

SINTEF Building and Infrastructure

Magne Maage and Steinar Helland (Skanska Norge AS)

Shore Approach.

26 years performance of high quality
concrete in a marine environment

COIN Project report 14 - 2009



SINTEF Building and Infrastructure

Magne Maae and Steinar Helland, Skanska Norge AS

Shore Approach. 26 years performance of high quality concrete in a marine environment

COIN P 4 Operational service life

SP 4.1 Modelling and prediction

COIN Project report 14 – 2009

COIN Project report no 14

Magne Maage and Steinar Helland (Skanska Norge AS)

Shore Approach. 26 years performance of high quality concrete in a marine environment

COIN P 4 Operational service life

SP 4.1 Modelling and prediction

Keywords:

Materials technology, concrete, durability, marine exposure, service life

Omslagsfoto: Svinesundbrua

ISSN 1891-1978 (online)

ISBN 978-82-536-1105-1 (pdf)

© Copyright SINTEF Building and Infrastructure 2009

The material in this publication is covered by the provisions of the Norwegian Copyright Act. Without any special agreement with SINTEF Building and Infrastructure, any copying and making available of the material is only allowed to the extent that this is permitted by law or allowed through an agreement with Kopinor, the Reproduction Rights Organisation for Norway. Any use contrary to legislation or an agreement may lead to a liability for damages and confiscation, and may be punished by fines or imprisonment.

Address: Forskningsveien 3 B
POBox 124 Blindern
N-0314 OSLO

Tel: +47 22 96 55 55

Fax: +47 22 69 94 38 and 22 96 55 08

www.sintef.no/byggforsk

www.coinweb.no

Cooperation partners / Consortium Concrete Innovation Centre (COIN)

Aker Solutions

Contact: Jan-Diederik Advocaat

Email: jan-diederik.advocaat@akersolutions.com

Tel: +47 67595050

NTNU

Contact: Terje Kanstad

Email: terje.kanstad@ntnu.no

Tel: +47 73594700

Spenncon AS

Contact: Ingrid Dahl Hovland

Email: ingrid.dahl.hovland@spenncon.no

Tel: +47 67573900

Borregaard Ligno Tech

Contact: Kåre Reknes

Email: kare.reknes@borregaard.com

Tel: +47 69118000

Rescon Mapei AS

Contact: Trond Hagerud

Email: trond.hagerud@resconmapei.no

Tel: +47 69972000

Norwegian Public Roads Administration

Contact: Kjersti K. Dunham

Email: kjersti.kvalheim.dunham@vegvesen.no

Tel: +47 22073940

mæxit Group AB

Contact: Geir Norden

Email: geir.norden@mæxit.no

Tel: +47 22887700

SINTEF Building and Infrastructure

Contact: Tor Arne Hammer

Email: tor.hammer@sintef.no

Tel: +47 73596856

Unicon AS

Contact: Stein Tosterud

Email: stto@unicon.no

Tel: +47 22309035

Norcem AS

Contact: Terje Rønning

Email: terje.ronning@norcem.no

Tel: +47 35572000

Skanska Norge AS

Contact: Sverre Smeplass

Email: sverre.smeplass@skanska.no

Tel: +47 40013660

Veidekke Entreprenør ASA

Contact: Christine Hauck

Email: christine.hauck@veidekke.no

Tel: +47 21055000

Preface

This study has been carried out within COIN - Concrete Innovation Centre - one of presently 14 Centres for Research based Innovation (CRI), which is an initiative by the Research Council of Norway. The main objective for the CRIs is to enhance the capability of the business sector to innovate by focusing on long-term research based on forging close alliances between research-intensive enterprises and prominent research groups.

The vision of COIN is creation of more attractive concrete buildings and constructions. Attractiveness implies aesthetics, functionality, sustainability, energy efficiency, indoor climate, industrialized construction, improved work environment, and cost efficiency during the whole service life. The primary goal is to fulfil this vision by bringing the development a major leap forward by more fundamental understanding of the mechanisms in order to develop advanced materials, efficient construction techniques and new design concepts combined with more environmentally friendly material production.

The corporate partners are leading multinational companies in the cement and building industry and the aim of COIN is to increase their value creation and strengthen their research activities in Norway. Our over-all ambition is to establish COIN as the display window for concrete innovation in Europe.

About 25 researchers from SINTEF (host), the Norwegian University of Science and Technology - NTNU (research partner) and industry partners, 15 - 20 PhD-students, 5 - 10 MSc-students every year and a number of international guest researchers, work on presently 5 projects:

- Advanced cementing materials and admixtures
- Improved construction techniques
- Innovative construction concepts
- Operational service life design
- Energy efficiency and comfort of concrete structures

COIN has presently a budget of NOK 200 mill over 8 years (from 2007), and is financed by the Research Council of Norway (approx. 40 %), industrial partners (approx 45 %) and by SINTEF Building and Infrastructure and NTNU (in all approx 15 %).

For more information, see www.coinweb.no

Tor Arne Hammer
Centre Manager

Summary

Introduction and scope

The Shore Approach structure is a landfall for gas pipelines on the exposed western coast of Norway. The pipelines are placed inside a submerged concrete tunnel which acts as an underwater protecting bridge over the rocky sea bed. The tunnel elements were produced and installed during summer and fall 1982.

Due to a very tight construction schedule, no time was left for mix design tests, and a concrete quality with ample margin for strength requirements was chosen. The structure is exposed to very severe environment, both from a statically and durability point of view.

Durability performance for the structure was much higher than normal at that time, and very close to the specifications in Norwegian Standards today for the same exposure conditions (exposure class XS3). The structure has therefore been continuously inspected up to 26 years in service.

The scope of the inspection is partly to document the condition of the structure and especially to evaluate the requirements for concrete mix design and concrete cover in current concrete standards in Norway for structures in exposure class XS3.

Structure

The structure is 590 m long, divided in five elements ranging from 90 to 150 m, starting at a water depth of 30 m and ending up at water level. The cross sectional area varies from 30 to 45 m². The elements were prefabricated in dry docks in Kristiansand and Stavanger and towed to the installation site, water-ballasted, pulled down to the under water cast foundations and then flooded. Element number 1 is in the splash zone at water level where the inspections have been carried out.

Concrete mix design

Element 1 was produced in Kristiansand with a design concrete strength of C60 (characteristic cube strength, corresponding to approximately B50 today). The concrete strength obtained was significantly higher than the necessary value used in the design. This was done in order to be on the safe side since there was no time for mix design tests. A CEM I cement from Norcem, called P30, was used. Silica fume was added corresponding to 8 % of the cement weight for higher strength potential only, a more durable concrete was a bonus. The mass ratio was around 0.36.

Test program and methods

Inspection and testing have been carried out in 1989, 1991, 1994 and 2008 by coring samples from element 1 in the splash zone. In addition, results from a laboratory research project where the mix design was very close to the mix design in element 1, has been included. The test program has not been the same for each term. However, the most important properties are tested at different times, using more or less the same methods.

- Chloride profiles on exposed surfaces have been tested at all terms. However, only results from 1994, 2008 and the laboratory research program are included in the report. For the other terms, the results are not included due to limited accuracy. Chloride profiles are used for calculating the apparent chloride diffusion coefficient (D_a), the chloride concentration on the exposed concrete surface (C_s) and the chloride background content (C_i). These parameters are needed for estimating remaining service life of the structure.
- Chloride profiles on virgin surfaces from the inner part of the drilled concrete samples, using a “bulk diffusion test”, were tested on samples from 1994, 2008 and

from the laboratory research program. The chloride profiles after a bulk diffusion test are used for calculating the potential chloride diffusion coefficient (D_p), which partly is used for calculating the aging factor.

- The aging factor is a number between 0 and 1, telling how the apparent diffusion coefficient reduces with time. If the factor is equal to 0, there is no reduction of the coefficient over time. If the factor is equal to 1, the concrete will be completely tight over time and no further chloride ingress occurs. This effect is a result of continuous curing and tightening due to sea water ingress. The effect seems to depend on concrete quality, type of cement and type and quantity of additions, etc. It is calculated from the apparent diffusion coefficients at different terms. It is an important factor when estimating remaining service life of the structure.
- Electrical resistivity was tested in 2008 only. It is measured between parallel surfaces after 7 days in water. Since this property was tested at one term only, possible changes over time are not available. Resistivity is important for the corrosion rate when / if the corrosion is initiated.
- Micro structural analysis is a collective term for different analysis carried out partly in 1989 and 2008. It includes thin section analysis, back-scattering, X-ray diffraction and scanning electron microscopy.
- Capillary absorption was tested in 1989 and 2008 on 20 mm thick disks from cores. Both cast unmolded surfaces and sawn cut surfaces were tested. Based on the measured weights, the capillary number and the resistance number were calculated. Both these parameters characterize the concrete quality.
- Compressive strength was tested in 1989 and 2008 by standardized methods. Density was tested in 2008 only. The results will reveal if strength development is going on over long time.

Test results

The most important test results are summarized in the following:

- Chloride diffusion coefficients were calculated based on Fick's second law of diffusion. From 12 to 26 years of exposure, the coefficients were reduced from 0.420 to $0.375 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$, respectively. When including the results from the laboratory research program, the coefficient was $7.750 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ after 35 days of exposure. This diffusion coefficient is the co-called "apparent" or in situ coefficient, meaning that it is a kind of an average value for the whole exposure period. The instantaneous coefficient at the time of inspection will be significantly lower. A diffusion coefficient lower than the values found after 12 and 26 years of exposure will result in very low chloride ingress for the future.
- The calculated surface chloride concentration increased from 0.50 to 0.55 % by weight of concrete from 12 to 26 years of exposure, respectively.
- The bulk diffusion coefficient was reduced from $7.75 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ at an age of 28 days (based on laboratory research program) to $2.82 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ at an age of 12 years. From 12 to 26 years, there is no significant difference. This indicate that the effect of continuous curing have ceased sometimes before the age of 12 years.
- The aging factor was calculated based on different diffusion coefficients and at different ages. Based on results from the laboratory research program, the aging factor was found to be 0.47 between 7 and 665 days. Based on a combination of results from the laboratory research program and the Shore Approach inspections, it was found to be between 0.54 and 0.61 for exposure times from 35 days up to 26 years. Based on the Shore Approach results from 12 to 26 years of exposure, it was found to be 0.13. This indicate that the aging factor is reduced when the age of the concrete increases.
- Electrical resistivity was found to be around 200 Ωm after 26 years of exposure. This is a relatively low value and lower than expected for this concrete mix design.

