskjellige deler av konstruksjonene ut fra variasjoner i for eksempel materialsammensetning, overflatekonsentrasjon og overdekning.

Basert på målinger fra Gimsøystraumen bru er det funnet at lognormal er den fordelingsfunksjonen som best beskriver samlingen av data for diffusjonskoeffisient og overflatekonsentrasjon. Lognormalfordelingen gir høyeste regresjonskoeffisient og best overensstemmelse for de høyeste verdiene. For armeringsoverdekning samsvarer både Gumbel- og lognormalfordeling godt med registrerte data. I levetidsberegningene er lognormal valgt som den primære fordelingsfunksjonen, men andre fordelinger er også undersøkt.

For initiell kloridkonsentrasjon i betongen er det antatt normalfordeling da et tilstrekkelig datagrunnlag mangler. Normalfordeling er også benyttet for å beskrive modellusikkerheten.

For fiskerikaierne har man tatt utgangspunkt i normal- og lognormalfordelinger, men for fiskerikaierne har ikke lognormalfordelingen basis i tilpassede fordelinger slik som for datamaterialet fra Gimsøystraumen bru. Det er valgt lognormalfordeling for kritisk kloridnivå.

En generell observasjon fra beregningene er at platefelt og dragere i fiskerikaiene beregningsmessig får langt kortere levetid pga kloridinntrengning enn hva tilfellet er for overbygning og pilarer for Gimsøystraumen bru. Denne observasjonen reflekteres også i de deterministiske beregningene.

Ved å sette de relevante parameterene inn som middelveier blir beregnet levetid for Gimsøystraumen 65 år for overbygningen og 28 år for pilarene, mens fiskerikaiene viser 3,8 års levetid for platefelt og 6,6 år for dragerne. Dersom det i stedet benyttes karakteristiske verdier, middelveier + ett standardavvik, for diffusjonskoeffisient og overflatekonsentrasjon blir beregnet levetid for Gimsøystraumen bru henholdsvis 10 år for overbygningen og 12 år for pilarene. De statistiske levetidsanalysene viser også at spredningen i beregnet levetid er større for samlingen av fiskerikaier enn for Gimsøystraumen bru. Hvis man betrakter en spesifikk kaikonstruksjon vil sammenligningen imidlertid gi et gunstigere resultat.

Følsomhetsstudier med hensyn til valg av statistiske modeller er utført for noen av de mest sentrale parametere. Resulterende variasjon i levetidsfordeling er betydelig.

Dimensjoneringsformat som skal sikre at kloridutsatte betongkonstruksjoner oppnår en nærmere spesifisert levetid er også behandlet. Formuleringer basert på partiellkoeffisienter er drøftet og den mer direkte metoden basert på tabulerte verdier for overdekning er vurdert ut fra den sammenhengende sviktsannsynligheten.

**Rapport nr. 6:** Dimensjoneringsformat for kloridbestandighet.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

Rapporten er en analytisk studie av et spesifikt dimensjoneringsformat basert på partialkoeffisienter eller sikkerhetsfaktorer analogt det som brukes i tradisjonell styrkedimensjonering. Nødvendig armeringsoverdekning beregnes for betong av ulik kvalitet eksponert for ulike kloridlaste. Det er innført en sikkerhetsfaktor som når den blir multiplisert med beregnet karakteristisk kloridinntrengningsdybde gir nødvendig armeringsoverdekning.

Sammenhengen mellom størrelsen på sikkerhetsfaktoren og tilhørende sannsynlighet for at korrosjon finner sted er beregnet. Inngangsdataene i disse beregningen er et sett av statistisk modellerte parametere.

Det er tatt utgangspunkt i to forskjellige valg av karakteristiske verdier for beregning av tilhørende sikkerhetsfaktor. Disse er referert til som Alternativ 1 og Alternativ 2.

Ved beregning av karakteristisk armeringsoverdekning benyttes i Alternativ 1 middelveidene for diffusjonskoeffisient og kloridkonsentrasjon på betongoverflaten som karakteristiske inngangsverdier.

Alternativ 2 baserer seg på fraktiler med lavere sannsynlighet for overskridelse, nemlig 95%-fraktilen for diffusjonskoeffisienten og middelveidien pluss 0,36 ganger standardavviket for kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten. Forutsettes det at kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten er normalfordelt gir dette en sannsynlighet for overskridelse på 64 %, hvilket for en levetid på 50 år tilsvarer en årlig sannsynlighet for overskridelse, som er lik returperioden for naturlaste angitt i NS 3490.

Alternativ 2 gir derfor sikkerhetsfaktorer som prinsipielt tilsvarer produktet av partialkoeffisientene benyttet ved vanlig styrkedimensjonering, mens Alternativ 1 gir sikkerhetsfaktoren i forhold til forventningsverdien for last og motstand.

For å illustrere analogien til styrkedimensjonering kan problemstillingen sammenlignes med dimensjonering av en plate hvor kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten tilsvarer lasten på platen, diffusjonskoeffisienten tilsvarer materialstyrken mens beregnet armeringsoverdekning tilsvarer nødvendig platetykkelse og armeringsmengde.

Verdiene for den karakteristiske kloridinntrengningsdybden er fastlagt ved deterministisk beregning basert på Fick's andre lov hvor det tas utgangspunkt i de valgte karakteristiske verdiene for diffusjonskoeffisient og kloridkonsentrasjon på betongoverflaten.

Kritisk kloridnivå (terskelverdien) er valgt lik 0,07 % av betongvekt, og det er antatt at dette tilsvarer middelveidien minus ett standardavvik.

Den statistiske beregningen av nødvendig armeringsoverdekning er utført for sviktsannsynlighet 10 % og 5 %, hvor svikt er definert ved at kloridkonsentrasjonen i dybde med armeringen overskrider kritisk kloridnivå (terskelverdien). Fysisk betyr dette at armeringskorrosjon kan starte, dvs. at den såkalte initieringsfasen går over i propageringsfasen.

Det er funnet at selv om beregnet karakteristisk kloridinntrengningsdybde og beregnet sikkerhetsfaktor er forskjellig for de to alternativene så blir den resulterende nødvendige armeringsoverdekningen identisk for de to tilfellene. . Beregnet armeringsoverdekning representerer middelverdien av nødvendig armeringsoverdekning, dvs. nominell verdi.

Av resultatene fremgår at bruk av tilnærmede lognormal fordelinger gir brukbar overensstemmelse enten for 10% eller 5% sviktsannsynlighet, men ikke for begge tilfellene samtidig. Bruk av tilnærmede Gaussfordelinger gir systematisk for lave verdier for nødvendig armeringsoverdekning både sett i forhold til ”nøyaktig” beregning og til resultatene fra modeller basert på lognormalfordeling.

Det er gjennomført tre forskjellige parameterstudier med hensyn på de statistiske modellene. Disse er primært forskjellig hva angår modeller for diffusjonskoeffisient og kloridkonsentrasjon på betongoverflaten. I tillegg er virkningen av å benytte tilsiktet levetid på 50 år i stedet for 100 år undersøkt.

**Rapport nr. 7:** Pålitelighetsmetodikk ved bruk av FDV og levetidsberegninger.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

Rapporten gir en oversikt over beregningsmodeller for kloridinntrengning i betong og for armeringskorrosjon. Det gis videre en oversikt over konstruksjonsmessige konsekvenser av armeringskorrosjon, for eksempel redusert armeringstverrsnittet og redusert heft mellom betong og armering.

Analyse av konstruksjonspålitelighet eller probabilistisk konstruksjonsanalyse baserer seg på en statistisk beskrivelse av data samt på et konsept med definerte grensetilstander og beregning av sannsynligheten for overskridelse av grensetilstandene.

Kravene til pålitelighet vil variere, avhengig av typen grensetilstand, bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand etc.

Med utgangspunkt i beregningsmodellene for inntrenging av klorider og depassivering av armeringen, kan feilsannsynligheten beregnes som sannsynligheten for at kloridkonsentrasjonen i dybde med armeringen overskrider den kritiske terskelverdien for begynnende korrosjon.

Grensetilstandsfunksjonen defineres som differansen mellom kritisk kloridkonsentrasjon og beregnet kloridkonsentrasjonen i dybde med armeringen.

For de modellene som er beskrevet vil sannsynligheten for begynnende korrosjon styres av et sett av belastnings og motstandsparametere.

Belastningsparameteren vil være:

- kloridkonsentrasjon på overflaten

Motstandsparametere vil være:

- betongens diffusjonskoeffisient ved et bestemt tidspunkt
- aldringsparametere for tidsavhengig diffusjonskoeffisient
- armeringsoverdekning
- terskelverdi for begynnende armeringskorrosjon

Belastningssiden styres av kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten. Verdien av denne vil for eksisterende konstruksjoner bestemmes ut fra målte kloridprofiler analysert ved hjelp av Ficks 2. lov. Prinsipielt mener man at denne parameteren varierer med tid, men resultater viser at dersom man ser bort fra konstruksjonenes første leveår så gir en tidsuavhengig modell tilfredsstillende resultater for denne parameteren.

Modellene for den gjennomsnittlige diffusjonskoeffisienten benytter normalt to parametere for å beskrive denne, nemlig diffusjonskoeffisient ved et bestemt tidspunkt og aldringsparameteren som angir tidsavhengigheten av diffusjonskoeffisienten.

Armeringsoverdekningen styres av de minstekrav som prosjekteringsstandardene gir, eventuelt av ekstra krav som byggherre setter samt av nøyaktighet ved utførelsen.



En viktig parameter med stort variasjonsområde og stor usikkerhet er terskelverdien for begynnende armeringskorrosjon. Terskelverdien påvirkes av et komplekst samspill mellom en mengde faktorer, men det er ikke observert eksakte grenser for hvilket kloridinnhold som initierer armeringskorrosjon. Basert på at terskelverdien kan oppfattes som et produkt av flere mekanismer benyttes lognormalfordeling for denne parameteren.

Ved beregning av restlevetid for en eksisterende konstruksjon vil det være naturlig å inkludere propageringsfasen i levetidsberegningene. Utgangspunktet er at inspeksjoner gjennomføres ved visse tidsintervall. Gjennom inspeksjonene finner man estimer på hvordan kloridnivået ved et gitt tidspunkt varierer med avstanden fra betongoverflaten.

Etter at en inspeksjon er foretatt og konstruksjonens tilstand er kartlagt gjenstår valg av videre strategi for vedlikehold av konstruksjonen. Et slikt valg kan spenne over et relativt vidt tiltaksområde. En probabilistisk modellering av nedbrytingsmekanismene gir mulighet til å evaluere den effekten de valgte vedlikeholdstiltakene har på konstruksjonens totale sikkerhet.

Det er i rapporten vist eksempler på anvendelse ved å sammenligne probabilistisk styrkedimensjonering av en kaibjelke med resultatene fra en styrkedimensjonering basert på partialfaktormetoden. Den probabilistiske angrepsmåten er utvidet til en modell for levetidsprosjektering hvor også armeringskorrosjon er tatt inn.

Med gitt krav til levetid er nødvendig armeringsoverdekning beregnet for ulike materialkvaliteter og kloridbelastning. Det er gjennomført en parameterstudie for å undersøke resultatenes følsomhet for endring av de enkelte variable. Terskelverdien for kritisk kloridinnhold ved armeringen påvirker nødvendig armeringsoverdekning betydelig. Det samme gjør endringer i diffusjonskoeffisientens middelvei. Spredningen har mindre betydning så lenge standardavviket ligger under 50% av diffusjonskoeffisientens middelvei. Aldringsparameteren er den parameteren som påvirker nødvendig armeringsoverdekning mest. Både endringer i middelvei og spredning har stor betydning. Også kloridkonsentrasjonen på betongoverflaten påvirker resultatene mye. For denne parameteren er det middelveien som i størst grad har betydning.

Tidsutviklingen fram til begynnende armeringskorrosjon er beregnet for en valgt armeringsoverdekning. Denne framstillingen gir stor spredning for tiden fram til akseptkriteriet nås.

Det er videre også vist eksempel på beregning av restlevetid for en "eksempelkai" hvor risikoen for sammenbrudd er undersøkt. Usikkerheten knyttet til korrosjonshastighet og om det er homogen korrosjon eller "pitting"-korrosjon representerer den største usikkerheten ved beregning av restlevetid, dvs. beregning av det tidspunktet da sannsynligheten for utilstrekkelig bærekapasitet blir uakseptabel stor.

**Rapport nr. 8:** Effekt av reparasjon på levetid: Eksempelstudie fra Gimsøystraumen.  
Delprosjekt: Vedlikeholds-og oppgraderingsmetoder.

Reparasjoner er en generelt akseptert metode for å øke levetiden til en betongkonstruksjon. For å kunne sammenligne forskjellige reparasjonsmetoder er det imidlertid nødvendig å ha kunnskap om effekten av de ulike tiltak. Målsetningen for dette arbeidet har vært å etablere en modell som kan være et hjelpemiddel ved vurdering av den effekt reparasjoner og vedlikehold har med hensyn til betongkonstruksjoners levetid.

Den analytiske modellen er verifisert ved sammenligning med virkelig utførte reparasjoner.

Reparasjonsarbeidet utført på overbygningen til Gimsøystraumen bru, 12 år etter at den ble bygget, legges til grunn for sammenligningen mellom den teoretiske modellen og de utførte reparasjonene. Betong med kloridinnhold over 0,4 - 1,0 % av sementvekt (0,06 - 0,16 % av betongvekt) ble fjernet og erstattet med påsprøytet mørtel. Totalt ble det fjernet omtrent 30 mm betong som ble erstattet av 40 mm sprøytet mørtel. For å hindre ny inntrengning av klorider ble den nye betongen overflatebehandlet med et fleksibelt sementbasert belegg.

Basert på et sett verdier for diffusjonskoeffisient og kloridkonsentrasjon på betongoverflaten, fastlagt ved spesialinspeksjonen i 1992 og tilpasset ved regresjonsanalyse, er det gjennomført numeriske simuleringer med elementprogrammet DIANA av kloridinntrenging før reparasjonene samt beregnet kloridfordeling for tiden etter reparasjon. I tillegg er det utført et begrenset parameterstudium som kombinert med de statistiske levetidsmodellene, beskrevet i Rapport nr. 5, kan benyttes til å bestemme den statistiske levetidsfordeling etter reparasjonen. Videre er det gitt en beskrivelse av den numeriske algoritmen for estimering av sannsynligheten for at kloridkonsentrasjonen ved armeringen overstiger et nærmere angitt nivå. Det er også illustrert hvordan statistisk levetidsfordeling kan beregnes både med og uten reparasjon av betongkonstruksjonen.