- The micro structural analysis after 7 years showed that a thin surface layer of 1 – 2 mm had become very tight. It was found that brucite had filled the pore system and reduced the permeability significantly. This was also confirmed by the results from the capillary absorption tests. However, after 26 years, this layer was found in one of three samples only. The results of the capillary absorptions at 26 years, however, still indicated that the surface layer was tighter than the inner part of the concrete.
- Capillary absorption was tested both after 7 and 26 years. At both terms, the results indicate that the cast unmolded surfaces were much tighter than the sawn surfaces. However, the effect was more pronounced at 7 years than at 26 years.
- The mean cube compressive strength from the production period was compared with the results from drilled cores from the structure after 7 and 26 years. The results indicate that there has been a continuous increase in strength all the time up to the age of 26 years.

Analysis and discussion

The analysis and discussion concentrates on i) service life of structures in exposure class XS3 with concrete specification used in the Shore Approach structure and with concrete cover according to NS 3473 and NS-EN 1992-1-1, ii) strength development in the structure, iii) electrical resistivity and iv) micro structure.

- The model for estimating service life is based on the philosophy in NS-EN 1990 according to FORM (First Order Reliability Method) where a reliability index is calculated. A modified version of Fick's second law of diffusion is employed. Input parameters in the model are discussed and the values are chosen in order to reach a limit state in the order of 10 % risk of depassivation of the steel. Some of the input parameters are supposed to be more or less interrelated. Based on the input parameters and the judgements, the estimated service lives are found to be 68 and 102 years, respectively for design service lives of 50 and 100 years.
- Compressive cube strengths at different ages were compared, taking into account a compensation for possible lower compaction and less optimal curing in the structure, compared to the cast cubes. Mean cube strengths after 28 days, 7 and 26 years are calculated to be 77.5, 85.8 and 89.1 MPa respectively.
- Electrical resistivity was measured after 26 years only, and the results give no information on possible development over many years. However, the test results showed lower values than expected, in the range of 200 Ωm . The electrical resistivity has to be higher than 800 – 1000 Ωm to obtain a neglectable corrosion rate.
- The micro structural analysis showed generally that the concrete was in a very good condition. However, the thin and tight surface layer of brucite, observed in 1989, was not observed to the same degree in 2008. Results from the capillary absorption, however, showed that the surface layer was much tighter than the inner part of the concrete, even after 26 years of exposure. This indicates that brucite may have replaced calcium in the C-S-H gel and formed M-S-H gel.

Conclusions

The conclusions from this investigation are shortly summarized in the following:

- The structure was generally in a very good condition after 26 years of exposure to marine environment. There was no visible indication of any deterioration of the concrete nor any reinforcement corrosion.
- The compressive strength of the concrete in the structure has increased all the time up to 26 years of exposure.
- The electrical resistivity was lower than expected for the current concrete quality, indicating that it will not be limiting the corrosion rate.

- Capillary absorption and micro structural analysis indicate that the surface layer of the concrete is tighter than the inner part of the concrete. This is documented for concrete in the splash zone. In the submerged part, it is supposed that the surface skin is even tighter than in the splash zone.
- The chloride ingress was analysed and the philosophy in NS-EN 1990 for probabilistic estimation of service life, was employed. A risk of 10 % for depassivation of the reinforcement was used as the limit state. The results showed that planned service lives of 50 and 100 years were exceeded when using concrete mix design and concrete cover as required in Norwegian Standard for exposure class XS3 today. The margin was highest for 50 years planned service life.

Table of contents

PREFACE	3
SUMMARY	4
1 INTRODUCTION AND SCOPE	10
2 STRUCTURE	10
3 CONCRETE MIX DESIGN	11
4 TEST PROGRAM AND METHODS	12
4.1 GENERAL	12
4.2 CHLORIDE PROFILE ON EXPOSED SURFACE	13
4.3 CHLORIDE RESISTANCE ON VIRGIN SURFACE	13
4.4 ELECTRICAL RESISTIVITY	14
4.5 MICRO STRUCTURAL ANALYSIS.....	14
4.6 CAPILLARY ABSORPTION.....	14
4.7 COMPRESSIVE STRENGTH AND DENSITY	16
5 TEST RESULTS	16
5.1 CHLORIDE DIFFUSION COEFFICIENTS AND SURFACE CONCENTRATION ON EXPOSED SURFACES	16
5.2 CHLORIDE DIFFUSION COEFFICIENTS ON VIRGIN SURFACES AND ON LABORATORY CAST SAMPLES.....	18
5.3 AGING FACTOR A.....	18
5.4 ELECTRICAL RESISTIVITY	19
5.5 MICRO STRUCTURAL ANALYSIS.....	19
5.6 CAPILLARY ABSORPTION.....	20
5.7 COMPRESSIVE STRENGTH	21
6 ANALYSIS AND DISCUSSION	22
6.1 GENERAL	22
6.2 CHLORIDE INGRESS AND SERVICE LIFE ESTIMATION	22
6.2.1 <i>General</i>	22
6.2.2 <i>Model for estimating service life</i>	22
6.2.3 <i>Input parameters in calculations</i>	26
6.2.4 <i>Estimation of reliability index and service life</i>	28
6.3 COMPRESSIVE STRENGTH IN THE STRUCTURE.....	28
6.4 ELECTRICAL RESISTIVITY, MICRO STRUCTURE AND CAPILLARY ABSORPTION	29
7 CONCLUSIONS	29
8 REFERENCES	31

Annexes

- 1 Einstadbland, T., Teitrem, A., Larsen, T. and Fluge, F.: "Ilandføring av gass-ledninger til Karmøy." Nordisk Betong, No 1, 1983. Journal of the Nordic Concrete Federation, pp. 5-11. (In Norwegian).
- 2 F. SELMER: "Statpipe – Shore Approach Immersed Concrete Tunnel." Brochure from Ingeniør F. SELMER A/S (Now Skanska Norway AS).
- 3 Einstadbland, T.: "Unique Underwater Bridge." Brochure "Norwegian Concrete Engineering – Concrete for the world" from Norwegian Concrete Association, 1988.
- 4 SINTEF report STF65 A89063, "Tilstandskontroll - Kalstø. Shore Approach-Elementene." Trondheim 1989-11-09.
- 5 SINTEF report STF65 A90015, "Tilstandskontroll - Kalstø. Shore Approach-Elementene." Trondheim 1990-03-30.
- 6 SINTEF Commission no 652021.00/01. "Prøving av betong." Request from Selmer Anlegg AS to SINTEF 1991-06-14.
- 7 SINTEF report 70035/1, "Bestemmelse av kloridprofil på kjerner fra Shore Approach, Kalstø". Trondheim 1994-08-17.
- 8 SINTEF report 70035/2, "Bulk diffusion test (APM 302) på kjerner fra Shore Approach, Kalstø". Trondheim 1994-09-08.
- 9 SINTEF report 70277/1, "Utboret betong fra Shore Approach. Elektrisk motstand, densitet og trykkfasthet, kapillær sugesevne, kloridprofiler". 2008-08-22.
- 10 SINTEF report 70277/2, "Utboret betong fra Shore Approach. NT Build 443". 2008-10-09.
- 11 SINTEF report 70277/3, "Utboret betong fra Shore Approach. Tynnslipanalyse, SEM-analyse". 2008-10-17.
- 12 Technical data for cement and silica fume.

1 Introduction and Scope

A part of the Statpipe Development Project is a landfall for two gas pipelines on the exposed western coast of Norway. The pipelines are placed inside a submerged concrete tunnel which acts as an underwater protecting bridge over the rocky sea bed. The 590 m long tunnel was produced in five separate elements in two different dry docks. The tunnel starts at a water depth of 30 m and ends up at water level. The tunnel elements were produced and installed during summer and fall of 1982.

Due to a very tight construction schedule, no time was left for mix design tests, and a concrete quality with ample margin for strength requirement was chosen. The structure is exposed to a very severe environment, both from a statically and durability point of view. The structure has therefore been continuously inspected with more detailed inspections after 7 years (1989), 12 years (1994) and 26 years (2008) in service, especially with respect to concrete technology, durability and remaining service life point of view.

The test results are used for evaluating the overall condition for the structure as well as estimating the remaining service life.

Durability performance for the structure was much higher than normal at that time, and very close to the specifications in Norwegian Standards today for the same exposure conditions. The results up to 26 years in service are of great interest for evaluating the requirements given in Norwegian Standards today.

The scope of the inspection is partly to document the condition of the structure and especially to evaluate the requirements for concrete mix design and concrete cover in current concrete standards in Norway.

2 Structure

A part of the Statpipe Development Project is a landfall for the gas pipelines coming from the Statfjord Field. The two pipelines are part of the 650 km long Statpipe gas line system in the North Sea.

In order to protect the pipelines at the shore approach on the rocky west coast of Karmøy, a submerged concrete tunnel was planned and built. It had a total length of 590 m, starting at a water depth of 30 m and ending up at water level. The tunnel consists of five elements ranging from 90 to 150 m length. The cross sectional area varies from 30 to 45 m², and the largest element has a displacement of 7000 tons. The tunnel elements rest on six heavy foundations, the lower part of which were cast under water, see Figure 1.

Due to a very tight construction schedule, the tunnel elements were produced in dry docks in Stavanger and Kristiansand, while the foundation work progressed. The prefabricated tunnel elements were towed to the installation site, water-ballasted, pulled down to the foundations, and then flooded. After this, the pull-in of the pipelines could be performed.

During the design process, it was found that high strength concrete was favourable. The mix design was based on experience from the constructions of oil platforms in the North Sea; however, even higher strength than common at that time was required. Super plasticizers and silica fume were available. The design concrete strength was C60 (characteristic cube

strength, corresponding to approximately B50 today), which was the highest strength grade covered by the Norwegian design Standard NS 3473 at that time.

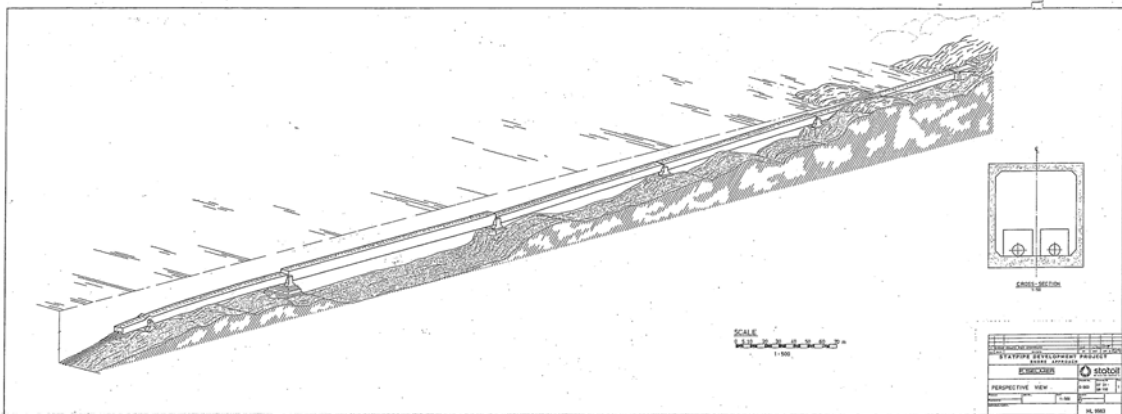


Figure 1 Submerged concrete bridge (tunnel) at Karmøy

In general, the structure was heavily reinforced; on average there were 250 kg of reinforcement and 80 kg of pre-stressing cables in each cubic meter of concrete. The concrete mixes were tailored to these conditions and the concrete work was executed perfectly.

The elements were all installed with an accuracy of a few centimetres. The whole project, including design and construction was completed during nine months in 1982. The pull in of the gas pipes was performed, as scheduled, in the spring of 1983. A more detailed presentation of the structure is given in Annexes 1, 2 and 3.

3 Concrete mix design

Table 1 shows the most important information about the concrete mixtures. The strength results from the total production period are also shown in Table 1. The concrete strength obtained was significantly higher than the necessary values used in the design. The proportions were, however, not changed during the construction period for two reasons:

- A reserve in the concrete strength was appreciated in order to be in the position of making small adjustments of the mix without causing concern for the strength.
- Due to the very short design and construction period, major changes in the mix design might lead to delay.

The two cement types shown in Table 1 meet both the requirements for CEM I according to EN 197-1. P30-4A was developed for the oil platforms. It has a higher strength potential than P30 and lower C_3A (approximately 5.5 %) content than in P30 (approximately 7 %). Silica fume was used for higher strength potential only, a more durable concrete was a bonus.

Mix design, especially for the elements produced in Kristiansand, was very close to the requirements in Norwegian Standards today for concrete exposed to marine environment. It is therefore of great interest to study durability properties of this existing structure in the actual exposure in order to evaluate the durability requirements in the current Norwegian

standards. Tunnel element no 1 has been inspected continuously and more detailed quality inspection have been performed in 1989 (7 years of exposure), 1994 (12 years of exposure) and 2008 (26 years of exposure).

Table 1 Concrete for submerged tunnel elements at Shore Approach, Karmøy.

Property	Production site				
	Kristiansand		Stavanger		
Cement type P30 P30 4A	400 kg/m ³ -----		----- 420 kg/m ³		
Silica Fume	32.5 kg/m ³		30 kg/m ³		
w/(c+si)-ratio	0.36		0.34		
Slump	200-260 mm		200-260 mm		
Element no	1	2	3	4	5
28 days cube strength, MPa					
Mean value	77.5	79.7	82.9	85.4	84.7
Lowest value	69.9	68.7	76.0	73.9	73.6
Standard deviation	5.9	6.4	3.8	5.2	6.1
Characteristic value	68.9	70.4	76.8	77.7	75.1
Required characteristic value	60	60	65	65	65
Elastic modulus (mean), GPa	40		32.5		

Cores from splash zone of element 1 are tested and reported in this report

4 Test program and methods

4.1 General

All test results from the structure in this report come from cores drilled in the splash zone of the top slab of element no 1, which was produced in Kristiansand. The coring area has been ± 8 m from the manhole closest to the shore.

Table 2 Test program at different exposure terms

Property	Year of inspection			
	1989	1991	1994	2008
Cl-profile	X	X	X	X
Cl-resistance			X	X
Electrical resistivity				X
Thin section analysis	X			X
Microstructure analysis	X			X
Capillary absorption	X			X
Compressive strength	X			X
Density				X
Annex no	4, 5	6	7, 8	9, 10, 11

The test program has not been the same for each term. However, the most important properties are tested at different times, using more or less the same test methods.

In addition to results from the structure itself, some results from a research program are included (1). The research program was on lightweight aggregate concrete, but for comparison, a mix N, based on the Shore Approach mix, was included. The only difference between the Shore Approach mix and the N-mix was the type of cement. Both cements were CEM I, but slightly different. The cement certificates are included in Annex 12. It is supposed that the different cements have no influence on the test results.

4.2 Chloride profile on exposed surface

The chloride profile on exposed surfaces has been tested at all terms. However, the number of points on each profile and the test method has varied. The results at the different terms can therefore not be compared directly.

1989: The results are based on one single cylinder drilled through the slab. The diameter was 69 mm. Chloride content was measured at six different depths from both ends, outer and inner surfaces, by the Quantab method. However, the depth intervals were too few where chloride had penetrated to calculate reliable diffusion coefficients, Annex 4.

1991: The results are based on six cylinders. The diameter was not reported, but most probable in the range of 90 mm. Each profile consists of 3 – 4 measured points. The test method is not found, but most probable the Quantab method was used. The number of measuring points was too few to calculate reliable diffusion coefficients, Annex 6.

1994: The results are based on six cylinders with diameter 80 mm. Dust was ground in intervals of 3 mm and the chloride content was measured according to a spectrophotometric method given in SINTEFs procedure KS 70 108. Each chloride profile was based on 14 measuring points and diffusion coefficients could be calculated in a reliable way, Annex 7.

2008: The results are based on four cylinders, three with diameter 74 and one with 95 mm. Dust was ground in intervals of 5 mm in the outer part and intervals of 10 – 14 mm further in. The chloride content was measured according to a spectrophotometric method given in SINTEFs procedure KS 14-05-04 128. Each chloride profile was based on 9 - 14 measuring points and diffusion coefficients could be calculated in a reliable way, Annex 9.

4.3 Chloride resistance on virgin surface

The inner virgin surface of drilled cylinders was tested at the two latest terms (1994 and 2008) by a bulk diffusion method. In 1994, the APM 302 method and in 2008 the Nordtest NT Build 443, respectively were used, Annex 8 (1994) and Annex 10 (2008). APM 302 was the base for NT Build 443, and results from the two methods can be compared directly. The virgin surface was exposed to an aqueous NaCl solution of 165 g NaCl per liter solution for 35 days. After the exposure, dust was ground at intervals of 1 mm and chloride content was measured according to a spectrophotometric method. Each chloride profile was based on 14 measuring points and diffusion coefficients could be calculated in a reliable way.

As a part of a research project on concrete with lightweight aggregates, a comparison mix based on the Shore Approach mix was produced (1). The cement used in this research project was slightly different from the cement used in the Shore Approach concrete. The cement- and silica fume content were 400 and 32 kg/m³ respectively. After 28 days curing in

fresh water at 20 °C, the concrete was exposed to natural sea water for 7, 9, 35, 305 and 665 days and chloride ingress was measured. The method is equal to NT Build 443, except for the chloride content in the water, additional ions in the sea water and the time of exposure. The chloride content in the water has an important effect on the surface chloride concentration, but not on the calculated diffusion coefficient. The results from this project can therefore be regarded as initial chloride diffusion coefficient after 28 days curing.

4.4 Electrical resistivity

Electrical resistivity was tested in 2008 only. Disks with different heights from inner part of cylinders were cut. After 7 days in water, the electrical resistivity was measured between parallel surfaces by multimeter at 1 kHz and 20°C according to SINTEF's procedure KS 14-05-04 128. The electrical resistivity ρ was calculated according to formula (1).

$$\rho = \frac{R \cdot A}{L} \quad (1)$$

where

- ρ = electrical resistivity (Ωm)
- R = measured electrical resistance (Ω)
- A = area of measurement (m^2)
- L = distance between parallel measured surfaces (m)

4.5 Micro structural analysis

This is a collective term for different analysis carried out partly in 1989, Annex 4, 5 and 2008, Annex 11. It includes thin section analysis, back-scattering, X-ray diffraction and scanning electron microscopy (SEM). The objective of these analyses was to study any changes in the concrete surface exposed to sea water, especially ion exchange between cement paste and sea water.

4.6 Capillary absorption

Capillary absorption was tested in 1989, Annex 4, and 2008, Annex 9, according to SINTEF's procedure KS 14-05-04 110 on 20 mm thick disks from cores. The diameter of the samples from 1989 and 2008, were 69 mm and 74 mm respectively. Both cast unmolded surfaces and sawn cut surfaces of the concrete were tested. The main parts of the procedure are that each sample was weighed after:

- Drying to constant weight at 105 °C (weight g_1)
- Water absorption at 10 and 30 minutes, 1, 2, 3 and 4 hours, 1, 2, 3 and 4 days with the disk surfaces 1 – 2 mm into the water (weights at each term)
- Submerged in water for 3 days after absorption (weighed in air g_2 and in water g_3)
- At least 1 day submerged in water at 50 atmospheres pressure (weight g_4) after absorption and submerged in water

Based on the measured weights, the following parameters were calculated:

- Capillary number, k ($\text{kg}/\text{m}^2 \sqrt{s}$), according to formula (2), see Figure 2 for explanation.

$$k = \frac{Q_{cap}}{\sqrt{t_{cap}}} \quad (2)$$

- Resistance number, m (s/m²), according to formula (3), see Figure 2 for explanation.

$$m = \frac{t_{cap}}{h^2} \quad (3)$$

where

h = height of sample (m), normally approximately 20 mm

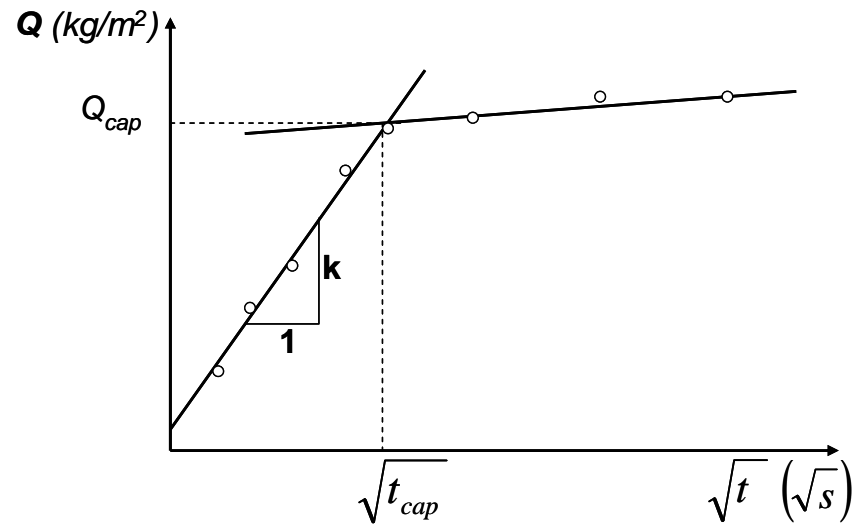


Figure 2 Base for calculation of capillary number and resistance number

- Absorption porosity, p_s (%), according to formula (4):

$$p_s = 100 \cdot \frac{(g_2 - g_1) / \rho_w}{V} \quad (4)$$

where

g_1 = weight in air after drying to constant weight at 105 °C (kg)
 g_2 = weight in air, surface dry after 4 days surface absorption and 3 days totally submerged in water (kg)
 ρ_w = density of water (1000 kg/m³)
 V = volume of the sample (m³)

- Total porosity, p_t (%), according to formula (5):

$$p_t = 100 \cdot \frac{(g_4 - g_1) / \rho_w}{V} \quad (5)$$

where

g_4 = weight in air, surface dry after at least 1 day submerged in water at 50 atm pressure (kg)

4.7 Compressive strength and density

Compressive strength was tested according to NS 3668 in 1989. In 2008, compressive strength and density were tested according to NS-EN 12390. Tests were carried out on samples with lengths equal to the diameter from the inner parts of cylinders. The diameter varied from 69 to 74 mm. The results from the two methods and the different diameters can be compared directly. The measured compressive strengths can be regarded as “cube” strengths since the cylinder lengths were equal to the diameters.