Resultatene fra elementprogrammet viser god overensstemmelse med de analytiske resultatene tilpasset de målte verdiene. Det gis målte og analytisk bestemte kurver ved reparasjonstidspunktet for kloridprofiler i 7 punkt fordelt rundt overbygningen. For de samme punktene er det gitt forventet fordeling av kloridinnhold 1, 5 og 8 år etter reparasjonen.

Den probabilistiske analysen viser at sviktsannsynligheten, etter en omhyggelig utført reparasjon, øker meget langsomt etter reparasjonstidspunktet. Da den beregnede sviktsannsynligheten er kumulativ kan den ikke avta med tiden. Kurvefremstillingen illustrerer tydelig den gunstige innvirkningen av en reparasjon.

Dersom det er ønskelig kan sannsynligheten for avskalling på grunn av armeringskorrosjon beregnes som funksjon av tid. Det kreves da at modeller for korrosjonshastighet og kriterier for avskalling introduseres. Den statistiske beskrivelsen gjør det også mulig å innarbeide resultater fra fremtidige inspeksjoner.

**Rapport nr. 9:** Bestandighet og levetid av reparerte betongkonstruksjoner.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

Det knytter seg en betydelig usikkerhet til hvordan enkelte reparasjonsmetoder påvirker betongkonstruksjoners bestandighet. Valg av reparasjonsmetoder og beskyttelsesstrategi er derfor en viktig side ved rehabilitering av betongkonstruksjoner.

Foreliggende rapport er arbeidsprogrammet for et doktorgradsprosjekt som skulle utføres ved Norut, Narvik. Målsetningen var å studere reparerte betongkonstruksjoners bestandighet og fremskaffe en oversikt over omfanget av skader i overgangssonen mellom reparerte og ikke reparerte områder når det utføres tradisjonell mekanisk reparasjon på slike konstruksjoner eksponert i marint miljø.

Programmet omfatter planer for feltundersøkelser av sju bruer i Nordland og Troms samt et opplegg til supplerende laboratorieundersøkelser. Doktorgradsarbeidet er ikke avsluttet.

Rapporten beskriver i tillegg erfaringer fra undersøkelser utført på fire reparerte bruer.

Sørstraumen bru, bygget i perioden 1977-1979, har samlet brulengde på 440 m, med ett hoved- og to sidespenn. Overbygningen er bygget etter fritt frembyggemetoden, og det er benyttet betong i fasthetsklasse C40. Brua ble mekanisk reparert i 1996. I områder hvor det var registrert bom og avskallinger ble armeringsoverdekningen fjernet ved håndmeisling. Armeringen ble sandblåst før påføring av reparasjonsmørtel og impregnering med et silan basert hydrofoberingmiddel. Resultatet av reparasjonen var nedslående. Knappe tre år etter reparasjonen ble det registrert aktiv korrosjon og bom i ca. 80% av de reparerte områdene. Konklusjonen er at meislingsomfanget hadde vært for lite.

Skattørsundet bru, bygget i perioden 1969-1971, er en bjelke/platebru med total lengde på 804 m. I 1995 ble det utført reparasjoner av områder med løs og skadet betong. Skadet betong ble håndmeislet bort og erstattet av reparasjonsmørtel. I alt ble 320 skader på pilarene og 345 skader på overbygningen reparert. Spesialinspeksjon sommeren 1999 viste at reparasjonene på overbygningen hadde vært vellykket. For pilarene ble det imidlertid påvist fortsatt aktiv korrosjon. Kloridinnholdet ved armeringen lå allerede i 1992 så høyt som 1-2% av sementvekt. Til tross for dette ble kun løs og skadet betong fjernet. Også her var årsaken at for lite kloridinfisert betong ble fjernet.

Årsteinstraumen bru er en kontinuerlig bjelkebru på pilarer med samlet lengde på 396 m. I 1995 ble det gjennomført omfattende reparasjons- og beskyttelsestiltak på brua. Løs og skadet betong ble fjernet ved piggmeisling inn til 30 mm bak armeringen. Armeringen ble sandblåst og sår ble mørtlet igjen ved tørrsprøyting. Under inspeksjon sommeren 1999 ble det ikke oppdaget ny korrosjon innenfor de reparerte områdene, men det var betydelig korrosjon i områder mellom de reparerte feltene. Målinger viste et kloridinnhold på 3,5 - 5 % av sementvekt.

Åselistraumen bru, bygget i 1979 - 1980, er 200 m lang fordelt på 7 spenn. I 1995 ble det iverksatt reparasjoner på alle søylene. Reparasjonen bestod i vannmeisling av skadet betong, tørrsprøyting av sår, påføring av en elastisk sementbasert slemmemasse og maling. I 1996 ble reparasjonene videreført på overbygningen. Denne reparasjonen inkluderte også fuktisolering av brudekke og legging av slitelag. En spesialinspeksjon sommeren 2000 avdekket aktiv korrosjon i sonene mellom reparerte og ikke reparerte områder. Skadene kunne ikke oppdages før opphugging.

**Rapport nr. 10:** Restlevetid - Kai Sjursøya.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

I forbindelse med rehabilitering av Oslo Havnevesens kai på Sjursøya i 1998 ble det tatt initiativ til et utviklingsprosjekt for å undersøke hvilken kloridbremsende effekt man kunne oppnå ved bruk av ulike reparasjonsløsninger/reparasjonsmetoder. Prosjektet er et samarbeidsprosjekt mellom forskjellige aktører i byggebransjen – Entreprenørservice AS, Selmer Skanska AS, Oslo Havnevesen, Statens vegvesen samt fire materialleverandører.

Prosjektet består av to delprosjekt, undersøkelse av ulike overflatebehandlingssystemers kloridbremsende effekt samt undersøkelse av hvordan rester av klorider i reparerte betongkonstruksjoner diffunderer inn i ny reparasjonsbetong.

Målsetningen med prosjektet er å fastlegge effekten til ulike systemer når materialene påføres et i utgangspunktet likt underlag som i dette tilfellet er overflater hvor reparasjonsbetongen er støpt mot forskaling eller overflater av sprøytebetong. Materialleverandørene har selv utarbeidet forslagene til kloridbremsende tiltak og er gitt anledning til å teste ut systemet på prøvofelt med sammenlignbare overflateegenskaper. For å kunne sammenligne resultatene og dokumentere systemenes kloridbremsende effekt er det i tillegg etablert to ubehandlede referansefelt. Over en periode på 15 år skal det etter planen jevnlig tas ut betongprøver til bestemmelse av kloridprofiler.

Kloridinnholdet i betongen før påbegynt meisling, ble dokumentert ved måling av kloridinnhold og beregning av kloridprofiler i hvert prøvofelt. Rapporten angir en tabellarisk oversikt over kloridinnholdet i prøvofeltene målt etter ett års eksponering. Kloridinnholdet er gitt som Cl i % av sementvekt. Sammenhørende verdier for beregnet diffusjonskoeffisient og kloridkonsentrasjon på betongoverflaten er vist sammen med den høyest målte kloridkonsentrasjonen i profilet.

Undersøkelse av kloriddiffusjonen fra gammel til ny betong ble gjennomført hovedsakelig som laboratoriearbeid, men ble også supplert med noen prøver i felt. I laboratoriearbeidet ble klosser av betong C35 herdet i sjøvann og påsprøytet samme reparasjonsbetong som ble benyttet på kaia. Prøvestykkene ble deretter lagret i sjøvann frem til det tidspunktet hvor ytterligere analyser skal gjøres. For bestemmelse av kloridprofiler tas det ut et sett prøver fordelt i snitt gjennom prøvestykket. Man får derved to sammenhørende kloridprofiler, ett som beskriver kloridinntrengningen fra sjøvann inn i ny betong og ett som beskriver kloridtransporten fra gammel til ny betong.

For å kunne sammenligne med laboratorieundersøkelsene er det i tillegg også utført undersøkelse av kloriddiffusjonen mellom meislet in-situ betong og ny reparasjonsbetong. Det er foreløpig ingen konklusjoner fra prosjektet.

**Rapport nr. 11:** Feltforsøk Sykkylven bru.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

I tidligere utførte forsøk for å bestemme inntrengningen av klorider i betong har maksimal herdetemperatur vært en av parametrene. Resultater fra disse forsøkene indikerer at høyere maksimal temperatur ikke entydig synes å ha ugunstig effekt på betongens motstand mot kloridinntrengning. Forsøkene det vises til er det NFR støttede FoU-prosjektet "Lettkon" fra 1999 som blant annet omfattet lettbetongen i bruene over Stolmasundet og Raftsundet. Andre forsøk er "Lightcon" fra 1996 og "Ressursvennlig betong" fra 1998 som tar for seg normalbetong.

Fordi disse resultatene hovedsakelig er basert på undersøkelser av lettbetong er det et uttrykt ønske om også å gjennomføre forsøk som omfatter normalbetong. Selmers oppdrag med bygging av Sykkylven bru var en egnet anledning til å få utført forsøk med normalbetong. Betongarbeidene startet opp i 1999. Det ble i den forbindelse satt i gang forsøk for å måle kloridinntrengningen i prøvestykker støpt av brubetong og som under herdningen fikk ulike maksimaltemperaturer.

Forsøk ble utført både på brustedet og i Selmers betonglaboratorium på Kjeller. Prosjektet skal danne grunnlaget for vurderingen av hvilken betydning den maksimale herdetemperaturen har for kloridinntrengningen.

På brustedet ble det støpt ut 3 klosser med målene  $b/l/h = 700/220/500$  mm. Maksimal herdetemperatur var for de tre klossene henholdsvis  $85^{\circ}$ ,  $50^{\circ}$  og  $20^{\circ}$  C. Etter ca. 140 døgns herdning ble prøvestykkene utplassert for klorideksponering. Kloridmålinger for å bestemme kloridprofilene i betongen ble utført ultimo september 2000 etter 160 døgns eksponering.

I laboratoriet ble det støpt 3 150 mm terninger. Maksimal herdetemperatur for terningene var også her henholdsvis  $85^{\circ}$ ,  $50^{\circ}$  og  $20^{\circ}$  C. Terningene ble etter 28 døgn lagret neddykket i sjøvann med temperatur  $20^{\circ}$  C. Kloridmålinger ble utført etter 28 og 355 døgns eksponering.

Resultatene fra undersøkelsen skal prøves følgende to hypoteser:

1. Høy maksimaltemperatur i herdefasen gir betong med relativt høyere diffusjonskoeffisient  $D$  og lavere overflatekonsentrasjon  $C_s$  enn betong med lavere herdetemperatur og samme eksponeringstid.
2. For en betongkonstruksjon med gitt armeringsoverdekning og gitt kritisk kloridnivå medfører hypotese 1 at maksimaltemperaturen under herdningen har begrenset betydning for hvor lang tid det vil ta før armeringskorrosjon kan inntre

Rapporten gir foreløpige resultater fra undersøkelsene. Med noen unntak underbygger resultatene hypotese 1. Hypotese 2 er vanskeligere å etterprøve da en slik vurdering forutsetter at det foreligger kloridprofiler som er bestemt etter en så lang eksponeringstid at pålitelige verdier for  $\alpha$ -faktoren finnes. Det er for tidlig å trekke endelige konklusjoner.

**Rapport nr. 12:** Strengthening Prestressed Concrete Beams with  
Carbon Fiber Polymer Plates.  
Delprosjekt: Vedlikeholds og oppgraderingsmetoder.

Karbonfiberplater kan være et attraktivt alternativ ved forsterkning av eksisterende betongkonstruksjoner. For å få økt innsikt i kapasitetsegenskapene til bærende elementer forsterket med karbonfiber komponenter, er det gjennomført forsøk og numeriske simuleringer for å klarlegge hvilken effekt en slik forsterkning har.

Det ble foretatt laboratorieforsøk og elementmetodeanalyser av førøppspente bjelker forsterket med karbonfiberplater. Fire prefabrikkerte T-bjelker med 100 mm påstøp ble testet i laboratoriet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU. Bjelkene var halve DT-elementer fra Isakveien bru ved Oslo som ble revet etter 35 års bruk. Bortsett fra litt knusning ved endeoppleggene var elementene i meget god stand. Fasthetsprøving på utborete kjerner ga midlere sylindrefastheter på 76,5 og 55,2 MPa for henholdsvis konstruksjonsbetongen og påstøpen. Tilsvarende var prosjektert betongkvalitet B600 (C55) og B300 (C25). Utboringen viste at det var god heft i støpefugen.

T-bjelkens totale høyde inkludert påstøp var  $H = 680$  mm. Bredde av flensen var  $B = 600$  mm, flensens tykkelse  $t = 100$  mm, og stegets tykkelse varierte fra 90 til 150 mm. Førsti spenntråder  $\text{Ø}4$  St1600/1800 med overdekning 30 mm var fordelt over en høyde på 130 mm i nederste del av steget. I tillegg var det lagt inn 14  $\text{Ø}4$  spenntråder med 30 mm overdekning i underkant av flensen. Total spennkraft i en bjelke var  $P_i = 706$  kN. Skjærarmeringen var  $\text{Ø}8$  c/c 300 mm.

To av bjelkene ble prøvet fritt opplagt med tvillinglaster for bestemmelse av referansekapasiteter for moment- og skjærbrudd. Referansekapasiteten var 23% og 104 % høyere enn beregnet etter NS 3473. For bjelken med planlagt momentbrudd inntraff ikke endelig brudd ved knusning i betongtrykksonen. Dette skyldes prøveriggens geometri. Imidlertid viser last/forskyvnings-diagrammet at maksimalt lastnivå ble tilnærmet nådd. For den andre bjelken inntraff skjærbrudd etter utstrakt skrårissdannelse og store tøyninger i strekkarmeringen.

De øvrige to bjelkene ble forsterket med langsgående karbonfiberplater (SIKA CarboDur S) med to forskjellige arealer,  $A_{CFRP} = 108 \text{ mm}^2$  og  $A_{CFRP} = 216 \text{ mm}^2$ . Karbonfiberplatenes tykkelse var 1,2 mm, gjennomsnittlige strekkfasthet var angitt til  $3050 \text{ N/mm}^2$ , mens E-modulen var  $165000 \text{ N/mm}^2$ . Karbonfiberplatene ble limt på strekksiden av T-bjelken, ved nedre del av steget. For begge prøveoppstillingene ble lastene plassert slik at momentbrudd skulle inntreffe.