5 Test results

5.1 Chloride diffusion coefficients and surface concentration on exposed surfaces

All data are given in Annex 7 and 9 and in (1) for the N-mix. Chloride profiles after 26 years of exposure (Annex 9) are shown in Figure 3. The mean curve is calculated based on the mean diffusion coefficient for the four samples.

Based on the measured chloride profiles, all results are recalculated with the use of the same Excel spreadsheet based on Fick’s second law of diffusion, equation 6.

$$C(x, t) = C_s - (C_s - C_i) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{x}{\sqrt{4tD_a}}\right) \quad (6)$$

where :

- $C(x, t)$ = chloride content at depth x at time t
- C_s = chloride content on the exposed surface
- C_i = chloride background content
- D_a = apparent diffusion coefficient
- x = depth
- t = exposure time
- erf = error function

The results after 26 years of exposure are given in Table 3. The mean diffusion coefficient D_a , is $0.375 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ with a standard deviation of $0.111 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. The mean surface chloride concentration is 0.55 % of concrete mass with a standard deviation of 0.106 %.

Table 3 also include test results after 12 years of exposure, but none of the curves are included in this report, reference is made to Annex 7. Results from the laboratory research program (1) are included in Table 3 as well.

The diffusion coefficient D_a is the so called “apparent” or in situ coefficient, meaning that it is a kind of an average value for the whole exposure period. The instantaneous coefficient at the time of inspection will be lower, how much lower is not known, but it will depend on the aging factor α , see equation 7.

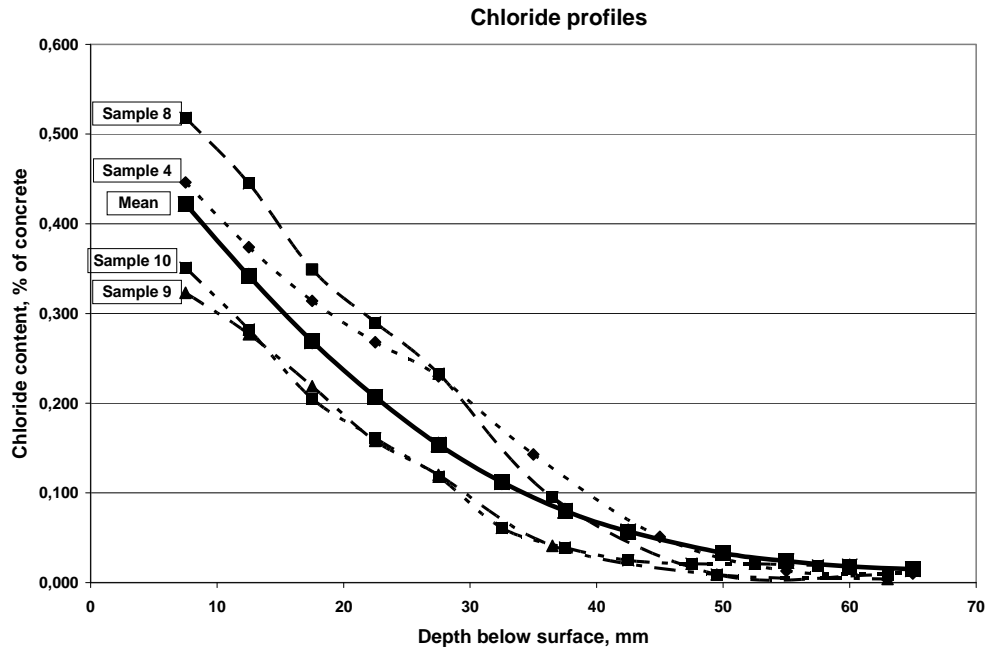


Figure 3 Chloride profiles after 26 years exposure, Annex 9.

Table 3 Diffusion coefficient D_a and calculated surface chloride concentration C_s , Annex 7, 9 and (1).

Year	Exposure time	D_a		C_s		Comments
		$10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$		% of concrete		
28 days curing in fresh water before exposure	7 days	20.81	--	0.31	--	From laboratory cast concrete with mix design equal to Shore Approach concrete. Mix N in (1).
	9 days	9.83	--	0.36	--	
	35 days (Equal to D_p), Table 4.	7.23	Mean	0.41	Mean	
		8.24	7.75	0.53	0.48	
		7.77	St. dev. 0.51	0.50	St. dev. 0.06	
	305 days	2.75	--	0.46	--	
665 days	1.84	--	0.48	--		
1994	12 years	0.34	Mean 0.420	0.48	Mean 0.497	Annex 7
		0.45				
		0.32				
		0.50	St. dev. 0.078	0.34		
		0.50		0.30		
0.41	0.50	St. dev. 0.164				
2008	26 years	0.51	Mean 0.375	0.57	Mean 0.55	Annex 9
		0.41				
		0.33	St. dev. 0.111	0.45		
		0.25		0.49	St. dev. 0.106	

5.2 Chloride diffusion coefficients on virgin surfaces and on laboratory cast samples

The potential chloride diffusion coefficient D_p is calculated based on chloride profiles after bulk diffusion test at different ages of the concrete. It is called the potential chloride diffusion coefficient. Results are shown in Table 4 for 12 and 26 years old samples drilled from the structure. Table 4 also includes results from laboratory produced and tested concrete with the same mix design as the concrete in element 1 at Shore Approach (1). In principle the same bulk diffusion test method was used in all tests. However, the laboratory samples were exposed to natural sea water, not a NaCl solution. Based on experience, this has no significant influence on the calculated D_p , only the surface chloride concentration, C_s , will be influenced (1).

Table 4 Diffusion coefficient D_p based on bulk diffusion method. Annex 8 and 10, ref (1).

Year	Age when tested	Exposure time	D_p $10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$		Comment
	28 days	35 days	7.23 8.24 7.77	Mean 7.75 St. dev. 0.51	From laboratory cast concrete with mix design equal to Shore Approach concrete, mix N in (1). Exposed to sea water for 35 days.
1994	12 years	35 days	3.34 2.38 2.86 2.97 2.51 2.84	Mean 2.82 St. dev. 0.34	Based on six samples drilled from the structure, Annex 8. Exposed to NaCl-solution (165 g per litre solution) for 35 days.
2008	26 years	35 days	2.15 2.23 4.36	Mean 2.91 St. dev. 1.25	Based on three samples drilled from structure, Annex 10. Exposed to NaCl-solution (165 g per litre solution) for 35 days.

5.3 Aging factor α

The aging factor α can be calculated from equation 7 when results for two or more exposure periods are available.

$$D_t = D_0 \left(\frac{t_0}{t} \right)^\alpha \quad (7)$$

In this situation we have results for D_a after 12 and 26 years exposure, see Table 3. In addition we have results for D_p for the same mix design produced in laboratory and tested according to a bulk diffusion method, as described in section 4.3. The results are given in Table 3 and 4, and can be used as the diffusion coefficient D_a after 35 days exposure. Additionally, the results from the laboratory mix N from 7 to 665 days of exposure, as given in Table 3, can be used for calculating the aging factor by regression analysis.

Based on this, the aging factor can be calculated as given in Table 5. The scatter of the diffusion coefficients used in the calculations are relatively high, meaning that the scatter of the aging factors are high as well. The aging factor seems to be reduced with time. However,

both after 12 and 26 years exposure, the apparent diffusion coefficients are so low that further chloride ingress will be very low independent of the aging factor. The instantaneous coefficient at the time of inspection and in the future, will be even lower and the further chloride ingress will be very low.

Table 5 Aging factors

From	To	Aging factor α
$D_{a7\text{days}} = 20.81 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	$D_{a665\text{days}} = 1.84 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	0.47
$D_{p35\text{days}} = 7.7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	$D_{a12\text{ years}} = 0.42 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	0.61
$D_{p35\text{days}} = 7.7 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	$D_{a26\text{ years}} = 0.375 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	0.54
$D_{a12\text{ years}} = 0.42 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	$D_{a26\text{ years}} = 0.375 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sec}$	0.13

5.4 Electrical resistivity

Electrical resistivity was measured after 26 years of exposure only. The results are given in Annex 9. Table 6 shows the results.

Table 6 Electrical resistivity, Ωm

Core no	4	5	7	8	9	10	Mean	St. div.
Height mm	29	64	66	34	34	65		
Electrical resistivity	262	230	199	195	171	139	199	43

5.5 Micro structural analysis

The examination after 7 and 26 years of exposure showed generally that the concrete was in a very good condition. The aggregate was homogeneously distributed in the concrete, but some differences in air bubble distribution and cement paste quality were observed. The concentration of micro cracks (cracks < 0.01 mm) seems to have increased somewhat in the period from 7 to 26 years. Some fine cracks (0.01 < cracks < 0.1 mm) were observed, but the concentration does not seem to have increased. Coarse cracks (cracks > 0.1 mm) were not observed in any sample. The carbonation depth was negligible.

The 1989 examination concluded that the surface layer (1 – 2 mm) of the concrete was much denser compared with the inner concrete. Results from the SEM back-scattering method showed two distinct zones; a dark surface layer and a lighter inner part, indicating a concentration of elements with lower molecular weights in the surface layer compared with the inner part. Profiles of calcium (Ca) and magnesium (Mg) were examined from the concrete surface and inward. Figure 4 shows the concentration of magnesium and calcium. The concentration of magnesium was higher in the surface layer, whilst calcium was more concentrated in the inner part compared with the surface layer. Point analysis from the two zones confirmed this. This means that calcium had been leached out and magnesium had replaced it in the outer zone. Such an ion exchange with the sea water has been observed by others (2), (3), (4) and (5). The SEM back scattering method did not give any information of

what chemical composition the magnesium had formed. When using crossed polarizers and lambda plate in the thin section analysis, turquoise coloured crystals were observed, which indicate brucite ($Mg(OH)_2$). It is therefore most probable that magnesium was present as brucite, which results in a tighter surface layer than further into the concrete.

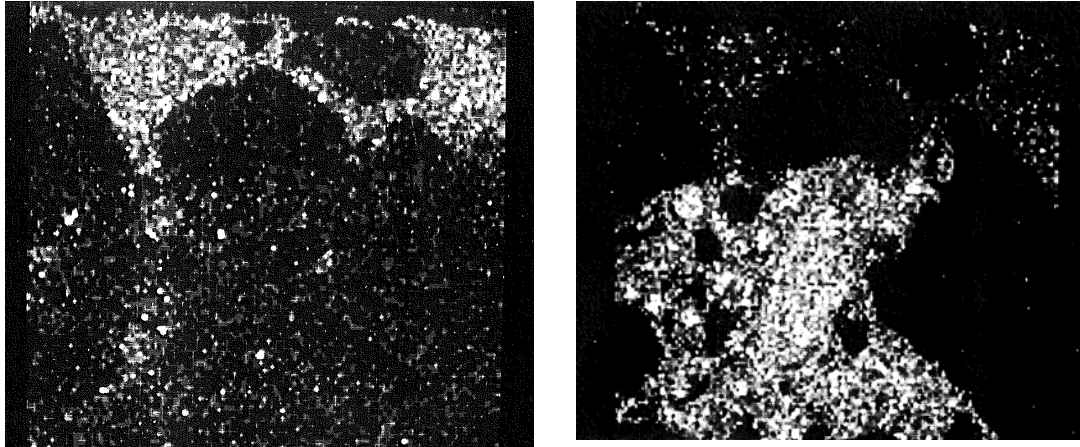


Figure 4 Concentration (white dots) of magnesium (left) and calcium (right). Surface of sample is up (Annex 5)

The 2008 examination did not confirm the conclusions from 1989 at all points. The main conclusion was still, however, that the concrete was in a very good physical condition. An approximately 1 mm thick surface layer was more porous than further into the concrete. A higher concentration of magnesium in the surface layer (approximately 0.4 mm) and lower concentration of calcium was observed in only one of three samples. The two other samples showed no concentration of magnesium in the surface zone. Both magnesium and calcium were evenly distributed from the surface until approximately 4.5 mm from the surface. The concentration of sulphur was higher in the surface zone than further into the concrete, most probable due to sea water ingress.

5.6 Capillary absorption

Capillary absorption was tested both in 1989 and 2008.

Samples from three cylinders with diameter 69 mm were tested in 1989. Results for absorption on sawn cut surfaces were based on four disks from each cylinder. Scatter of the results from a single cylinder was very low. Results for absorption on cast unmolded surfaces were based on one disk from three cylinders. A separate test was carried out to document the effect of drying at 105 °C, which showed that the effect of such drying was marginal. The results of the tests carried out in 1989 are given in Table 7. Since the effect of drying at 105 °C was marginal, the results are separated into type of absorption surface only.

Samples from three cylinders with diameter 74 mm were tested in 2008 as well. For each cylinder, four disks from the cast unmolded surface and inwards were produced. Absorption was measured on three disks on sawn surfaces and on one cast unmolded surface from each cylinder. The results of the tests carried out in 2008 are given in Table 7.

The results from absorption on cast unmolded surfaces are used for calculation of capillary number and resistance number only since the effect of the surface skin is primarily seen on these two properties.

Table 7 Results for capillary absorption

Property	1989		2008	
	Sawn surfaces	Cast unmolded surfaces	Sawn surfaces	Cast unmolded surfaces
Capillary number k ($\text{kg/m}^2 \sqrt{s}$)	1.41	0.70	1.37	0.92
Resistance number m (s/m^2)	6.6	28.6	7.10	15.90
Absorption porosity p_s (%)	12.87	--	12.20	--
Total porosity p_t (%)	15.56	--	15.20	--

5.7 Compressive strength

Compressive strength was tested in 1989 and 2008 on cylinders drilled from the structure.

At both terms the lengths of the cylinders were equal to the diameters, 69 mm in 1989 and 74 mm in 2008. The end surfaces were ground before testing. The individual measured compressive strengths were considered to be comparable to cubes. If the results should be converted to cylinders with length equal to twice the diameter, the cube results have to be multiplied by a factor of 0.87. The number of test results is too low to calculate a reliable standard deviation and a characteristic strength. However, the standard deviation shown in Table 8 is calculated based on the individual results. The results are shown in Table 8.

Table 8 Results for compressive “cube” strength

	1989	2008
Individual results (MPa)	82.6 76.0 74.3 74.6 78.6	83.1 75.5 82.1
Mean (MPa)	77.2	80.2
St. div. (MPa) – Based on individual results	3.45	4.13

6 Analysis and discussion

6.1 General

The analysis and discussion will concentrate on:

- Service life of structures in exposure class XS3 with the concrete specification used in the Shore Approach structure and with concrete cover according to the design standards NS 3473 and NS-EN 1992-1-1, see section 6.2.
- Long time strength development in the structure, see section 6.3
- Electrical resistivity, micro structural analysis and capillary absorption are connected and discussed as a whole, see section 6.4.

6.2 Chloride ingress and service life estimation

6.2.1 General

The general question when, looking at service life, is how data from an existing structure can be used in estimating the future development, remaining service life and safety against depassivation (failure). Mathematical models based on probabilistic principles exist and may be used. Such models are developed for estimating service life of new structures where all input parameters are more or less unknown. When the future development is based on test results from the structure itself after many years of exposure, many of the input parameters are known. Simpler and more reliable methods may then be used. Some of the input parameters are additionally interconnected in some ways, e.g. surface chloride concentration, diffusion coefficient and critical chloride content (6). Some other researchers are not so sure about this. The analysis in this paper is based on the philosophy in EN 1990 (7) according to FORM (First Order Reliability Method) in its simplest form, the so called "mean value method", presented in (7). The method is briefly presented with focus on the current situation.

6.2.2 Model for estimating service life

The philosophy is based on the European standards EN 1990 (7), where the following definitions are important:

- Failure – meaning that a defined event (limit state) occurs, in this study meaning that the chloride concentration at the depth of the reinforcement results in a risk of depassivation equal to 10-15 %. This chloride content is called the threshold chloride concentration.
- Environmental action – meaning the action or "load" that the concrete is exposed to, in this study the depth where the chloride concentration is equal to the threshold chloride concentration.
- Resistance – meaning the resistance of the concrete or margin against the action and thereby failure, in this study defined as the concrete cover.

The performance function, Z , is expressed as the difference between a resistance against failure, R , (concrete cover independent of time), and an environmental action, F , (depth where the chloride concentration is equal to the threshold chloride concentration, increasing with time). Both resistance and action are expressed in a statistical way by values for mean and standard deviation. Probability of failure (exceeding a defined limit state), p_f , should be

less than a maximum acceptable probability, p_{\max} , depending on safety philosophy. This may be expressed as:

$$p_f = p\{Z = R - F\} < p_{\max} \quad (8)$$

When the functions R and F are normal distributed, also Z will be normal distributed. Results show that normal distribution is accurate enough to make reliable calculations despite that other statistical distributions may fit a bit better to the measurements than the normal distribution (8).

When the resistance R (concrete cover) is normal distributed, the mean is equal to μ_R and the standard deviation is equal to σ_R , both constant with time.

When the action F (depth where the chloride concentration is equal to the threshold chloride concentration) is normal distributed, the mean is equal to μ_F and the standard deviation is equal to σ_F , both increasing with time.

The performance function, Z, is given by:

$$Z = R - F \quad (9)$$

When Z is normal distributed, the mean is μ_Z and given by:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_F \quad (10)$$

and the standard deviation is σ_Z and given by:

$$\sigma_Z = \sqrt{(\sigma_R^2 + \sigma_F^2)} \quad (11)$$

The mean μ_Z decreases with time and the standard deviation σ_Z increases with time since σ_F increases with time. This means that the probability for failure increases with time. When Z is normal distributed, the probability of failure may be expressed as:

$$p_f = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right) = \Phi(-\beta) \quad (12)$$

Where β is the so called “reliability index”. When designing, β shall be greater than a β_0 required to fulfil the safety level in a given situation.

The relationship between the functions for failure Z, resistance R and action F, is shown in Figure 5 (9).

The relationship between the reliability index β and probability of failure p_f is shown in Table 9 when Z is normal distributed.

The higher values of β (lowest probability of failure) shall be used when the consequence of failure is high and the reference period for the action is short. Typical examples are accidental situations with many people present, ultimate limit state (ULS).

Table 9 Relationship between reliability index, β , and probability of failure, p_f .

p_f	10^{-1}	$0.668 \cdot 10^{-1}$	$0.359 \cdot 10^{-1}$	$0.227 \cdot 10^{-1}$	10^{-2}	10^{-3}	10^{-7}
β	1.28	1.50	1.80	2.00	2.32	3.09	5.20

Serviceability limit state (SLS) is used when failure lead to economical consequences only. This is typical for durability situations where the deterioration will be visible long before a risk of collapse is reached.

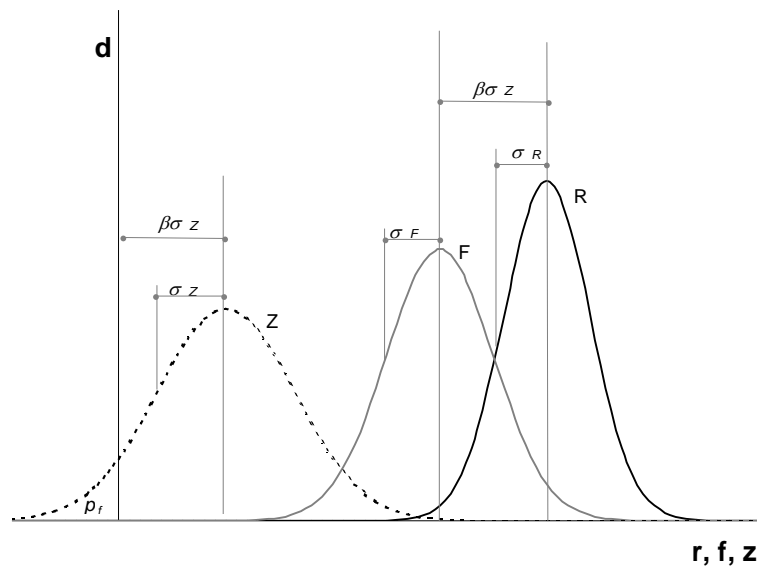


Figure 5 Relationship between the distribution functions for failure Z, resistance R and action F (9).