Kapasitetsøkningen for de to forsterkede bjelkene var, sammenlignet med referansebjelken som fikk momentbrudd, henholdsvis 28% og 37%. For førstnevnte bjelke skjedde bruddet ved at karbonfiberplaten i underkant gikk til brudd ved ca. 10 ‰ tøyning. Bruddet i den andre bjelken var et typisk skjærbrudd. Tøyningen i karbonfiberplaten var også her ca. 10 ‰, og last/forskyvnings-diagrammets form og dets horisontale asymptote indikerer at den maksimale momentkapasiteten nær ble nådd. Bruddlasten kan ikke sammenlignes med den målte referansekapasiteten for skjær på grunn av forskjellig avstand mellom last og opplegg. Forsterkningen førte til at lastnivået ved 1. riss økte med ca. 20 %. Stivhetsøkningen for lastnivå representative for bruksgrenselasten (etter opprissing) var også betydelige; anslagsvis

75% økning av bøyestivheten bestemt både ut fra målte last/forskyvnings- og moment-tøyningskurver. Økningen skyldes økt strekkarmeringsareal og at karbonfiberplatene bidrar til et tettere rissmønster og derved større ”tension-stiffening” effekt.

Bjelkene ble også analysert med elementmetodeprogrammet DIANA. Ikke-lineær material-oppførsel ble beskrevet ved hjelp av en rissmodell basert på modifisert trykkfelts teori (Vecchio og Collins). I utgangspunktet ble analysene gjennomført med middelfastheter for betongen og karbonfiberplatene, mens det for armeringen ble benyttet karakteristiske fastheter som inngangsverdi. Elementanalysene underestimerte derfor bjelkenes kapasitet med opptil 11 %. Dersom spennarmeringens fasthet øktes med 10 % ble det svært god overensstemmelse mellom analyser og forsøksresultat.

Basert på de gjennomførte undersøkelsene synes det som bruk av karbonfiberplater kan være en effektiv og enkel metode for forsterkning av eksisterende betongkonstruksjoner.



**Rapport nr. 13:** Forsterkning av betongsøyler med karbonfibervev.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

Utgangspunktet for undersøkelsen er behovet for å utvikle enkle metoder til forsterkning av søyler i betongkonstruksjoner som har fått økte påkjenninger og/eller skader forårsaket av utilstrekkelig bestandighet.

Eksempelvis har søylene på Elgeseter bru i Trondheim bidratt til å sette fokus på problemstillingen da de har fått betydelig opprissing fordi det har vært brukt alkalireaktivt tilslag. I tillegg har en del av søylene fått økte påkjenninger på grunn av ekspansjon av bruplaten. Rissene i søylene er så store at det er fare for korrosjonsskader på bøylearmeringen.

Det er vurdert å bruke utvendig pålimt karbonfibervev for å hindre at det skjer en videre ekspansjon som forårsaker ytterligere økning av rissviddene. I denne sammenhengen vil det være fordelaktig om karbonfiberveven i tillegg også har en omsnøringseffekt som helt eller delvis kan kompensere for mangelfull bøylearmering.

Hovedmålsetningen med prosjektet var å undersøke den potensielle forsterkningseffekten på betongsøyler som vikles med karbonfibervev og impregneres med epoksy. En annen målsetning var å vinne erfaring med praktisk utførelse av ekstern fiberforsterkning limt og impregnert på stedet.

Forsterkningseffekten ble undersøkt ved å prøvebelaste fem uker gamle armerte betongsøyler i fasthetklasse C30 med og uten slik forstrekning. Prøvingen omfattet sentrisk belastning av fire søyler med sirkulært tverrsnitt, diameter 330 mm og lengde 2,3 m. Alle søylene hadde lengdearmring bestående av 6Ø25 mm i kamstål B500C som var skjøtt i midtområdet med omfaringslengde 300 mm. Karbonfibervev av typen SIKA Wrap med lagtykkelse 0,13 mm var limt kant i kant og dekket 900 mm av midtområdet.

Den valgte skjøtlengden var bare  $\frac{1}{4}$  av minimum standard omfaringslengde for den aktuelle armeringen og kan oppfattes som en svekkelse av det armerte betongtverrsnittet.

De fire søylene hadde forskjellig detaljutføring:

- S1: Søyle uten bøyer i skjøtområdet
- S2: Søyle med stålbøyer i skjøtområdet
- S3: Søyle med ett lag pålimt karbonfibervev
- S4: Søyle med to lag pålimt karbonfibervev

Hovedhensikten med forsøkene var å sammenligne søylenes kapasitet og undersøke om moderate mengder pålimt karbonfibervev kan kompensere for manglende bøyer og eventuelt forsterke søylene.

Forsøkene viste noe overraskende at den moderate mengden stålbøyer som var lagt inn i skjøtområdet av søyle S2 bare i liten grad påvirket søylens kapasitet. Bruddet for denne søylen ble imidlertid mer duktilt enn for søylen uten bøyer i skjøtområdet.

Virkingen av pålimt karbonfibervev var betydelig. Sammenlignet med søylen uten bøyer i skjøtområdet økte kapasiteten med 20% for søylen med ett lag fibervev og med 50% ved forsterkning med to lag. Kapasitetsøkningen for ett fiberlag skyldes i særlig grad omsnøringseffekten hvilket fremgår av at bidraget fra betongen økte relativt mer enn økningen i søylens kapasitet. Ved to fiberlag økte bidraget til søylens kapasitet fra betong og armering tilnærmet like mye og utgjorde ved brudd ca. 50% for hver av dem.

De fiber forsterkede søylene fikk en betydelig økning i duktilitet i form av økt tøyingsevne før brudd. Betongtøyingene økte fra 1,5‰ for søylene S1 og S2 til over 5‰ for S4. På den annen side fikk de fiberforsterkede søylene en mer eksplosiv bruddutvikling, særlig sett i forhold til søyle S2 hvor bruddutviklingen foregikk mer gradvis og rolig for seg.

Utførelse av forsterkning ved påføring av fibervev viste seg å være en relativt enkel arbeidsoperasjon. Det er viktig å legge fiberveven plant på betongflaten med litt strekk slik at det ikke oppstår folder som kan være vanskelig å jevne ut med rull etterpå.

Vanlige sikkerhetstiltak er bruk av hansker og briller.

**Rapport nr. 14:** Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

Fiberkompositter, spesielt karbonfiberarmert plast (CFAP), har i de senere årene blitt tatt i bruk ved reparasjon og forsterkning av betongkonstruksjoner. CFAP kan også brukes til å øke sikkerheten og redusere skadekonsekvensene ved dynamiske ulykkeslaster som jordskjelv og eksplosjoner. En forsterket konstruksjon skal tilfredsstillende samme krav til pålitelighet som andre ordinære bygningskonstruksjoner. Det er derfor behov for å utvikle beregningsregler for limforankring av karbonfiberarmerte plastbånd til betong.

Kravet til pålitelig samvirke med den armerte betongkonstruksjonen som skal forsterkes setter begrensninger for hvor høye spenninger som kan utnyttes. Basert på tidligere forsøksresultater er det grunn til å tro at forankringskapasiteten ved brudd gradvis vil reduseres for økende størrelse av gjennomgående krefter i karbonfiberbåndene. Med gjennomgående kraft menes her den delen av kraften som ikke avleveres i forankringen men som går gjennomgående forbi denne til motsatt side av forankringen.

For å undersøke sammenhengen mellom størrelsen på gjennomgående kraft og oppnåelig forankringskraft er det gjennomført en serie belastningsforsøk. Prøveoppstillingen besto av et betongprisme med dimensjon  $b/h/t = 200 \times 250 \times 150$  mm hvor det på de to sideflatene med høyde/tykkelse 250/150 mm var pålimt  $50 \times 1,2$  mm CFAP-bånd av typen SikaCarboDur. Belastningene var en kombinasjon av gjennomgående strekkrefter i plastbåndene og tangentielle forankringskrefter mellom betongprisme og plastbånd. CFAP-båndene ble belastet i en strekkprøvingsmaskin samtidig som betongprismet ble påført en kraft virkende i samme retning. Forholdet mellom forankret kraft og gjennomgående kraft i båndene ble variert. Lastene ble påført trinnvis med vekselvis økning av gjennomgående kraft og forankret kraft. Limfugen var epoksyylim av type Sikadur – 30 Normal. Den var 250 mm lang, 50 mm bred og hadde en tilsiktet tykkelse på 2 mm. Hvert av de to karbonfiberbåndene var instrumentert med 9 strekkklapper.

Ved prøvetidspunktet hadde betongen terningfasthet 45 MPa og spaltestrekkfasthet 3 MPa.

CFAP-bånd, SikaCarboDur S, hadde strekkfasthet 2.800 MPa og E-modul 165.000 MPa. Epoksyylim, Sikadur – 30 Normal, gir heftfasthet til betong  $> 4$  MPa og E-modul 12.800 MPa.

Forsøkene viser at forankringskapasiteten avtar med økende gjennomgående kraft i båndet. Heftspenningen ved brudd, beregnet for en kontaktflate  $50 \times 250$  mm, ble redusert fra 2,6 til 0,5 MPa, mens strekkspenningen i båndet, påført som gjennomgående last, økte fra tilnærmet null til 1200 MPa.

Den vanligste bruddtypen var delaminering i betongen parallelt betongoverflaten hvor et 1 - 2 mm tykt lag av betongen ble sittende igjen på karbonfiberbåndet. Ved den mest belastede enden av prismet var tykkelsen av betonglaget ofte noe større. Det er etablert en forenklet beregningsmodell basert på sammenhengen mellom skjærforskyvningen i delamineringsrisset og heftfastheten i risset. Skjærforskyvningen tilsvarer CFAP-båndets forlengelse i forankringsområdet. Modellen er basert på at skjærspenningen ved brudd antas å være konstant over en netto effektiv forankringslengde begrenset av at skjærforskyvningen i delamineringsrisset ikke overskrider en kritisk grense.

En aktuell kombinasjon av inngangsverdier som gir god overensstemmelse med observerte forankringskapasiteter, er skjærfasthet 4,0 MPa kombinert med kritisk skjærforskyvning 0,27 mm. For en prøve uten gjennomgående kraft gir beregningsmodellen med nevnte inngangsverdier kritisk forankringslengde lik 166 mm og forankringskapasitet i hvert av båndene på 33,2 kN tilsvarende en strekkspenning på 553 MPa i de 1,2 mm tykke karbonfiberbåndene. Dette tilsvarer 25 % av fiberbåndets strekkapasitet, som er av samme størrelsesorden som rapportert i litteraturen for bånd med tilsvarende stivhet og fasthet.

Beregningsmodellens bruk av konstant skjærspenning og stadig kortere forankringslengde ved økende gjennomgående strekkspenning i båndene stemmer brukbart med forsøksresultatene for prøver hvor forholdet mellom gjennomgående og forankret kraft er to eller lavere.

Når forholdet mellom gjennomgående og forankret kraft er større kan ikke den enkle beregningsmodellen beskrive skjærspenningsfordeling og skjærforskyvninger i stadier nær brudd.

Forsøkene danner et godt utgangspunkt for å utvikle dimensjoneringsregler for ekstern forankring av karbonfiberarmerte plastbånd til betongkonstruksjoner. Etablering av regler for kontroll av forankringen i områder med stor gjennomgående kraft i fiberbåndet er i denne sammenhengen spesielt viktig.

**Rapport nr. 15:** Nonlinear Finite Element Analysis of  
Deteriorated and Repaired RC Beams.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

Armeringskorrosjon er den vanligste årsaken til svekkelse og nedbrytning av armerte betongkonstruksjoner. Mange konstruksjoner eksponert for klorider, enten fra salting eller sjørøkk, har fått til dels store skader. Som følge av dette har det de seneste årene vært fokusert på vedlikehold og reparasjon av slike konstruksjoner.

Selv om nye og moderne reparasjonsmetoder, basert på katodisk beskyttelse, re-alkalisering etc., er tatt i bruk, blir størsteparten av reparasjonene fortsatt utført ved å fjerne betong med kloridinnhold over en viss grense før ny masse legges på. Skal en slik metode være vellykket må all kloridholdig betong fjernes. Dette kan bety at betydelige mengder betong må fjernes. Videre vil korrosjon redusere armeringstverrsnittet og påvirke heftegenskapene mellom armering og betong. I sin tur vil dette redusere konstruksjonens stivhet og bæreevne.

Det er mye litteratur tilgjengelig knyttet til nedbrytningsmekanismer, reparasjonsmetoder og materialer, men lite som omhandler de styrkemessige sider av reparerte betongkonstruksjoner.

Reduksjonen av heften mellom armering og betong påvirker egenskapene til den reparerte betongkonstruksjonen og kan redusere bæreevnen når konstruksjonen igjen utsettes for full last. Det hefter usikkerhet ved i hvilken grad man ved reparasjoner utført etter vanlige metoder kan gjenskape konstruksjonens opprinnelige bæreevne.

Betongkonstruksjoner er ofte så komplekse at en realistisk beskrivelse av stivhets- og styrkeegenskapene når den kloridholdige betongen er fjernet krever omfattende datasimuleringer. Denne rapporten griper fatt i denne problematikken gjennom å beskrive hvordan ikke-lineære elementanalyser kan benyttes til å beregne bruddlaster for skadde og reparerte betongbjelker.

Bjelkenes lasthistorie beskrives og simuleres med ett i utgangspunktet ubeskadiget konstruksjonselement påkjent av full nyttelast. Etter korrosjon og heftnedbrytning samt fjerning av nyttelast og kloridinfisert betong utbedres bjelkene med reparasjonsmørtel før nye laster påføres.

I foreliggende arbeid er betongmaterialet modellert som et isotropt materiale med arbeidsdiagram på trykksiden i henhold til NS 3473. Det er valgt von Mises bruddkriterium. Oppførselen etter brudd er basert på plastisitetsteorien. På strekksiden er betongen lineær til strekkspenningen når strekkfastheten, da det dannes riss, og betongen kan deretter ikke overføre strekk normalt på risset. Armeringsstålet er beskrevet ved en standard elasto-plastisk modell.

Armeringskorrosjon, uttrykt som reduksjon av ståltverrsnittet kan, basert på måling av korrosjonshastighet, beregnes for ulike tidspunkt etter at korrosjon er initiert. Modellen gjør bruk av polarisasjonsteknikk og Farrady's lov og kan anvendes for både pitting og jevnt virkende korrosjon.

I analysen er det benyttet en empirisk formel for heftfastheten hvor det tas hensyn til korrosjonens nedbrytende virkning på heftegenskapene. Videre er det introdusert ikke-lineære fjærer i knutepunktene mellom elementene som beskriver armeringsstenger og betong. Man kan derved modellere sammenhengen mellom opprettede heftspenning og tilhørende glidning mellom armering og betong.

Effekten av redusert armeringstverrsnitt forårsaket av korrosjon er det tatt hensyn til ved å benytte to sett armeringselementer som hver for seg er koblet til betongelementene med ikke-lineære fjærer. Før korrosjonen initieres er begge armeringselementene fullt virksomme. Etter hvert som korrosjonen utvikler seg fjernes det ene settet og analysen fortsetter med redusert armeringstverrsnitt og reduserte heftegenskaper.

Det er gjennomført numeriske analyser av både skadde og reparerte fritt opplagte bjelker. Bjelkene hadde spennvidde 8,0 meter og tverrsnitt  $b \times h = 250 \times 600$  mm. Strekkarmeringen som besto av 4 kamstål med diameter 25 mm var dels kontinuerlig gjennomgående og dels skjøtt med omfarings skjøt i spennet. Trykkarmeringen var 3 kamstål med diameter 10 mm og bøylene var kamstål med diameter 10 mm i avstand 500 mm.

I beregningene er benyttet armering B500NC med dimensjonerende strekkfasthet 400 MPa og betong i fasthetsklasse C35 med dimensjonerende trykk og strekkfasthet på henholdsvis 16,0 MPa og 1,21 MPa. Bjelkens lastkapasitet i bruddgrensetilstanden var 41,3 kN/m, dimensjonert etter reglene i NS 3473. Denne verdien benyttes i det etterfølgende for å sammenlikne beregnede bruddlast med lastkapasiteten i bruddgrensetilstanden.

Det er gjennomført analyser med 10% og 25% reduksjon av armeringstverrsnittet forårsaket av jevnt virkende korrosjon over et eksponert område som utgjør fra 50% til 70% av bjelkelengden. De numeriske simuleringene viser at beregnet bruddlast blir lavere når armeringstverrsnittet reduseres på grunn av korrosjon og bruddlasten reduseres også noe når lengden av klorideksponert strekkarmering øker.

For bjelker med 10% redusert armeringstverrsnitt i strekksonen og eksponert bjelkelengde som ikke overskrider 60% ble funnet bruddlast 1% til 3% høyere enn lastkapasiteten dimensjonert etter NS 3473. Ved å øke den klorideksponerte delen av bjelkelengden til 67% ble beregnet bruddlast redusert til 97% sammenlignet med lastkapasiteten etter NS 3473. Bruddformen gikk for det siste tilfellet over fra trykkbrudd til heftbrudd.

Bjelker med 25% reduksjon av armeringstverrsnittet hadde tilsvarende en beregnet bruddlast på 86% til 89% av lastkapasiteten basert på NS 3473 hvor denne variasjonen skyldes ulik lengde av klorideksponert armering.

Den numeriske simuleringen ga en kapasitet av uskadet bjelke som var 13% høyere enn kapasiteten beregnet etter NS 3473. Med en reduksjon av armeringstverrsnittet med 10% ble kapasiteten lik 89-90% av kapasiteten for intakt bjelke. Tilsvarende restkapasiteter for 25% tverrsnittsreduksjon var 75-78% av intaktkapasiteten. Dette viser at for de undersøkte bjelkene var kapasiteten redusert svært nær proporsjonalt med korrodert tverrsnitt. Når de klorideksponerte bjelkelengdene økte medførte dette økt nedbøyning.

Skjøting av strekkarmeringen med omfarings skjøt i spennet hadde liten effekt på bruddlasten, men det ble konstatert forskjeller knyttet til heftglidningen langs bjelken.

Videre er det gjennomført simulering av reparerte bjelker utsatt for både pitting og samtidig jevnt virkende korrosjon. Korrosjonsangrepet fra pitting ble konsentrert til ett område midt i bjelkespennet. Armeringstverrsnittet ble over 50% av bjelkelengden redusert med 25% og med 38% i pittingsonen.

Beregnet bruddlast ble i dette tilfellet 31,8 kN/m, en verdi som tilsvarer størrelsen på lasten i bruksgrensetilstanden og utgjør 77% av lastkapasiteten etter NS 3473. Dette tilsvarer 68% av lastkapasiteten til uskadet bjelke, hvilket samsvarer godt med 38% tverrsnittsreduksjon i pittingsonen. Effekten av jevnt virkende korrosjon er ubetydelig når tverrsnittsreduksjonen er mindre enn reduksjonene som skyldes pitting i midtområdet. Nedbøyningene ved beregnet bruddlast var i dette tilfellet betydelig redusert.

**Rapport nr. 16:**      Styrkeberegning ved korrosjonsskader.  
Delprosjekt:    Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

De viktigste årsakene til armeringskorrosjon er klorider som trenger inn i betongen, karbonatisering av betongen eller andre syreangrep. Forskningsarbeider knyttet til armeringskorrosjon i betongkonstruksjoner er gjennomgått og vurdert, både som grunnlag for å modellere faser under i korrosjonsutviklingen samt å fastlegge hvor raskt korrosjonsprosessen går, avhengig av det ytre miljøet.

Rapporten er i hovedsak basert på et litteraturstudium av internasjonale forskningsresultater, utført som analyser av bruddstyrken til konstruksjoner utsatt for armeringskorrosjon. Det er i dette arbeidet særlig lagt vekt på å belyse sider som konstruksjonens virkemåte, dens lastbærende evne og gi generell informasjon om korrosjonsprosessen.

Rapporten beskriver korrosjonsprosessen i armert betong. Korrosjon som skyldes klorider og syreangrep utvikler seg raskere enn korrosjon forårsaket av karbonatisering. Vanlig aksepterte verdier for korrosjonshastighet ligger i området fra 0,01 til 0,1 mm/år for kloridkorrosjon, og fra 0,001 til 0,005 mm/år ved karbonatisering. Det presenteres forslag til modeller som beregner korrosjonsproduktene sprengvirkning og tiden det tar fra begynnende korrosjon til de første rissene blir synlig. Kloridkorrosjon kan i tillegg til å være jevnt virkende også angripe armeringsstengene mer konsentrert, da som ”pitting” (groptæring). Armeringskorrosjon kan derfor utvikle seg langt før det oppstår synlige tegn på betongoverflaten.

Normalt vil bare en mindre del av armeringstverrsnittet være tapt når betongen skaller av. Typisk vil tverrsnittet være redusert med fra 1% til 2% når det første risset utvikler seg. En korrosjonsskade behøver derfor ikke nødvendigvis føre til en vesentlig reduksjon i konstruksjonens lastkapasitet. Det påpekes imidlertid at tverrsnittsreduksjonen unntaksvis kan bli så stor som fra 5% til 20% når overdekningen sprenges av.

Det er beskrevet forsøksserier som omfatter undersøkelse av armeringskorrosjon i bjelker og plater, og spørsmål stilles om hvor stor skade kan aksepteres før levetiden er brukt opp. Bjelker har en betydelig restkapasitet selv der mye av overdekningen er borte. Forutsetningen er at det er tilstrekkelig forankring ved oppleggene. Når armeringskorrosjonen med nedbrytning av heften simuleres ekstremt med fullt frilagt område som utgjør mindre enn 20% av spennet, vil reduksjonen i kapasitet være ubetydelig. Heftspenningene i bjelke/platespennt er vanligvis ikke større enn at armeringen klarer å overføre kreftene. Ved slike forhold har forsøk vist at skjærkapasiteten kan øke under gitte betingelser

Beregning av lastkapasitet og levetid, med hovedvekt på den nedbrytningen av heftegenskapene som skyldes armeringskorrosjon er også utført. Det er gitt overslagsmessige verdier for heft-, bøyemoment- og skjærkraftkapasitet samt hvordan disse endres som funksjon av korrosjonstilstanden. Resultatene viser at heftspenningene øker frem til det oppstår riss i overdekningslaget. Deretter reduseres heftspenningene med økende korrosjonsgrad. Ved 5% korrosjon ligger imidlertid heftspenningene på samme nivå som for ukorroderet stang.



Internasjonale regler for beregning av konstruksjoner skadet av korrosjon er også behandlet. Det er gitt en kort introduksjon til levetidsberegninger basert på Fick's 2. lov og forslag til beregning av restkapasitet som funksjon av korrosjonsgrad og korrosjonsdybde. Videre er det vist til modeller for beregning av reststyrken til konstruksjonselement med korrosjonsskader. Modellene er stort sett deterministiske modeller og gir derfor bare svar på hva som er det mest sannsynlige svaret basert på de gitte forutsetningene.

I senere år er konstruksjonens sikkerhet og levetid også vurdert på basis av probabilistiske modeller. Noen modeller inkluderer også propageringsfasen. For betongkonstruksjoner eksponert for karbonatisering vil man beregningsmessig få økt levetid ved å inkludere propageringsfasen. Ved kloridangrep er størrelsen på dette bidraget mer usikkert fordi korrosjonsforløpet i større grad avhenger av spenningsnivået i armeringen. Modellene som er tilgjengelige gir et godt grunnlag for tilstandskontroll og vurdering av konstruksjonenes reststyrke. Særlig gjelder dette for de tilfellene hvor det kan utføres målinger og hvor det er mulig å ta ut prøver for å fastlegge den aktuelle korrosjonsgraden.

Det gjenstår imidlertid mye arbeid før disse modellene blir så generelle og sikre at man under prosjekteringsarbeidet kan inkludere propageringsfasen ved beregning av levetid.

**Rapport nr. 17:** Korrosjonsegenskaper for rustfri armering.  
Delprosjekt: Vedlikeholds og oppgraderingsmetoder.

Det er utført en sammenlignende laboratorieundersøkelse av bestandighetsegenskapene til rustfri og vanlig svart armering innstøpt i betong og eksponert for klorider. Kloridbelastningen skjer ved at betongprøvene eksponeres i saltpåsprøyingskammer. Pågående korrosjon registreres ved å måle strømmen i et galvanisk element der den armeringen som skal undersøkes er anode.

Det er utstøpt betongprøver med innlagt armering bestående av varmvalset rustfritt stål W1.4429, kaldtrukket rustfritt stål W1.4401, varmvalset Duplex W1.4462, kaldtrukket Duplex W1.4462 samt vanlig svart armering.

Betongprøvestykkene har dimensjon 100x100x200 mm, og er fremstilt av betong med masseforhold 0,66. Armeringen er plassert i to dybder, en ytre armering (to gjennomgående stenger) med overdekning 20 mm og et indre armeringsnett (tre gjennomgående stenger) med 45 mm overdekning. Det er den ytre armeringen (anoden) som undersøkes. For å unngå tildekkingskorrosjon føres armeringen ut av prøven. I overgangssonen luft/betong er armeringen isolert med en krympestrømpe som går 5 mm inn i betongen. Eksponert armeringslengde i betongen er 190 mm. Ståleider og sideflater som ikke skal eksponeres er isolert med epoksy.

Samtlige betongprøver ble eksponert i et saltsprøyt-kammer hvor de ble utsatt for 4-timers syklisk belastning med påsprøyting av 3% NaCl-oppløsning og etterfølgende uttørking. Etter 35 uker eksponering ble syklusen, for å sikre oksygentilgangen, endret til 4 timers med klorid-påsprøyting og 20 timers uttørking.

Etter ca. 40 uker i saltsprøyt-kammeret var kloridinnholdet, målt i et snitt 19,5 til 20,5 mm fra overflaten, 0,08% av betongvekt. Dette tilsvarer 0,58% av sementvekt. I sjiktet 15-19,5 mm var kloridinnholdet 0,11% av betongvekt, tilsvarende 0,80% av sementvekt.

Armeringen er koblet til et 0-motstandsamperemeter. Pågående korrosjon registreres ved å måle strømmen i et galvanisk element der armeringsstålene som undersøkes er anode og et armeringsnett katode. I tillegg foretas potensialmålinger.

Etter ett års eksponering var det fremdeles ingen målinger som indikerte pågående korrosjon på noen av armeringskvalitetene. Strømmen varierte som forventet noe – spesielt i startfasen. Etter et halvt års eksponering hadde tydeligvis oksidene stabilisert seg, og det måles nesten ikke strøm. Det er ikke funnet noen systematisk sammenheng mellom målt strøm og stålkvalitet. Etersom hele systemet er i passiv tilstand, er dette naturlig.

Det har tatt lengre tid enn antatt å få initiert korrosjon. Videreføring av prøveprogrammet ville kreve at inntrengningen av klorider ble akselerert gjennom uttørking og saltpåsprøyting med en mer konsentrert NaCl oppløsning.

Det igangsatte prøveprogrammet ble terminert.

**Rapport nr. 18:** Hefteforhold for rustfritt armeringsstål.  
Delprosjekt: Vedlikeholds- og oppgraderingsmetoder.

Kjennskap til armeringens heftegenskaper er en viktig parameter når bruk av rustfri armering i betongkonstruksjoner vurderes. Kravene til heftegenskaper er i norske og tyske regler kun uttrykt ved et minimumskrav til den såkalte projiserte kamfaktoren.

På denne bakgrunn er det utført laboratorieforsøk for bestemmelse av heftegenskapene til to typer austenittisk, rustfritt armeringsstål. Målsettingen var å sammenligne heftegenskapene i betong for de aktuelle rustfrie armeringstypene med tilsvarende egenskaper for armering fremstilt av vanlig karbonstål samt sammenligne kamgeometrien med krav i regelverket.

Forsøksprogrammet omfattet måling av heftegenskaper ved uttrekksforsøk, kontroll av betongens trykkfasthet og måling av armeringens kamgeometri

Den rustfrie armeringen var kaldtrukket stål, W 1.4401, med dimensjon  $\phi$  8,  $\phi$  10 og  $\phi$  12 mm og varmvalset stål, W 1.4429, med dimensjon  $\phi$  16 og  $\phi$  25 mm.