Chloride penetration represents a typical situation where the serviceability limit state is defined as depassivation of the reinforcement. The risk of failure should be reduced to an acceptable value. After depassivation of the reinforcement, initiation of corrosion may occur. However, it may take many years before potential corrosion reduces the serviceability or the safety of the structure to such a degree that danger situations develop. Additionally, the reference period for the action is equal to the design service life (increasing chloride content). The consequence of both these factors is that the limiting value β_0 may be chosen relatively low, i.e. a relatively high probability for failure.

Based on the philosophy in (7), the probability of depassivation of the reinforcement, due to chloride ingress, is set equal to 10 % (10^{-1}), corresponding to a reliability index β_0 equal to approximately 1.30, see Table 9.

The reliability index β may be calculated in different ways according to (7). In this presentation, FORM (First Order Reliability Method) in its simplest form, the so called "mean value method" is used.

The reliability index β is calculated from:

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} \quad (13)$$

At time t_0 , the structure is inspected and chloride profiles are determined. Based on Fick's second law of diffusion, C_s , D_a and C_i are calculated for each curve according to equation 6.

D_a was in the original application of Fick's second law of diffusion considered to be a constant over time. That was not correct (10), and it has to be allowed for when calculating future chloride penetration based on measured chloride profiles and D_a -values. The development of the diffusion coefficient is in (10) found to be:

$$D_{ati} = D_{at0} \cdot \left(\frac{t_0}{t_i}\right)^\alpha \quad (14)$$

where

D_{ati} is apparent diffusion coefficient at time t_i

D_{at0} is measured apparent diffusion coefficient at time t_0

α is an aging parameter between 0 and 1, depending on concrete and environment

Threshold chloride content for possible start of corrosion is set equal to C_{cr} and the time period t_i it takes C_{cr} to reach a given depth F may be calculated by equation 15 when equation 14 is included in equation 6 (10).

$$t_i = t_0 \left(\frac{F}{\xi(t_0 \cdot D_{at0})^{0.5}} \right)^{\frac{2}{1-\alpha}} \quad (15)$$

where

$$\xi = 2 \cdot \operatorname{erfc}^{-1} \left(\frac{C_{cr} - C_i}{C_s - C_i} \right) \quad (16)$$

erfc^{-1} is the inverse error function

The resistance R is defined as the concrete cover, with mean value μ_R and standard deviation σ_R . When this method is used to estimate the risk of failure, or the remaining service life for an existing structure, it is not necessary to include the scattering of all the input parameters into the calculations, i.e. the chloride concentration at the concrete surface C_s , the diffusion coefficient D_a , the threshold chloride concentration C_{cr} , the aging factor α , nor the original chloride content in the concrete, they are all more or less included in the standard deviation σ_F . From a theoretical mathematical point of view, this is not quite correct, but accurate enough for such calculations.

The action F is defined as the depth where the chloride content is equal to the threshold chloride content, depending on w/c-ratio and time. At time t_0 , chloride profiles are determined, giving data for calculating the mean value of F_{t0} equal to μ_{Ft0} and with standard deviation equal to σ_{Ft0} , as well as diffusion coefficient D_{at0} at this time. To find the mean value, μ_{Fti} , at a later time t_i , a transformed version of equation 15 is used:

$$\mu_{Fti} = \xi \left(\sqrt{t_0 D_{at0}} \right) \cdot \left(\frac{t_i}{t_0} \right)^{\frac{1-\alpha}{2}} \quad (17)$$

The standard deviation is supposed to be proportional with the mean value (constant coefficient of variation). It may be discussed if this is correct, but it is considered accurate enough for estimations.

When using this probability model, the main parameters for resistance R (concrete cover) and action F (depth where the chloride content is equal to the threshold chloride content) are included with their mean values and standard deviations. Each of the other parameters is included in the model with a constant number, ranging from a characteristic value corresponding to a 5 % quartile to the mean value. If each of the parameters were included with their characteristic values corresponding to a 5 % quartile, the calculations would result in unrealistic short service lives. On the other hand, if mean values were applied; the calculations would result in unrealistic long service lives.

The choice of values for each parameter have to be based on judgement in each situation, including e.g. the age of the structure when it is inspected, the degree of interconnection between different parameters etc (see section 6.1). Strong interconnection between parameters favour input values closer to the mean values. The values of the input parameters in the calculations are discussed in section 6.2.3.

When employing this philosophy, it means that the number of equations may be reduced to:

Mean value for Z at time t_i is given by equation 18:

$$\mu_{Zi} = \mu_R - \mu_{Fi} \quad (18)$$

The standard deviation for Z at time t_i is given by equation 19:

$$\sigma_{Zi}^2 = \sigma_R^2 + \sigma_{Fi}^2 \quad (19)$$

When μ_{zi} and σ_{zi} are calculated, β is calculated by equation 13. When β is calculated for an age equal to the design service life, it's value shows if it is higher or lower than the limiting value β_0 . When β is calculated for different ages t_i , giving β -values on both sides of β_0 , the time giving β equal to the limiting value β_0 can be found by interpolation and this is equal to the service life.

6.2.3 Input parameters in calculations

The main purpose with the following calculations are to find if the requirements in Norwegian Standard for concrete cover is sufficient for 50 and 100 years of exposure when the concrete mix design is equal to the Shore Approach mix design, which is very close to the mix design requirements in the standards today for exposure class XS3. Some of the parameters are given by statistical values and some are supposed to be on the safe side.

Concrete cover

Requirements in the standard for nominal values are used as mean values and standard deviation giving a minimum cover 10 mm lower than the nominal with a 10 % risk of failure.

- 50 years service life: $\mu_R = 60 \text{ mm}$ and $\sigma_R = 6.1 \text{ mm}$
- 100 years service life: $\mu_R = 70 \text{ mm}$ and $\sigma_R = 6.1 \text{ mm}$

Threshold value and depth where chloride concentration is equal to threshold value

A threshold value of 0.4 % by weight of cement is regarded to result in 0 - 10 % risk of depassivation (11, 12, 15, 16). A mean threshold value in the range 0.7 – 0.8 % by weight of cement is reported in (11) based on “all chloride threshold values reported in the literature”. This is confirmed in (15). The chloride threshold value is, according to (6) interconnected with other important parameters, meaning that a value closer to the mean value can be used as long as the risk of depassivation is taken care of by other important parameters. A chloride threshold value of 0.6 % by weight of cement is therefore used in this situation. For the actual concrete at Shore Approach, this number has to be divided by 5 to be comparable with concrete weight ($0.6 / 5 = 0.12$ % of concrete weight, see Table 1). The chloride curves, see Figure 3, crosses the 0.12 %-level of chloride content at different depths. This is used for finding mean and standard deviation for depth where chloride content is equal to the threshold value of 0.6 % by weight of cement.

- Threshold value $C_{cr} = 0.6$ % by weight of cement (0.12 % by weight of concrete)
- Mean $\mu_{F26} = 31.9$ mm and standard deviation $\sigma_{F26} = 5.1$ mm

Apparent diffusion coefficient

The apparent diffusion coefficient after 26 years is found to be $0.375 \cdot 10^{-12}$ m²/s. This is a kind of an average coefficient during the 26 years. The instantaneous diffusion coefficient at 26 years has to be lower, however it is not known how much lower it is. Young concrete of the current quality, cured for 28 days and exposed to sea water for 35 days, has a diffusion coefficient in the range of $7 - 8 \cdot 10^{-12}$ m²/s (see table 4). This means that the instantaneous diffusion coefficient at 26 years has to be much lower than the measured “average”. Additionally, the diffusion coefficient is, according to (6) interconnected with other important parameters. In a comprehensive judgement, the measured apparent coefficient is therefore regarded as a “characteristic” value on the safe side and included in the calculation as a constant number.

- $D_{a26} = 0.375 \cdot 10^{-12}$ m²/s (Equal to $11.83 \cdot 10^{-12}$ mm²/year)

Surface chloride concentration and chloride background content

Both theoretical surface chloride concentration, C_s , and chloride background content, C_i , are found from the chloride curves. Especially for C_s , there is some scatter. Additionally, the surface chloride concentration is, according to (6) interconnected with other important parameters. In a total judgement, both values are therefore included with constant numbers in the calculations equal to the mean values found in figure 3.

- Theoretical surface chloride content, $C_s = 0.55$ % by weight of concrete
- Background chloride content, $C_i = 0.01$ % by weight of concrete

Aging factor α

The aging factor is found to decrease over time, see table 5. The scatter in the results are relatively high. The aging factor is important for the service life estimation and its value in the future is uncertain. A realistic value has to be chosen based on calculated values and on other parameters, especially the theoretical surface chloride content, C_s , which may be regarded at the “driving force” for the chloride ingress. When employing the driving force at the concrete surface, the history has to be included in the judgements to some extent. If the time of inspection of a structure is looked upon as “a new start”, both the driving force and the aging factor should be given lower values compared to the situation where the whole history is included. In a total judgement, the aging factor is set equal to 0.15 without any scatter. This is regarded to be on the safe side.

- Aging factor $\alpha = 0.15$

6.2.4 Estimation of reliability index and service life

Based on equations given in section 6.2.2 and input parameters given in section 6.2.3, the reliability index β can be calculated by equation 13. The choice of parameters is regarded to be conservative, resulting in conservative calculation results as well.

When β is calculated for an age equal to the design service life, it's value shows if it is higher or lower than the limiting value β_0 . When β is calculated for different ages t_i , giving β -values on both sides of β_0 , the time giving β equal to the limiting value β_0 can be found by interpolation and this is equal to the estimated service life of the structure.

When β is calculated for an age equal to the design service life, the following numbers are found:

- 50 years service life: $\beta = 2.03 > 1.3 (\beta_0)$
- 100 years service life: $\beta = 1.32 > 1.3 (\beta_0)$

When β is calculated for different ages t_i , giving β -values on both sides of β_0 , the time giving β equal to the limiting value β_0 is found be:

- 50 years service life: Estimated service life: 68 years
- 100 years service life: Estimated service life: 102 years

The reliability index, both for 50 and 100 years service life is higher than the limiting value 1.3, especially for 50 years service life. This means that requirements given in the present Norwegian Standards for concrete mix design and concrete cover, exposed to exposure class XS3, fulfil the design service lives.