Alle prøvene av karbonstål og de rustfrie  $\phi$  8,  $\phi$  16 og  $\phi$  25 mm stengene hadde kamgeometri i overensstemmelse med kravene i regelverket. De rustfrie  $\phi$  10 og  $\phi$  12 mm stengene tilfredsstilte derimot ikke kravene.

For å kunne sammenligne heftegenskapene til armering med samme diameter, men med forskjellig kamgeometri ble resultatene normalisert basert på projisert kamareal.

De normaliserte uttrekkskreftene for de rustfrie armeringsstengene som tilfredsstilte kravene til kamgeometri var høyere enn for de tilsvarende for sammenlignbare armeringsstenger av karbonstål. For dimensjonene  $\phi$  8,  $\phi$  16 og  $\phi$  25 mm var forskjellen henholdsvis 47%, 22% og 8%. Dette kan indikere at disse stengene hadde gunstigere ribbeutforming enn de øvrige.

For de rustfrie armeringsstengene som ikke tilfredsstilte kravene til kamgeometri var forholdet motsatt. De normaliserte uttrekkskreftene var i dette tilfellet lavere enn for tilsvarende armering av karbonstål. For dimensjonene  $\phi$  10 og  $\phi$  12 mm var forskjellen henholdsvis 7% og 13%. Det ble opplyst fra armeringsprodusenten at de stengene som ikke oppfylte kravene til kamgeometri var blitt fremstilt med gammelt produksjonsutstyr. Det ble senere levert armeringsstål med disse diametre som tilfredsstilte kravene. Det ble imidlertid ikke utført uttrekksforsøk med disse.

Glidningen ved brudd var større for rustfri armering enn for vanlig armering. Dette skyldes sannsynligvis redusert heftfasthet mellom betong og rustfritt stål enn mellom betong og karbonstål.

**Rapport nr. 19:** Service Life Design of Concrete Structures.  
Delprosjekt: Levetidsprosjektering.

Betongkonstruksjoners bestandighet ble, i det europeiske standardiseringsarbeidet, satt på dagsordenen omkring 1990. I den første tiden ble arbeidet konsentrert om å etablere forståelse for hvordan de ulike nedbrytningsprosessene virker.

Levetidsmodellering basert på probabilistiske metoder fikk gjennomslag som følge av BriteEuRam-prosjektet DuraCrete (1996-99). Dette arbeidet er senere fulgt opp gjennom et europeisk nettverkssamarbeid "BriteEuRam Thematic Network DuraNet" som ble avsluttet i 2001.

Bestandighetsdata fra eksisterende konstruksjoner, innsamlet i prosjektet "Betongkonstruksjoners livsløp" er gjort tilgjengelig for kalibrering av probabilistiske levetidsmodeller. Levetidsprosjektering er ennå ikke brakt frem til et nivå som gjør den moden til å bringes inn i regelverket. Det pågår imidlertid arbeid, innen så vel DuraNet, RILEM som *fib*, med sikte på å etablere en pålitelig beregningsmetodikk for levetid som en utvidelse av normal konstruktiv prosjektering.

Arbeidet har dessuten bestått i å formidle resultater fra prosjektet til bruk i standardiseringsarbeid i både CEN og NBR. Gjennom dette arbeidet har man kunnet knytte krav til armeringsoverdekning, masseforhold, rissvidder etc. til levetid når konstruksjonen utsettes for en nærmere spesifisert eksponering. Videre har resultatene gitt grunnlag for valg av statistisk signifikante verdier som kan brukes ved levetidsberegninger.

I foreliggende rapport er det samlet 3 innlegg presentert på DuraNet samlingen, "Service Life Design of Concrete Structures - From Theory to Standardisation", Tromsø juni 2001.

Rapportene behandler modeller for å beregne tiden frem til initiering av armeringskorrosjon for betongkonstruksjoner eksponert for karbonatisering og kloridinntrengning. Beregningsmodellene er basert på de prinsipper for probabilistiske beregninger som er definert i EN 1990 EuroCode: "Basis of Structural Design".

#### 4. REPORT SUMMARIES

**Report No 1:** Felldata for kloridinitiert armeringskorrosjon  
sammenstilling og kvalitetsvurdering av tilgjengelige data

This report belongs to the Task DP1 A1, within the R&TD project “Lifetime of Concrete Structures”. The report compiles information and basic data from in-situ investigations of concrete structures exposed to a marine environment. A survey of relevant basic data is reported along with complete corresponding references. Particular attention was given to descriptions which identified structural members from which the measurements were taken, i.e. information concerning materials, design parameters, environment and degree of corrosion.

Factors such as concrete mix design, quality of condition surveys, sampling of test specimens and methods of analyses vary greatly and may affect the reliability of the recorded data. Knowledge concerning these items determined the level of reliability that could be attached to the individual data records and formed a priority rating for further treatment. On the basis of this quality evaluation only reliable data records were used for lifetime design computations.

The evaluations performed concentrated on the reliability and the quality of five recorded parameters used in lifetime computations: external environment (given by the chloride concentration on the concrete surface  $C_o$ ); transport of chloride ions into the concrete (given by the diffusion coefficient  $D$  and the aging factor  $\alpha$ ); the concrete cover and the threshold value, i.e. the critical chloride concentration required to depassivate the reinforcement. In total the data collected represent 3400 chloride profiles based on samples taken at different depths from the concrete surface. The samples were taken from field stations, quays, offshore structures and bridges. The chloride concentrations were determined from samples composed of powder collected from one to four drill holes or alternatively on samples obtained by grinding in steps of 2 mm on cores drilled from the structure.

Only the basic data are available in the present report. However a treatment of the recorded bridge data, approx. 1200 chloride profiles from coastal bridges and 1050 chloride profiles from the Gimsøystraumen bridge has been performed. The results show that the standard deviations for surface concentration, diffusion coefficient and threshold value, are of the same magnitude for both the coastal bridges in general and for the Gimsøystraumen bridge.

**Report No 2:** Laboratoriedata for kloridinitiert armeringskorrosjon.

Internationally different methods for testing chloride ingress exist. The following three methods have been common in Norway: chloride ingress on immersed concrete specimens (APM 302/NT Build – also termed Bulk Diffusion); salt spray testing and chloride migration (NT Build 355).

The purpose of the research was on the basis of laboratory test data, to establish the

- relationship between the water cement ratio and the chloride transport coefficients obtained from testing according to the three methods mentioned above.
- influence of the “efficiency factor k for silica fume” with respect to the above mentioned relationship between water cement ratio and the chloride transport coefficients.
- ratio between the three chloride transport coefficients; the diffusion coefficient  $D_D$ , the salt spray coefficient  $D_S$  and the migration coefficient  $D_M$ .
- effect of concrete curing before testing on chloride transport coefficients ( $\beta$ -factor)

The input data used in the analyses were collected in the project “Bestandige betongkonstruksjoner” (Durable Concrete Structures). The appendices contain an overview of all tests performed, supplemented with basic concrete data from mix design etc.

The testing has been performed on concrete specimens cast in the laboratory and on concrete cores drilled from concrete structures exposed to field conditions. The data represent concrete of different quality; i.e. normal weight concrete, lightweight concrete, concrete with and without addition of silica fume and concrete exposed to different curing regimes.

The data have been through regression analyses allowing different parameters to be established. For all three methods it has been found that a 2nd degree polynomial represents the best curve fit between water cement ratio and the chloride transport coefficients.

For the method “immersed chloride ingress” 117 individual recordings gave a coefficient of correlation of  $R^2 = 0.68$  for efficiency factor  $k = 5$ . Excluding specimens with surface skin and specimens exposed to elevated curing temperatures the remaining 95 individual recordings gave a coefficient of correlation of  $R^2 = 0.80$  for efficiency factor  $k = 3$ . Exclusion of lightweight concrete in the analyses had only a minor influence. The highest coefficient of correlation obtained was  $R^2 = 0.85$ , for the chloride migration coefficient with the efficiency factor for silica fume  $k$  between 5 and 8.

The relationship between both the diffusion and the migration coefficient ( $D_D/D_M$ ) and the salt spray and the migration coefficient ( $D_S/D_M$ ) varied too much to give a reliable relationship. On the other hand the relationship between the diffusion coefficient and the salt spray between water cement ratio and the diffusion coefficient  $D_D$ . Variation of the  $\beta$ -factor between 0,10 and 0,15 had only minor effects.

**Report No 3:** Gimsøystraumen bru. Spesialinspeksjon 1992 – kloridprofiler  
Vurdering av kloridbelastning og diffusjonskoeffisient.

In the project "OFU Gimsøystraumen Bridge", a very thorough and systematic investigation of the condition of the bridge was made as part of the special inspection programme performed in 1992. In total 920 chloride profiles were determined. Much of the data have been presented earlier, but a complete, statistical treatment of the data has not been performed until now. The cantilever box-girder bridge was built in the period 1979-1981 and was therefore exposed to the environment for 11-13 years before the samples were taken.

Chloride profiles were determined for superstructure and for the pillars. The samples were taken from a region covering about half the length of the bridge in accordance with a predefined plan designed to establish a firm valid basis for a statistical treatment of the data. The large number and the systematic collection of data make these data unique.

Samples were drilled in a region extending from the eastern abutment to approximately the mid-section of the bridge. This region was divided into 4 parts, where each part covered a span from one pillar to the next. Each of these parts were subdivided into vertical sections. The first section was situated 1 m from the pillar wall, while the second section was located 6 m from the wall. The remaining sections then followed at a distance of every 6 m. The number of sections for the individual parts were:

- Part 1: 11 sections
- Part 2: 21 sections
- Part 3: 21 sections
- Part 4: 23 sections

At each section 11 samples were taken from the bridge girder, distributed evenly on the north side, on the underside and on the south side. Where the height of the bridge girder was low, only 9 samples were taken. This gives a total of 752 sample locations for the superstructure.

The pillar 2 was divided in two horizontal sections, at 0.5 m and 1.5 m height above the foundation, or 3.1 m and 4.1 m above the mean sea level. Each of the pillars 3-5 were divided into 3-6 horizontal sections at 4 m intervals. The lowest section was located 1.0 m above the foundation or 3.6 m above the mean sea level. The number of sections per pillar was:

- Pillar 3: 3 sections
- Pillar 4: 5 sections
- Pillar 5: 6 sections

For each section 10 samples were taken from the pillar. This gives a total of 168 sample locations for the pillars.

At each sample location drill powder from four holes at the following depths were collected:

Pillars:	0-15, 15-30, 30-50, 50-75 and 75-100 mm
Superstructure:	0-10, 10-20, 20-30, 30-50, and 50-75 mm

All samples were analysed with respect to total content of chloride ions. These analyses were made with the RCT-method, a relatively reliable and quick method for determining chloride content. A total of 4600 chloride analyses related to 920 chloride profiles were performed.

The “chloride parameters”,  $C_o$  and  $D$  were determined.  $C_o$  describes the theoretical concentration of chlorides close to the concrete surface, and the chloride diffusion coefficient,  $D$ , represents the speed of chloride ingress in  $m^2/s$ .

The diffusion coefficient was calculated from the established chloride profiles by an approximate solution of Ficks 2nd law. The theoretical chloride content at the surface,  $C_o$ , and the diffusion coefficient,  $D$ , were determined by curve fitting.

The results of the investigation show that the “chloride loading”,  $C_o$ , is dependant on the orientation of the surface, leeward side or the windward side of the bridge. This variation is much larger than what has been previously observed.

The values of the diffusion coefficients,  $D$ , seem normal for concrete of the actual grade and time of exposure. The scatter in the results is significant, but not larger than what can be expected when one takes into account the local variation of the material qualities and the uncertainties related to sampling, testing and analysis. The diffusion coefficients seem to be relatively constant for a structure with a given concrete quality and age, and independent of the environmental exposure. Further, the diffusion coefficient seems to be a more robust parameter with respect to sampling and testing than previously assumed.

There are systematic variations for,  $C_o$  values, and to a lesser degree for diffusion coefficients. For example, these parameters increase as sample locations approach the pillars. Similarly on the pillars, these parameters increase as the sample locations get closer to the sea level.



## Report No 4: Kloridinntrengning i ressursvennlig kvalitetsbetong.

This report deals with results obtained in the activity “Sustainable Concrete Production”.

In the test programme chloride ingress in concrete has been determined for different types of binders:

- Portland cement CEM I, different compositions
- Portland fly ash cement CEM II/A-V
- Fly ash, content and fineness, added during concrete mixing

The investigations comprise in total 12 test series of concrete in environmental class MA (Very aggressive environment), i.e. water/cement ratio  $\leq 0.45$  according to the Norwegian Code. The concretes have been manufactured using different types of NORCEM cement; three types Portland cement CEM I (named Standard-, Anlegg-, and Industri-cement); a Portland fly ash cement CEM II (named Standard FA); and a mix of Standard- and Anlegg-cement with ratio 1:3. This last cement combination has been mixed with fly ash of different fineness giving binders with fly ash content of 10 to 35 % of binder weight. The tests also comprise two concrete mixes with water/cement ratio 0.40, Standard FA cement and 0 and 4% silica fume of cement weight

Both NORCEM and SINTEF have performed field tests and recorded the chloride ingress in the concrete specimens after 35 days, 200 days, 1 year and 2 years of exposure in sea water. The test areas are located in Eidangerfjorden near the NORCEM plant Dalen and in Østmarkneset close to Trondheim.

NORCEM has used 100 mm cubes as test specimens. The outer 5 mm of the cubes were removed and the sawed surfaces exposed to chlorides. The test specimens were stored, 5 m below sea level. Salt content (Cl) in the sea water was approx. 1.2 %.

SINTEF used cylinders Ø100/200 mm as test specimens. The cylinders were sawed lengthwise in two halves and exposed in the splash zone.

Chloride ingress was recorded on both the sawed surfaces and on the untreated end surfaces of the cylinders. In general, all the other were coated with epoxy.

SINTEF has in addition performed supplementary laboratory tests, to determine chloride ingress in concrete by the following accelerated methods:

- chloride ingress on immersed concrete specimens APM 302/NT Build 443
- salt spray testing according to SINTEF procedure KS 70116.

Chloride content was determined from powder grinded at intervals of 1.8 – 6 mm from the exposed concrete surface. The chloride profiles obtained form the basis for computing the chloride concentration on the concrete surface ( $C_o$ ), the diffusion coefficient (D), the total chloride content of the concrete and the depth where chloride content by cement weight is equal 0.1% after one years exposure.

SINTEF has also measured electrical resistivity on concrete specimens cured under different exposure regimes, i.e. cubes and slices of cubes stored in water at 20°C for 6 respectively 24 months and slices of Ø100 mm cylinders exposed in the splash zone for 2 years.

The results indicate good agreement between accelerated testing performed in the laboratory and test on specimens exposed in the field. Concretes containing fly ash show greater resistance to chloride ingress than the corresponding values obtained in concrete with pure Portland cement.

The field tests show that the effect of fly ash is limited when evaluated at 35 days of exposure, while evaluation after one year and for two years of exposure shows a significant effect. The diffusion coefficient ( $D$ ) is less for all concretes containing fly ash.

The resistivity values increase for increasing fly ash content.

Increasing content of fly ash in the concrete improve both chloride ingress and electrical resistance.

**Report No 5:** Statistisk beregning av levetid for betongkonstruksjoner utsatt for kloridinntrengning.

The large number of damages recorded on concrete structures due to chloride initiated rebar corrosion, have increased the interest for service life computations. Lifetime design consists of designing a structure that retains a certain level of safety and shows an acceptable performance throughout its whole service life.

Reliable models for service life design are necessary for both the initial design and for establishing a rational management system for the structures. During the last few years models, based on the same principles as used in traditional structural design have been developed but also extended to take the time dependant degradation processes into consideration.

This report is an analytic evaluation of different models available for service life design of concrete structures. Deterministic models are treated first. Afterwards examples of probabilistic models are given. The deterministic analyses are based on a set of adopted input parameters and parameters derived from records which have been statistically treated. The probabilistic models are analysed on the basis of distribution functions established for the different parameters.

Service life has been computed for two example structures: Gimsøystraumen Bridge and a “fishery quay” where the recorded data from a number of quay structures were collected and treated within a common database. The available recorded data are analysed and linked to different analytical distribution functions. On the basis of these analyses and information from other relevant sources, statistical distribution functions have been established for the diffusion coefficient, the chloride concentration on the concrete surface and the concrete cover.

Different methods of performing probabilistic service life analysis are dealt with. The structures are divided in different parts based on variations in concrete mix, surface chloride concentration and concrete cover.

Based on data recorded from the Gimsøystraumen Bridge it is found that the lognormal distribution gives the best fit for the diffusion coefficient and the surface chloride concentration. The lognormal distribution function gives the highest regression coefficient and the best concordance with the upper values. For the concrete cover, the recorded data comply with both the Gumbel and the lognormal distribution.

In the performed service life computation the lognormal distribution is selected as the primary distribution function, but computations based on other distribution functions have also been run. Due to lack of adequate data the initial chloride concentration in the concrete mix is assumed to be normal distributed. Normal distribution is also used to describe the model uncertainty.

In the analysis of “fishery quays”, both normal and lognormal distributions were used for the initial analyses, but the lognormal distributions differ from those used in the case of the Gimsøystraumen Bridge as they are not based on curve fitting of recorded data. The critical level of chlorides, i.e. the threshold value, is described by a lognormal distribution.

Generally, the computations show that decks/bays and beams of the “fishery quays” have a significantly shorter service life than the columns and super structure of Gimsøystraumen Bridge. A similar conclusion is drawn from the analyses performed with the deterministic models.

When using mean values as the input data, the computed service life is 65 years respectively 28 years for the super structure and the columns of Gimsøystraumen Bridge, while models of the “fishery quays” predict 3.8 years for quay decks and 6.6 years for beams. If the characteristic values, i.e. the mean value plus one standard deviation, are used as input data for diffusion coefficient and the surface chloride concentration, the computed service life of Gimsøystraumen Bridge decreases to 10 years for the super structure and 12 years for the columns. The probabilistic models yield a scatter or distribution of computed service life which is greater for the collection of “fishery quays” than for the Gimsøystraumen Bridge. However, the scatter is greatly reduced when modelling a specific quay structure.

To assist with the selection of the most appropriate probabilistic model, sensitivity analyses of some of the important input parameters was performed. The obtained variations in service life predictions were considerable.

Design methods (formats) to assure that chloride exposed concrete structures achieve a specified service life are also discussed. Formulations on the basis of partial coefficients are considered, and the more direct method of tabulated values for concrete cover is evaluated on the basis of the associated probability of failure.

**Report No 6:**           Dimensjoneringsformat for kloridbestandighet.

The report is an analytical study of a specific design method, named design format, based on partial factors or safety factors, and is similar to traditional design methods used in structural design. Necessary concrete cover of a cross section is computed on the basis of concrete quality and varied exposure conditions. The design format introduces safety factors which if multiplied with a computed characteristic depth of chloride ingress gives the necessary concrete cover.

The connection between the magnitude of the safety factors and the corresponding probability for rebar corrosion is computed. The input data used in these computations are a set of probabilistic modelled parameters.

The computation of the safety factors is performed with characteristic values based on two different options, referred to as Alternative 1 and Alternative 2.

The first of computation, Alternative 1, is based on the mean values of diffusion coefficient and chloride concentration on the concrete surface.

In Alternative 2 the input data are based on fractiles with a lower probability for excess, namely the 95% fractile for the diffusion coefficient and the mean value plus 0.36 times the standard deviation for the chloride concentration on concrete surface. Assuming that the chloride concentration on the concrete surface has a normal distribution this gives a probability of excess equal to 64% which according to EN 1990 is equivalent to a return period of 50 years.

Hence, Alternative 2 gives safety factors which are the product of the partial coefficients used in normal structural design, while Alternative 1 gives the safety factor related to the expected values for load action and resistance.

In order to show the similarity to traditional structural design, the actual design format can be compared to the design of a concrete slab where the chloride concentration on the concrete surface corresponds to the load action, the diffusion coefficient corresponds to the material strength and the computed concrete cover corresponds to the slab thickness and quantity of reinforcement.

The characteristic values for depth of chloride ingress are computed on the basis of Fick's second law using the chosen characteristic values for diffusion coefficient and chloride concentration on the concrete surface as input data.

The threshold value, or critical chloride concentration at the depth of the reinforcement is set to 0.07% of concrete mass and it is assumed that this corresponds to the mean value minus one standard deviation.

The computation of concrete cover is based on 10% and 5% probability for failure, where failure is defined as the chloride concentration equal or above the threshold value at the depth of the reinforcement. In reality, this means that the reinforcement is corroding i.e. when the so-called initiation phase is progressing into the propagation phase.

It has been found that even if the computed characteristic depth of chloride ingress and the computed safety factor are different for the two alternatives, the necessary concrete cover is identical in both cases. The necessary concrete cover represents in this context the mean value in the probabilistic distribution of intended concrete cover, i.e. the nominal concrete cover.

From the results it has been found that use of approximate lognormal distributions are consistent with a failure probability of either 10% or 5%, but not for both at the same time. Use of Gauss distributions give systematically too low concrete cover both in relation to the “accurate” computations and to computed values based on lognormal distributions.

Three different parameter studies of the probabilistic models have also been performed. These are fundamentally different models compared to diffusion coefficient and chloride concentration on the concrete surface. In addition, the effect of using an intended lifetime of 50 years instead of 100 years has been investigated.

**Report No 7:** Pålitelighetsmetodikk ved bruk av FDV og levetidsberegninger.

The report presents various models for computing chloride ingress in concrete and initial rebar corrosion. Also the structural consequences of rebar corrosion are dealt with i.e. influence of decreased cross section of the rebars and reduction in bond strength between concrete and the reinforcement.

Analyses of the structural reliability or probabilistic structural analyses are based on a probabilistic description of data and on a concept where limit states are defined and computation of the probability for exceeding the actual limit state.

The requirements to reliability vary depending on the type of limit state in question, ultimate, serviceability etc.

Based on the models for computing chloride ingress and for depassivating the reinforcement, the probability for failure can be computed as the probability for chloride concentration at the depth of the reinforcement to exceed the critical threshold value for start of rebar corrosion.

The limit state function is defined as the difference between the critical chloride concentration and the computed chloride concentration at the depth of the reinforcement.

For the models presented in the report, the probability of rebar corrosion is based on a set of load and resistance parameters.

The load parameter is:

- chloride concentration at the concrete surface

The resistance parameters are:

- diffusion coefficient for the concrete at a certain age
- time dependant age factor for the diffusion coefficient
- concrete cover
- threshold value for start of corrosion initiation

The load parameter is controlled by the chloride concentration on the concrete surface. The magnitude of this parameter is for existing structures determined on the basis of recorded chloride profiles, analysed using Fick's 2<sup>nd</sup> law. Time variations are observed, but recordings show that after the first two years of service a time independent load model having sufficient accuracy can be determined.

The model for computing the mean diffusion coefficient is normally based on two parameters, namely the diffusion coefficient at a given point of time and the age factor which gives the time dependency.

Concrete cover is controlled by the minimum requirements given in the design codes, eventually also taking into account additional requirements set by the owner and the accuracy obtained during construction.

The threshold value is an important parameter which displays great variations and uncertainty. The magnitude of the threshold value is affected by a complex intersection between several factors. Exact limits for the chloride concentration which initiate rebar corrosion are not observed. Based on the fact that the threshold value is perceived as a product of several mechanisms, a lognormal distribution is used for this parameter.

When computing the residual lifetime for an existing structure it is natural to include the propagation phase into the life time computations. The starting point is to perform inspections at certain intervals and during these inspections establish estimates for how the chloride level, at a given point of time, varies with the depth from the concrete surface.

When an inspection has been performed and the structural condition is determined, the strategy for structural maintenance can be selected. The selected option for maintenance may be taken from a relatively wide range of actions. A probabilistic modelling of the degradation mechanism represents a possibility to evaluate the effect of the selected maintenance options as to the structures total safety.

In the report, the practical use of the models is exemplified by comparing the probabilistic strength design of a quay beam with the results based on the partial factor method. The probabilistic method is extended to a model for service life design where also the rebar corrosion is incorporated.

Necessary concrete cover is computed for a stipulated service life taking into account variation in both the quality of materials and chloride loads. A parameter study is performed investigating the resulting output data for variations in the input data. The threshold value for critical chloride content at the depth of reinforcement affects the necessary concrete cover substantially. The same effect is seen for variations in mean values for the diffusion coefficient. The standard deviation is of less importance when it is below 50% of the mean value of the diffusion coefficient. The age factor is the parameter which has the greatest influence on the magnitude of the concrete cover. Both variations in mean value and in standard deviation are of great importance as to concrete cover. Also variations in the chloride loads, e.g. chloride concentration on the concrete surface, affect the computed concrete cover substantially. The mean value of the chloride load is the most significant one.

The time until start of the rebar corrosion initiation is computed for a selected concrete cover. The results show great variations in computed time.

In addition computation of the residual life time has been calculated for an “example quay” in order to investigate the risk for structural collapse. Uncertainty concerning propagation of corrosion and if the corrosion is homogeneous or “pitting”, represents the greatest uncertainty when computing residual lifetime, e.g. when the probability for structural collapse due to corrosion is unacceptable.



**Report No 8:** Effekt av reparasjon på levetid: Eksempelstudie fra Gimsøystraumen.

Properly executed repair works generally have the effect of increasing the life time of concrete structures. In order to enable comparison of different methods of repair works it is necessary to know the effect of the different measures. The aim of the work reported here has been to develop an analytical model which might be a tool for evaluating the effect of repair works and maintenance on the life time of the concrete structures.

The analytical model has been verified through testing towards repair work performed in-situ.

The repair works performed on the superstructure of Gimsøystraumen Bridge, 12 years after construction, form the basis for comparing the results of the analytical model and the repair works carried out. Concrete with chloride content 0,4 - 1,0 % of weight of cement (0,06 -0,16 % of concrete weight) was removed and replaced by sprayed mortar. In total approx. 30 mm of concrete was removed and replaced by 40 mm sprayed mortar. In order to decrease further chloride ingress, the concrete surface was treated by a flexible cement/latex based coating.

Based on values for diffusion coefficient and chloride concentration on the concrete surface, recorded during the special inspection in 1992 and determined by regression analyses, a numerical simulation of chloride ingress, at the start of the repair works and the chloride distribution after completed repair works was performed by the element programme DIANA. In addition it was performed a limited parameter study, which in combination with the probabilistic life time models, described in Report no 5, may determine the statistical distribution of the remaining life time after repair. Description of a numerical algorithm is also given for estimation of the probable chloride concentration that exceeds a given level. It is also illustrated how a probabilistic life time distribution might be computed for "repaired" and "not repaired" concrete structures.

The results from the finite element programme are in good accordance with the analytical results fitted to the recorded values. Measured and analytically determined curves for chloride profiles, recorded in 7 points around the superstructure, are shown at the time of repair. For the same seven points the expected chloride distributions 1, 5 and 8 years after repair are given.

The probabilistic analysis shows that the probability failure, increases very slowly after the time of a carefully performed repair. Because the computed failure is cumulative with time it can not decrease with time. Graphs illustrate very clearly the favourable effect of a repair.

If wanted the probability of spalling due to rebar corrosion can be computed as a function of time. Then models for corrosion speed are required in addition to criteria for spalling. The probabilistic methodology makes it possible also to take results from future inspections into consideration.

**Report No 9:** Bestandighet og levetid av reparerte betongkonstruksjoner.

How different repair methods affect the durability of repaired concrete structures represents a considerable uncertainty with respect to the remaining lifetime after repair. Selection of repair methods and choice of strategy for the protection of the structures is therefore an important part when rehabilitating concrete structures.

This report deals with a programme for a doctoral thesis proposed at Norut, Narvik. The scope of the doctoral thesis was to study the durability of repaired concrete structures and obtain an overview of damages that appear in zones between repaired and not repaired areas when performing traditional mechanical repair works on concrete structures exposed in marine and coastal environment.

The doctoral programme comprises plans for field investigations, survey of seven bridges located in the Nordland and Troms counties and plans for supplementary laboratory investigations. The doctoral programme has not been completed.

This report also deals with findings monitored on four of the bridges in question.

Sørstraumen bridge, constructed in 1977 - 1979, has a total length of 440 meters with a main span and two side spans. The superstructure is a free cantilever bridge made with concrete of grade C40. The bridge was repaired in 1996. In areas with spalled-off concrete chiselling was performed to the depth of the reinforcement. The reinforcement was sand blasted before repair mortar was sprayed onto the concrete. When finished the concrete surface was impregnated with a silan based hydrophobic agent. The results of the repair works were disappointing. Three years after completing the repair active corrosion was recorded in 80% of the repaired areas. The conclusion drawn was that the amount of concrete removed was too limited.