6.3 Compressive strength in the structure

Compressive strength was tested on cast cubes during the production of the elements. The results are shown in Table 1. In 1989 and 2008, compressive strength was tested on drilled cores from element 1. Table 8 shows the results from the drilled cores. The numbers are comparable to the results for the cubes given in Table 1. However, when comparing the results from the cast cubes with the results from drilled cores, a correction factor in the range of 0.80 – 0,85 is often used to compensate for possible lower compaction and less optimal curing in the structure compared to the cast cubes. In order not to overestimate the long term compressive strength in the structure, a correction factor of 0.9 is applied in this study.

When correcting the mean strengths according to the mentioned principle, the following strengths should be compared at the different terms:

- Mean cube strength after 28 days: 77.5 MPa (Table 1)
- Mean cube strength after 7 years: 85.8 MPa (Table 8)
- Mean cube strength after 26 years: 89.1 MPa (Table 8)

This shows that there has been a strength gain from 28 days to 12 and 26 years of approximately 11 % and 15 % respectively. The strength gain seems reasonable for the current materials. However, the numbers should be looked upon as indicative for the strength, not as accurate numbers. The important finding is, however, that there has been a strength gain all the time up to 26 years compared to the strength at 28 days.

6.4 Electrical resistivity, micro structure and capillary absorption

Electrical resistivity was measured after 26 years of exposure only, and the results give no information on possible development over many years. The test results showed lower values than expected. Electrical resistivity is important for corrosion rate after possible depassivation. The corrosion rate is reduced when the resistivity is increased in a continuous manner. When the resistivity is higher than 800 – 1000 Ωm , the corrosion rate is so low that it can be neglected (17).

The micro structural analysis showed generally that the concrete was in a very good condition. However, the thin and tight surface layer with brucite, observed in 1989, was not observed to the same degree in 2008. Results from the capillary absorption, however, showed that the surface layer was much tighter than the inner part of the concrete, even after 26 years of exposure. This indicate that brucite may have replaced calcium in the C-S-H gel and formed M-S-H gel.

The reason for the changes in results from 1989 until 2008 is not quite clear. It is pointed out in (13) that aragonite (CaCO_3), brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$) and ettringite (complex calcium sulphate aluminate) deposit in pores and cracks of the cement paste. All three materials are practically insoluble and are able to seal the pores and micro cracks, which effectively stops further ingress of seawater into the concrete. Aragonite and brucite deposit on or very close to the surface while ettringite may penetrate a bit further into the concrete. It should be noted, according to (13), that this kind of protective action would not be available in the splash zone, where the products of chemical reaction are washed away as soon as they are formed. In (14), it is mentioned that brucite was expected to be present in concrete in contact with seawater, but it was not identified. However, it was found that magnesium had entered the C-S-H gel, replacing Ca, to form a magnesium silicate hydrate (M-S-H). The absence of brucite was possibly due to old specimens in which a reaction between brucite and C-S-H gel had been completed (14).

Some brucite was still found after 26 years, and the capillary absorption results indicate that the surface layer was tighter than the inner part of the concrete. The reason may be that formation of M-S-H had taken place over long time and that brucite and aragonite partly are washed out of the concrete in the splash zone.

7 Conclusions

The conclusions from this investigation are shortly summarized in the following:

- The structure was generally in a very good condition after 26 years of exposure to marine environment. There was no visible indication of any deterioration of the concrete or any reinforcement corrosion.
- The compressive strength of the concrete in the structure has increased all the time up to 26 years of exposure.
- The electrical resistivity was lower than expected for the current concrete quality, indicating that it will not be limiting the corrosion rate.
- Capillary absorption and micro structural analysis indicate that the surface layer of the concrete is tighter than the inner part of the concrete. This is documented for concrete in the splash zone. In the submerged part, it is supposed that the surface skin is even tighter than in the splash zone.
- The chloride ingress was analysed and the philosophy in NS-EN 1990 for probabilistic estimation of service life, was employed. A risk of 10 % for

depassivation of the reinforcement was used as the limit state. The results showed that planned service lives of 50 and 100 years were exceeded when using concrete mix design and concrete cover as required in Norwegian Standard for exposure class XS3 today. The margin was highest for 50 years planned service life.

8 References

1. Maage, M., Helland, S., Carlsen, J. E., "Chloride penetration into concrete with lightweight aggregates." Document BE96-3942/R3, March 1999. Contract BRPR-CT97-0381, Project BE96-3942.
2. Buenfeld, N R., Newman, J. B., „The Development and Stability of Surface Layers on Concrete Exposed to Sea-Water." Cement and Concrete Research, Vol. 16, 1986, pp. 721-732.
3. Brandt, I., "Guidelines for spectrographic microanalysis of concrete." Nordtest project no. 790-88, 1989 (In Danish).
4. Mohammed, T. U., Yamaji, T., Hamada, H., "Chloride Diffusion, Microstructure, and Mineralogy of Concrete after 15 Years of Exposure in Tidal Environment." ACI Materials Journal, Vol. 99, No. 3, May-June 2002, pp. 256-263.
5. Mohammed, T. U., Yamaji, T., Hamada, H., "Microstructure, and Interfaces in Concrete after 15 Years of Exposure in Tidal Environment." ACI Materials Journal, Vol. 99, No. 4, July-August 2002, pp. 352-360.
6. Bamforth P.B., "Enhancing reinforced concrete durability." Technical Report No. 61. Concrete Society, 2004.
7. EN 1990. "Eurocode 0: Basis of Structural Design" CEN – Comité Européen de Normalisation, 2001.
8. Fluge F.: "Marine chlorides – A probabilistic approach to derive durability related provisions for NS-EN 206-1", Third DuraNet Workshop – "Service life design on Concrete structures – from theory to standardization", Tromsø 10-12 June 2001. www.duranetwork.com.
9. Maage, M., Smeplass, S.: "CARBONATION – A probabilistic approach to derive provisions for NS-EN 206-1." Third DuraNet Workshop – "Service life design on Concrete structures – from theory to standardization", Tromsø 10-12 June 2001. www.duranetwork.com.
10. Maage, M., Helland, S., Poulsen, E., Vennesland, Ø., Carlsen, J.E.: "Service Life Prediction of Existing Concrete Structures Exposed to Marine Environment." ACI Materials Journal, Vol 93, No 6, Nov-Dec 1996, pp 602-608.
11. Alonso M.C., Chloride threshold values in the literature." COIN Workshop in Trondheim 5. – 6. June 2008 on "Critical chloride content in concrete"
12. Fib bulletin 34: "Model code for service life design", June 2006.
13. Mehta, P.K. and Monteiro, P.J.M.: "Concrete", McCraw-Hill, 2005, pp. 187-196.
14. Katayama, T. and Sakai, K.: "Petrography of 100-Year Old Concrete from Otaru Post, Japan." Concrete Under Severe Conditions 2, E & FN SPON.
15. Markeset, G.: „Critical chloride content and its influence on the service life predictions." *fib* Commission 5 Workshop, 18. – 19. June 2009, London.
16. Brown, R.D.: "Design prediction of the life of reinforced concrete in marine and other chloride environments." Durability of Building Materials, Vol. 3, Elsevier Publishing, 1982.
17. Hunkeler F., Mühlhan B and Ungricht H: Risiko von Betonabplatzungen infolge Bewehrungskorrosion", Forschungsauftrag AGB2002/015 auf Antrag der Arbeitsgruppe Brückenforschung (AGB), TFB, Technische Forschung und Beratung für Zement und Beton, Wildeggen, Switzerland, October 2006, 97 pp, 2006

Annex 1

Einstadbland, T., Teitrem A., Larsen, T. og Fluge, F.:

“Ilandføring av gass-ledninger til Karmøy.“

Nordisk Betong, No 1, 1983.
Journal of the Nordic Concrete Federation, pp. 5-11.
(In Norwegian).

TOMAS EINSTABLAND, ARNE TEITREM, TOM LARSEN, FINN FLUGE

UDK 624.19.012.4-621.844

INTRODUKSJON

I Statpipe Development Project med STATOIL som operatør inngår en ilandføring av gassledninger til vestsiden av Karmøy, Norge.

Prosjektet er et totalprosjekt i regi av Ingeniør F. SELMER A/S med hovedansvar for konstruksjon og bygging.

Konsulent på betongkonstruksjoner er Dr. Techn. OLAV OLSEN. Konsulent på betong-mix og betongkontroll er NOTE-BY. Konsulent på ballastsystemer er NYBRO-HANSEN A/S.

Dr. Ing. A. AAS-JAKOBSEN er STATOIL's kontrol på betongkonstruksjoner.

Det norske Veritas har deltatt i prosjektet både i forprosjektet og i utførelsesfasen innenfor de marine områder. Flere modellforsøk er utført med Norges Hydrodynamiske Laboratorier, Trondheim.

Den valgte tekniske løsning er et eget alternativ foreslått og utarbeidet til anbudet av Ingeniør F. SELMER A/S.

PROSJEKTET

To gassrør vil bli plassert inne i en neddykket betongtunnel som er 590 meter lang og består av 5 betongelementer. Elementene hviler på betongfundamenter på fjell. Fig. 1 viser en oversikt av prosjektet.

På land går gassrørene gjennom en 78 meter lang betongkultvert støpt på stedet.

Fra den neddykkede betongtunnelen og utover ca. 300 meter vil rørene bli plassert på en utlagt steinfylling.

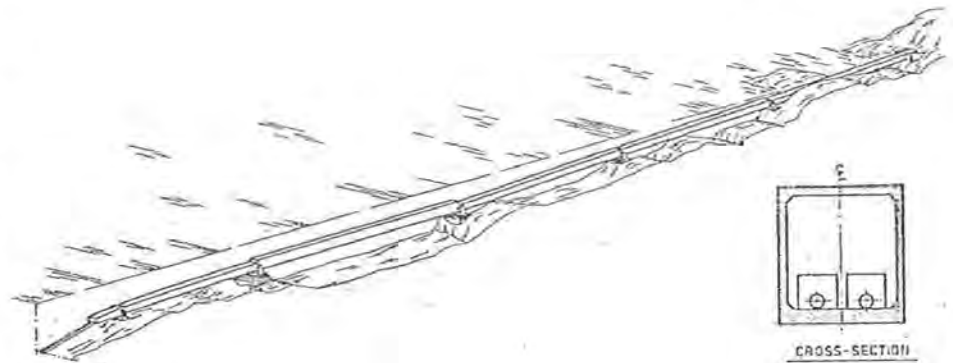
De to gassrørene vil bli plassert på opplegg i bunnen av tunnelen. Avstanden mellom oppleggene, som er stålplater, er ca. 25 meter. Tunnelen er vannfylt i driftsfasen med unntak av element 1 som er delvis neddykket inne ved land.