Skattørsundet bridge, constructed in 1969 - 1971, is a beam/slab bridge with a total length of 804 meters. In 1995 repair works were performed and loose and damaged concrete was removed. The damaged concrete was chiselled off and replaced by a repair mortar. Totally a number of 320 areas with damages on the columns and 345 areas on the superstructure were repaired. Inspections performed during the summer 1999 showed that the repair works performed on the superstructure were successful. However, on the columns active corrosion was recorded. Chloride concentration at the depth of the reinforcement was already in 1992 found to be 1 - 2% of cement weight. Still only loose and damaged concrete was removed. The amount of chloride infected concrete which was removed was also in this case too limited.

Årsteinstraumen bridge is a continuous beam bridge of 396 meters length supported on columns. Comprehensive repair works and special efforts to protect the bridge were performed in 1995. Loose and damaged concrete was removed by chiselling to 30 mm behind the reinforcement. The reinforcement was sandblasted and the chiselled off concrete was replaced by sprayed repair mortar. During the inspections performed summer 1999 no new corrosion areas were monitored in the repaired areas, but heavy corrosion was recorded at locations between the repaired areas. Recordings made in 1999 showed chloride content of 3.5 - 5 % by weight of cement.

Åselistraumen bridge, constructed in 1979 - 1980, is a seven span bridge of 200 meters length. Repair works on the columns were performed in 1995. The repair consisted of water chiselling, replacement of concrete by sprayed repair mortar and treated with a flexible cement based coating. This repair works included also insulation of the bridge deck against humidity and placing of new pavement. The inspection in summer 2000 showed active corrosion in the zones between repaired and not repaired areas. The damages were not detected before the concrete was removed.

**Report No 10:** Restlevetid - Kai Sjursøya.

During the rehabilitation of a concrete quay at Sjursøya belonging to Oslo Havnevesen an initiative was taken to establish a project dealing with the chloride retarding effect of different repair methods/materials. The project is a joint venture between contractors, Entreprenørservice AS and Selmer Skanska AS, four suppliers of materials/systems for surface treatments and owners, Oslo Havnevesen and Norwegian Public Roads Administration.

The main project consists of two subprojects, investigation of systems for surface treatment to reduce the chloride ingress into the concrete and to examine how remaining chlorides in the old structural concrete are transported into the new concrete used for repair.

The objective of the project is to determine the effect of different systems/materials when the impregnation agents are applied to concrete surfaces with equal properties, i.e. surfaces of concrete poured towards formwork and surfaces of sprayed concrete. The four materials suppliers prepared their own proposals for chloride retarding purposes and were given the opportunity to test the proposed system in-situ on test areas of equal quality. In order to compare the findings and verify the chloride retarding effects two untreated reference areas were established. The plan is during a period of 15 years regularly to collect concrete test samples for determining chloride profiles.

The chloride concentration before start of chiselling was measured on test samples collected from the test areas in question. The report also deals with chloride concentration obtained in the test areas after one year of exposure. Chloride concentration is given as Cl in per cent of cement weight. Corresponding numbers for computed coefficient of diffusion and chloride concentration on the concrete surface are presented together with the highest chloride concentration recorded in the profile.

The investigation concerning chloride diffusion from old contaminated concrete to new repair concrete was primarily performed as a laboratory test, but was supplemented with some tests in-situ. For the laboratory tests a layer of repair concrete similar to that used in the rehabilitating work was sprayed onto blocks made of concrete grade C 35 and cured in seawater before further treatments. The treated specimens were then stored in seawater until test samples were taken in cuts throughout the block and the layer of sprayed concrete. Two corresponding chloride profiles are obtained, one describing the chloride ingress into the new repair concrete and one describing the chloride diffusion from old concrete into new.

In order to compare the laboratory tests investigations were performed for evaluation of chloride diffusion between the existing chiselled structural in-situ concrete and new repair concrete. At present no firm conclusions can be drawn.

**Report No 11:** Feltforsøk Sykkylven bru.

In investigations run for measuring chloride ingress in concrete, the maximum curing temperature has been among the parameters. The results from these tests indicate that high maximum curing temperature not necessarily is unfavourable with respect to chloride penetration into concrete.

However, because the results mainly are based on tests on light weight aggregate (LWA) concrete, it is desirable also to run supplementary tests which comprise normal density (ND) concrete. The contractor Selmer AS got the contract to construct the Sykkylven bridge which gave them the opportunity to run the additional tests mentioned above. The concrete works started on the site in 1999. Parallel tests on chloride penetration were made on concrete specimens cured under conditions with varying maximum curing temperatures. There were also run tests at Selmer's concrete laboratory at Kjeller.

On the site three concrete blocks with dimension  $b/l/h = 700/220/500$  mm were cast. Maximum curing temperature was for the three specimens  $85^\circ$ ,  $50^\circ$  and  $20^\circ\text{C}$ , respectively. After 140 days curing the specimens were subjected to chloride exposure. Chloride profiles were obtained ultimo September 2000, after 160 days of exposure.

At the concrete laboratory three 150 mm concrete cubes were manufactured. The maximum curing temperature were the same as for the test specimens cast at the site. After 28 days of curing the cubes were immersed in sea water of  $20^\circ\text{C}$ . Chloride concentrations at different depths from the concrete surface were recorded 28 days and 355 days after exposure.

The results of the investigation have been evaluated against the following two hypotheses:

1. A high maximum curing temperature gives concrete with a relatively higher chloride diffusion coefficient  $D$ , and a lower surface concentration on the surface  $C_s$ , than concrete with a lower curing temperature at the same time of exposure.
2. For a concrete structure with a given concrete cover to the reinforcement and a given critical chloride content, hypothesis 1 implies that the maximum curing temperature will have limited influence on the time to onset of reinforcement corrosion.

The report gives some preliminary results from the investigations. With a few exceptions the results support hypothesis 1 above. Hypothesis 2 cannot be properly evaluated before the tests, after sufficiently long exposure time, give basis for reliable estimates for the  $\alpha$ -parameter. At present it is too early to draw firm conclusions.

**Report No 12:**           Strengthening Prestressed Concrete Beams with  
Carbon Fiber Polymer Plates.

The report describes laboratory tests and finite element analyses carried out on reinforced concrete beams strengthened with carbon fibre plates. Four prefabricated T-beams with 100 mm concrete pavement have been tested in the laboratory of the Department of Structural Engineering at the Norwegian University of Science and Technology. The beams were manufactured by cutting longitudinally two DT-elements taken from the Isakveien bridge, which was demolished after 35 years in service. Apart from some minor local crushing at the beam ends, the elements were in very good condition. Testing of the concrete strength on drilled cores gave mean cylinder strengths of 76.5 and 55.2 MPa for the structural concrete and the pavement layer, respectively. Corresponding strengths specified for the project were B600 (C55) and B300 (C25). The coring showed good bond in the joint.

The height of the T-beams including the pavement was  $H = 680$  mm. The width and thickness of the beam flanges were  $B = 600$  mm and  $t = 100$  mm, respectively whereas the thickness of the web varied between 90 and 150 mm.

Forty tendon wires  $\phi 4$  St 1600/1800 with a concrete cover of 30 mm were distributed over a height of 130 mm in the lower part of the web. In addition, 14  $\phi 4$  tendon wires with 30 mm concrete cover were installed in the lower part of the flange. The total prestressing force in one beam was  $P_i = 706$  kN. The shear reinforcement was  $\phi 8$  mm c/c 300 mm.

Two simply supported beams were tested to determine the reference capacities with respect to bending moment and shear failure. These reference capacities were 23% and 104% higher than those calculated according to the Norwegian design standard, NS 3473. For the beam subjected to bending moment failure, final failure with crushing of concrete did not appear. This was due to the geometry of the testing rig. The load-deflection curve shows however that the ultimate capacity of the beam was very nearly reached. For the other beam the shear failure occurred after onset of extensive diagonal cracking and large strains in the tensile reinforcement.

The two other beams were strengthened by longitudinal carbon fibre plates (SIKA CarboDur S) with two different cross-sections,  $A_{CFRP} = 108$  mm<sup>2</sup> and  $A_{CFRP} = 216$  mm<sup>2</sup>. The thickness of the carbon fibre plates was  $t = 1,2$  mm. The mean tensile strength of the carbon fibres is described as 3050 N/mm<sup>2</sup>, while the modulus of elasticity is 165000 N/mm<sup>2</sup>. The carbon fibres were glued to the tension side of the beams. For both test set-ups the loading was arranged in order that bending moment failure should take place.

The increase of the capacities of the strengthened beams were, compared with the reference capacity 28% and 37 %, respectively. For the first beam the failure took place as rupture of the carbon fibre plate at the underside of the beam at a tension strain of about 10%. The failure mode of the second beam was a typical shear failure. The load displacement curve approached a horizontal asymptote, indicating that also the maximum moment capacity was almost reached. This failure load is not directly comparable with the reference shear capacity due to different distances between the load and the supports.

The strengthening implied that the load level at the onset of the first cracking was increased by some 20%. Increased stiffness at the service load level (after cracking) was also significant; about 75% increase of the bending stiffness as determined by measured force-deflection and moment-strain relations. This increase is partly due to increased area of the tensile reinforcement, and partly due to the fact that the carbon fibre decreased the crack distances and thereby increased the “tension stiffening“ effect.

The beams have also been analysed by the FEM data program Diana. Non-linear material behaviour was represented by use of a crack model based on the “modified compression field theory”. The analyses were run with mean values for the strength of the concrete and the carbon fibres. For the steel reinforcement, characteristic strength was used as input values. The analyses underestimated the load carrying capacities of the beams by some 11%. If the strength of the prestressed reinforcement was increased by 10%, very good agreement between the test results and the results from the analyses was obtained.

Based on this investigation it seems that the use of carbon fibre plates may be a simple and effective method to strengthen existing concrete structures.

**Report No 13:** Forsterkning av betongsøyler med karbonfibervev.

The purpose of the investigation was to develop simple methods for strengthening of concrete columns that may be subjected to higher loads than the design loads or that have suffered deteriorations caused by insufficient durability.

Amongst others the columns of Elgeseter bridge have put focus on this issue, since they show significant cracking due to alkali aggregate reactions. Furthermore, expansion of the bridge slab has led to increased loads on some of the columns. The cracks in the columns are wide and represent a risk for ongoing corrosion on the stirrups.

In this situation it has been looked into the possibilities of using externally bonded carbon fibre fabric to prevent further crack development. It will in this connection be beneficial if the carbon fibre fabric also gives a confinement effect that wholly or partly can compensate for lack of stirrups.

The main objective of the project was to investigate the strengthening effect of external, circumferential carbon fibre fabric wrapped and glued to the concrete columns by epoxy. An additional goal was to gain practical experience with the procedures for gluing and impregnation of carbon fibre fabric on site.

The strengthening effect was investigated by load tests on five weeks old reinforced concrete columns of grade C30 with and without bonded carbon fibre fabric. The testing comprised four columns with circular cross-section, diameter 330 mm and 2.3 m length. All columns were reinforced with 6Ø25 mm longitudinal rebars of grade B500C and spliced by 300 mm overlap in the middle of the column length. The columns were wrapped with carbon fibre fabric of the type SIKA Wrap with thickness 1.3 mm and applied on a length of 900 mm at the mid section.

The splice length is about  $\frac{1}{4}$  of the minimum required standard overlap and is supposed to represent a weak part of the column.

The four columns showed the following variations in lay-out:

- S1: Column without stirrups in the overlap area
- S2: Column with a limited number of stirrups in the overlap area
- S3: Column with one layer of carbon fibre fabric
- S4: Column with two layer of carbon fibre fabric

The main purpose of the tests was to compare the load bearing capacity of the columns and investigate if the use of moderate amounts of externally applied carbon fibre fabric can compensate for missing stirrups or even strengthen the columns.

The tests showed that the additional number of stirrups in the splice area of column S2 had limited influence on the load bearing capacity of the column. The failure mode was however more ductile for this column than for the column without stirrups in the overlap area.

The effect of externally wrapped carbon fibre fabric was significant. The load bearing capacity increased 20% for the column with one layer of carbon fibre fabric and 50% for the



column with two layers. The increase in the capacity for the one layer column is mainly due to the confining effect shown by the increased bearing capacity of the concrete. For the column with the double carbon fibre layer both the concrete and the reinforcement contributed with about 50% increase in load bearing capacity.

The columns strengthened by carbon fibre showed an increase in ductility in terms of significantly increased strains at failure. In the critical area the concrete strain increased from 1.5‰ in the columns without carbon fibres to 5‰ for the column with two layers of carbon fibre. On the other hand the strengthened columns had a much more explosive character in failure, especially when comparing with column S2 where the failure developed more gradually.

Wrapping and gluing carbon fibre fabric onto the concrete surface showed to be a relatively simple operation. When wrapping and gluing it is important that the carbon fibre fabric be evenly applied with a moderate tension in order to avoid folds that would be difficult to even out afterwards.

Common safety measures are to use gloves and glasses.

**Report No 14:** Forankringskapasitet av CFAP-bånd limt til betong.

Fibre composites, and in particular carbon fibre reinforced plastics ( CFAP), have in recent years been used for external repair and strengthening of concrete structures. CFAP can also be used to improve the safety and reduce the damage consequences of extreme, dynamic loadings such as earthquake and explosions.

A concrete structure externally strengthened by such means shall meet the same reliability requirements as other building structures. Consequently there is a need for developing design rules that cover the anchorages of carbon fibre strips to concrete surfaces.

In a simple test setup, CFAP-strips are anchored to the concrete surface over a specified bond area. The anchorage load is determined by pull tests where the carbon fibre strips are loaded until bond failure, using the concrete specimens as counter force.

The requirement to reliable composite action between concrete and CFAP strips puts severe limits to the stress levels that can be utilised. In the general case, the force in the carbon fibre will partly be transferred to the concrete in the anchorage zone where the strips are glued to the concrete and partly go through the anchorage zone and continue in the carbon fibres at the far end of the anchorage. Based on earlier test series there are reasons to believe that the anchorage capacity is lower the higher the through force is.

To examine characteristics related to these issues a test series was carried through. The results were used to evaluate the validity of the hypothesis stated above

The test setup consisted of a concrete prism of dimensions 200 x 250 x 150 mm and two 50 x 1,2 mm carbon fibre strips, type SikaCarboDur S, glued to each of the concrete side surfaces 250 x 150 mm. The two strips were subjected to a tensile force which partly was transferred to the concrete in the anchorage zone and partly continued past this zone. The loads were applied in steps by increasing each of the two forces so that the ratio between them was kept constant at each load step. This ratio between the applied loads was the only parameter that was varied in the tests.

The bonded area was 250 mm long, 50 mm wide and had a specified epoxy glue thickness of 2 mm. Each-carbon fibre strip was instrumented with 9 strain gages. The distance between the gages was 50 mm centre to centre.

Measured concrete strength at testing (3 months age):

Compressive cube strength	45 MPa
Splitting strength	3 MPa

Properties of the carbon fibre strips, type SikaCarbonDur S.

Tensile strength	2800 MPa
E-modulus	165.000 MPa

Properties of epoxy glue, type Sikadur-30 Normal.

Bond strength to concrete	> 4 MPa
E-modulus	12.800 MPa

The test results show that the anchorage capacity decreases significantly with increasing through force. The average anchorage bond strength decreases from 2,6 MPa to 0,5 MPa when the stress level in the carbon fibres from the through force increases from nearly zero to approximately 1200 MPa.

The most common type of failure was delamination in the concrete parallel to the surface leaving a 1-2 mm thick layer of concrete on the carbon fibre strips. At the higher loaded end the thickness of this concrete layer was often thicker than at the other end.

The simple design model for computing the anchorage capacity is based on the assumption that the shear stress at failure is constant over a net effective anchorage length limited by the requirement that the shear deformation in the delamination crack at failure does not exceed a critical limit.

An actual combination of input data to the design model, shear strength 4,0 MPa and critical shear deformation 0,27 mm gives computed values that agree well with the observed anchoring capacity. A computation performed without taking any through acting loads into consideration gives using the above mentioned input data a critical anchorage length of 166 mm and an anchorage capacity of 33,2 kN. This corresponds to a tensile stress of 553 MPa in the 1,2 mm carbon fibre thick strip. Experimentally, a tensile stress of approx. 534 MPa was recorded. This corresponds to 25% of the capacity of the carbon fibre strip. This is the same order of magnitude which has been reported in the literature on strips with corresponding stiffness and strength.

The results of the design model using an approximately constant shear stress over a decreasing effective anchorage length as the level of the through acting force increases corresponds fairly well with the test results when the ratio between the through acting force and the anchorage force is equal to or less than 2. When the ratio is greater, the shear stress distribution close to the failure in the anchorage zone is complex and can not be explained by the simple design model.

The performed test results form a basis for further development of guidelines for designing strengthening of concrete structures by external carbon fibre reinforcement

**Report No 15:** Nonlinear Finite Element Analysis of Deteriorated and Repaired RC Beams.

Corrosion of reinforcement is the most common cause for deterioration of concrete structures. Many concrete structures, exposed to thawing salt and salt spray, show serious damages which have brought maintenance and repair into focus.

Despite that new repair methods as cathodic protection etc. are available, the main part of repair works is still performed by chiselling and removal of chloride contaminated concrete. Corrosion causes reduced cross-section of the steel reinforcement and reduced bond strength between steel and concrete which in turn have significant effects on the stiffness and ultimate strength of the structure. Additionally, the load bearing capacity of the structure may not be fully restored when normal repair methods are used. Hence, there is a need for accurate and reliable methods for determining the residual strength of deteriorated and repaired concrete structures.

The present report deals with computation of the load bearing capacity of concrete beams by means of non-linear finite element simulations. The numerical simulations have been performed on both deteriorated and repaired, simply supported beams. The beams were 8 meter long and had a cross section  $b \times h = 250 \times 600$  mm. The tension reinforcement was four bonded bars of diameter 25 mm, while three bars of diameter 10 mm acted in compression and the stirrups were diameter 10 mm at 500 mm distance.

The following input data was used in the computations, reinforcement of type B500NC and concrete of grade C35. Design of beams based on NS 3473 gives a load capacity in the ultimate limit state (ULS) of 41,3 kN/m, and is used as reference to compare results obtained from the finite element analyses.

Finite element simulations on basis of 10% and 25% reduction of the reinforcement cross section and uniform corrosion acting over an exposed beam length of 50% to 70% demonstrate that the computed ultimate load decreases with increased corrosion depths and to some extent also with increased beam lengths.

For beams with 10% reduction in the cross section of the tensile reinforcement and exposed beam length below 60% the computed ultimate loads are 1% to 3% higher than the load capacity based on NS 3473. When increasing the exposed part of the beam length to 67% the obtained computed ultimate load decreases to 97% compared to the NS 3473 value. For the last case the failure mode was debonding failure while the other beams failed in compression.

Beams with 25% reduction of the steel area had correspondingly a computed ultimate load of 86% to 89% compared with NS 3473, where this variation was due to different lengths of the exposed area.

The numerical simulation gave a capacity of the intact beam that was 13% higher than its ultimate capacity according to NS 3473. With a reduction of the cross-section of the tension bars of 10% the ultimate capacity of the beam was reduced to 89-90% of the intact capacity. The corresponding rest capacity for 25% reduction was 75-78% of the intact capacity. This shows that for the beams investigated the capacity was reduced approximately in proportion to the reduction in the cross-section of the tension steel.

The deflections of the beams were decreasing when the exposed beam length was increasing.

Splicing of the tensile reinforcement had only minor effects on the computed ultimate load, but some differences in the distribution of the shear stress slip along the beams were observed.

Finite element simulations of deteriorated and repaired beams attacked by pitting and uniform corrosion were also performed. The tensile bar cross-section, due to uniform corrosion was reduced with 25% acting over a beam length of 50% and with 38% due to pitting in the mid section of the beams. Obtained computed ultimate load was 77% compared to NS 3473. This is 68% of the capacity of the intact beam and corresponds fairly well with the 38% reduction of the reinforcement cross-section in the pitting zone. Deflections were considerably reduced.

**Report No 16:**       Styrkeberegning ved korrosjonsskader.

The work reported here is mainly a literature study on international research work performed with relevance to ultimate strength analysis of concrete structures subjected to reinforcement corrosion. In addition to information related to the corrosion process emphasis has been put on aspects which are relevant for how the structure acts and carries the load.

The report gives a description on corrosion of reinforcement embedded in concrete. Proposals to models which compute the bursting effect of the corrosion products and the time from initiation of corrosion until the first cracking was observed are dealt with.

Subsequently, some test series on reinforcement corrosion in beams and slabs are described. An assessment is then given on ultimate load bearing capacity and also the length of the service life time of a structure when emphasis is put on bond properties and the degradation of these caused by reinforcement corrosion. Some formulas are given for estimation of bond, bending moment and shear force capacities and how these change as a function of the state of corrosion.

Some international proposals on rules for computations of structures damaged by corrosion are referenced. Finally, a brief introduction to service life time computations is given based on Fick's 2. law. Also, proposals on rules for computation of the residual bending moment capacity of the structure as a function of the rate of corrosion and the corrosion depth are given.

The corrosion rate due to chloride and acid attacks is much higher than for the corrosion induced by carbonisation. Usual corrosion rates under chloride attack is from 0.01 to 0.1 mm/year, while the corresponding rate due to carbonisation is from 0.0001 to 0.005 mm/year.

Corrosion due to chlorides does also attack the reinforcement bars more locally than corrosion due to carbonisation, and can therefore develop much further before visible signs of deterioration can be seen. The corners of stirrups are in this respect particularly vulnerable. It should therefore be looked into whether it would be beneficial to use stainless steel in the stirrups in concrete structures severely exposed to spray from seawater.

Normally, only a relatively small amount of the cross section of the reinforcement bars has been lost when the concrete cover spalls off. Usually, typically from 1 to 2% of the cross section has been lost when the first crack develops, but it can be as much as from 5 to 20% before the cover spalls off. A corrosion attack thus does not necessarily mean a significant reduction of the load bearing capacity of the structure.

Lately, some work on probabilistic models have been made to assess the safety and the service life of structures. Some of these models do also include the propagation phase of the corrosion process. The latter phase does often give a significant contribution to the service life of reinforced concrete structures subjected to carbonisation, while this contribution is much more uncertain under chloride attacks since it depends to a larger extent on the stress level in the reinforcement.

The models that are available do however give a good basis for the evaluation of the condition and the residual strength of the structures in cases where it is possible to take samples from the structure and make measurements to determine the actual rate of corrosion. It is however still much work to be done before these models are so general and accurate that one can include the propagation phase in an estimation of the service life time in the design process of new structures. This is particularly so for corrosion due to attack by chlorides and aggressive acids.

**Report No 17:** Korrosjonsegenskaper for rustfri armering.

A comparative laboratory investigation of chloride initiated corrosion has been performed on multiple reinforcement steel qualities embedded in concrete. The concrete specimens were exposed to chlorides in a salt spray chamber. Corrosion was registered by recording the macro cell current in a galvanic element where the investigated steel was the anode coupled to a net of reinforcement steels as cathode.

Concrete specimens were manufactured with reinforcement of hot rolled stainless steel W 1.4429, cold drawn stainless steel W 1.4401, hot rolled Duplex W 1.4462, cold drawn Duplex W 1.4622 and in addition ordinary black reinforcement.

The concrete test specimens had dimensions 100 x 100 x 200 mm, and were manufactured of concrete with water/cement ratio 0.66. The reinforcement was placed at two depths. The outer reinforcement consisted of two bars with 20 mm concrete cover going through the specimen. The inner reinforcement, (reinforcement net) consisted of three bars with 45 mm concrete cover going through the specimen. The outer steel bars were anodes and the object for the investigations. The reinforcement steels were going through the specimen in order to avoid potential crevice corrosion. In the transition zone between air and concrete the reinforcing bars were insulated with heat shrinkable tubing going 5 mm into the concrete. Exposed length of steel bars inside the concrete was 190 mm. The steel ends and the non-exposed sides of specimens were coated with epoxy.

All the concrete specimens were exposed in a salt spray chamber subjected to 4 hours cycles with spraying a solution containing 3% NaCl and followed by a drying period. After 35 weeks of exposure, in order to assure sufficient access of oxygen, the procedure was changed to 4 hours of salt spray cycle and 20 hours of drying cycle.

After 40 weeks in the salt spray chamber the chloride concentration at distance 19.5 – 20.5 mm from the concrete surface was found to be 0.08 % of concrete mass corresponding to 0.58 % of cement weight. At 15 – 19.5 mm from the surface the recorded chloride concentration was 0.11 % of concrete mass, corresponding to 0.80 % of cement weight.

The reinforcement was connected to a Zero Resistance Ampere Meter (ZRA). Corrosion was recorded by measuring the current between the reinforcement to be investigated (anode) and the reinforcing net (cathode). Corrosion potentials were also recorded.

After one year of exposure no sign of ongoing corrosion, related to any of the tested steels, was observed. As expected the current varied somewhat, primarily in the starting phase. After half a year of exposure the oxides stabilised and no current was recorded. No systematic connection between recorded current and steel quality was found. As the whole system was in a passive mode this become natural.

More time than expected has run without any observation of corrosion. Further tests should be accelerated by a more extensive drying process, in addition to use of a more concentrated NaCl solution.

The test programme was terminated.



**Report No 18:** Hefteforhold for rustfritt armeringsstål.

A pullout test programme comparing bond properties of austenitic stainless steel reinforcement of two different types ( $\varnothing$  8,  $\varnothing$  10 and  $\varnothing$  12 mm cold drawn, W 1.4401, and  $\varnothing$  16 and  $\varnothing$  25 mm hot rolled, W 1.4429) with ordinary carbon reinforcement steel has been carried out.

Bond properties are specified in the Norwegian as well as the German codes through requirements to the rib geometry. Of these requirements the projected rib area is the main parameter determining the pullout resistance.

To enable a comparison of the pullout force of bars with the same diameter but of different materials and with different rib geometry the pullout forces for each type of bar have been normalised with respect to their projected rib areas.

All carbon steel bars and all  $\varnothing$  8,  $\varnothing$  16 and  $\varnothing$  25 mm stainless steel bars had rib geometry that complied with the code requirements.

The  $\varnothing$ 10 and  $\varnothing$ 12mm stainless steel bars had rib heights and projected rib areas, that did not comply with the code requirements.

The normalised pullout forces of the compliant stainless steel bars exceeded the normalised pullout forces of the corresponding carbon steel bars. This could indicate favourable detailed rib geometry compared to the rib geometry of the carbon steel bars. The non-compliant stainless steel bars had lower normalised pullout forces than the corresponding carbon steel bars. The slip at failure was larger for the stainless steel bars than for the carbon steel bars, which is explained by the known lower adhesion properties between stainless steel and concrete compared to carbon steel and concrete.

A new set of  $\varnothing$  10 and  $\varnothing$  12 mm stainless steel bars are now produced on a new straightening machine and these have compliant rib geometry. Unfortunately these were supplied after the testing was completed.

**Report No 19:** Service Life Design of Concrete Structures.

Durability of concrete structures was in the early nineties put on the agenda within European Concrete Standardisation. Initially the work concentrated to the degradation process, important durability factors and how the process was affecting the bearing capacity of structural elements.

At present, probabilistic service life design is on the agenda worldwide. The BritEuRam project DuraCrete (1996-99) played a central role in this development and has been followed by a European network, The BritEuRam Thematic Network DuraNet, which terminated at the end of 2001.

Durability data, collected from a large number of existing concrete structures, are processed and made available for calibrating probabilistic service life models. Service Life Design is at present not mature for standardisation, but work has been performed, within DuraNet, RILEM, *fib* etc., to establish reliable computation methods based on the same principles as for normal Structural Design.

Additionally the results from the project have been used stating the national requirements in the National Annex to the European Standard EN 206-1 “Concrete – Part 1 Specification, performance, production and conformity”. The results have also formed the basis for choosing significant in-put parameters for service life computations.

This report consists of three papers presented at the DuraNet workshop: “Service Life Design of Concrete – From Theory to Standardisation”, Tromsø June 2001.

The papers deal with Life Time Models for computation of time until start of reinforcement corrosion in Concrete Structures exposed for Carbonation and ingress of Marine Chlorides. The models are based on the same probabilistic approach as defined in EN 1990 EuroCode: “Basis of Structural Design”.