Hvert tunnel-element består av 3 rom adskilt med vertikale skott. Hvert skott har åpninger for ledningene.

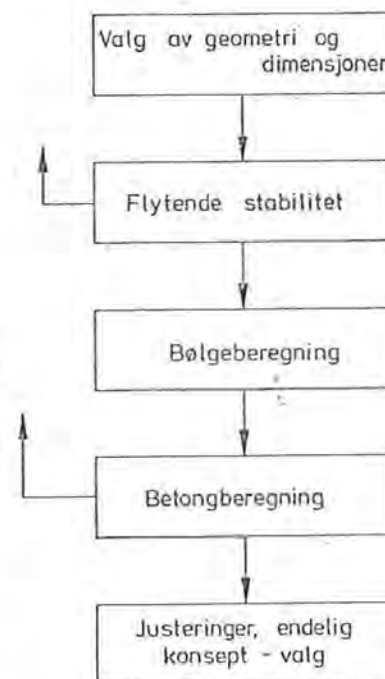
Adgang til rørene og til det indre av tunnelen skjer ved mannhull i taket. Under transport og montasje av elementene var mannhullene og åpningene i skottene tettet med stål-lokk.

KONSTRUKSJONEN

Å konstruere denne betongtunnelen har mange likhetspunkter med å konstruere offshore betongplattformer. Det ferdige produkt har en fase under bygging, flytefasen, som er vesentlig for utmingen. Konstruksjonsfasen kan følge en iterasjonsprosess som vist på Fig. 2.



Figur 1. Oversiktstegning.



Figur 2. Iterasjonsprosess.

ITERASJONS - PROSESS

LASTER



Figur 3. Laster.

Tunnel-elementer:

Tunnel-elementene er beregnet som fritt opplagte bjelker. Element 2, 3 og 4 er opplagt i hver ende med fritt spenn varierende fra 110 til 150 meter. Element 1 og 5 har en utkraget ende på henholdsvis 25 og 20 meter.

Tunnel-elementene er opplagret på fundamentene via sfæriske stållagre plassert i nøytralaksen for derved å unngå bevegelse (gnissing) i lagrene ved vertikalerrettet bølgebelast.

Forspenningen er stort sett valgt slik at strekkspenninger ikke skal forekomme med 60 % av 100-årsbølge. Forspenning sammen med egenvikt gir da tilnærmet konstant trykkspenning over tunnelsvernsnittet.

Fundamenter:

Fundamentene består av en uarmert plasstøpt del på fjell og en prefabrikkert del med vekt ca. 400 tonn.

Den prefabrikerte del overfører vertikale og horisontale reaksjonskrefter fra tunnel-elementene ned til den plasstøpte del.

Laster:

Hovedlastene er som vist på Fig. 3.

Tunnelen er utsatt for følgende hydrodynamiske belastning:

- Inertia dominert last
- Drag dominert last
- Last på grunn av hvirvelavløsning
- Sjokktrykk

- Inertia dominert last er bestemmende.
- Hvirvelavløsningen gir ingen krefter siden egenfrekvensen av tunnelen er høy.
- Brytende bølger gir sjokktrykk på tunneltaket.

Designbølgen på Kalstø med 100 års returperiode er:

- Bølgehøyde : $H = 18,5$ m
- Bølgeperiode : $T = 14$ sek.
- Bølgelengde : $L = 230$ m

Betongdimensjonering:

De vanlige tilstandskontroller er:

- Bruddgrense (ULS)
- Bruksgrense (SLS)
- Utmatningsgrense (FLS)

For elementene gjelder stort sett følgende, se Fig. 4:

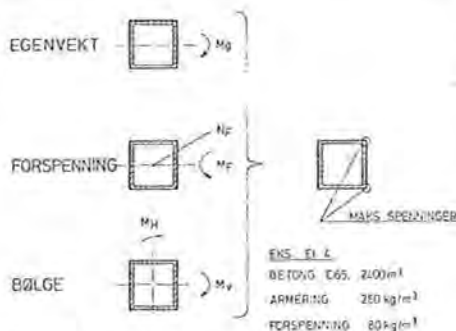
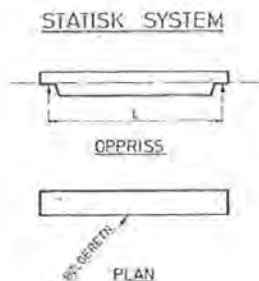
- ULS er bestemmende for lengdearmeringen, forspenningen og for skjærarmering og for betongtykkelsen.
- Ytre vanntrykk bestemmer tværrarmeringen.
- Strækspenninger for bølgemoment, lik 60% av designbølgemoment, gir rissvidder mindre enn tillatt.
- FLS er ikke dimensjonerende.
- Påkjenninger fra bølger er av samme størrelsesorden som for egenvekt.
- Momenter fra jordskjelv er mindre enn for bølger.

Prefabrikerte bjelker med opplegg på 4 punkter:

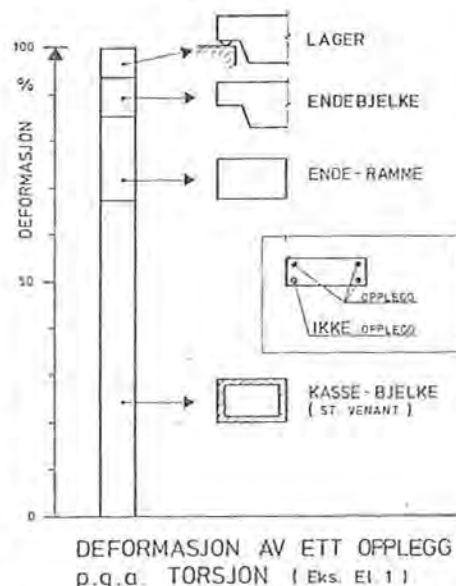
Når man har en prefabriert konstruksjon, i vårt tilfelle en bjelke som har opplegg i 4 punkter, kan man risikere at disse ikke ligger i ett plan. I vårt tilfelle foregikk bygging av fundamenter og bjelker samtidig og det var derfor ikke mulig å innføre forandringer i konstruksjonene basert på oppmålinger. Fig. 5 viser problemstillingen med en bjelke som skal ligge på 4 punkter og man kan forvente ett avvik, Δ , på ett opplegg ved vektløs konstruksjon. Når vekten påføres, i vårt tilfelle vannballast, vil det skje en vridning i bjelken og en deformasjon som vil føre til ulike lagerreaksjoner. Deformasjonen er sammensatt av følgende bidrag, Fig. 5:

- Vridning
- Ende-ramme forskyvning
- Ende-bjelke bøyning
- Lager- og fundament forskyvning

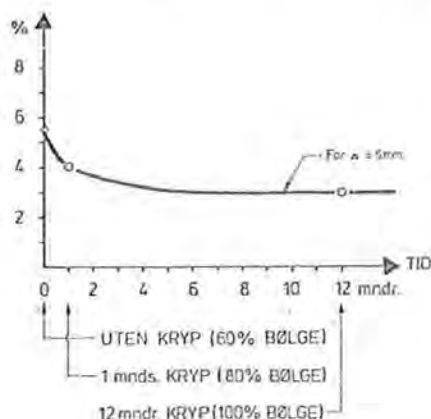
Med basis i målinger foretatt kontinuerlig underveis var det grunn til å mene at avviket, Δ , ville bli svært lite. Med $\Delta = 5$ mm vil lageret få tilleggslaster ifølge Fig. 6. Dette var akseptab-



Figur 4. Statisk system.



Figur 5. Deformasjon av ett opplegg på grunn av torsjon.



TILLEGGSLAST I LAGER, P.G.A. ANTATT UJEVNT OPPLEGG, I % AV LAGERKAPASITET (EKS. EL. 4)

Figur 6. Tilleggslast i lager på grunn av ujevnt opplegg.

le tilleggslaster for lageret. Med dette som basis ble det valgt å foreta skimming med stålplater under installasjonen hvis avviket oversteg 5 mm. Av 5 bjelker er det kun 1 bjelke hvor en tynn stålplate på 6 mm ble lagt inn.

Installasjonen:

Elementene ble innstallert med positiv oppdrift og trukket ned på fundamentet. Fig. 7. Dette er en sikker metode. I denne fasen er konstruksjonens respons sterkt periodeavhengig og øker sterkt med perioden.

Tunnel-elementene er kontrollert for støtkrefter mot fundamenter i forbindelse med nedsettingen. Ved vertikalt støt opptas bevegelsesenergin ved bøyingsdeformasjon av elementet. Størst støtkraft opptrer i elementet når det får et støt nr. 2 i motsatt ende umiddelbart etter støt nr. 1. Med hastighet 0.2 m/s er støtkreftene vertikalt mindre enn egenvektbelastningen.

Flytefasen. Betongkvalitet.

Det er 2 aspekter som bør fremheves som viktige ved denne type prosjekter:

1. Krav til stor nøyaktighet i utførelsen.
2. Krav til høy betongkvalitet.

Nøyaktighet i utførelsen:

Siden dette er konstruksjoner som skal transporteres på egen kjøll, er det viktig at de ikke blir for tunge og at de har flytende stabilitet i alle faser.

Fig. 8 viser deplasement og reserveoppdrift for elementene.

Fig. 9 viser hvordan reserveoppdriften raskt kan spises opp hvis forutsetningene svikter.

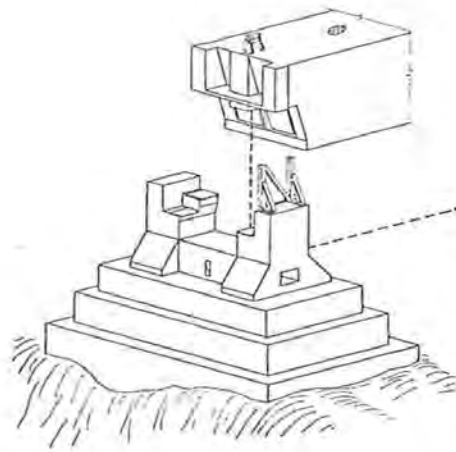
Fig. 10 viser avvik i deplasement fra teoretisk beregnede verdier. Som man ser er det et meget lite avvik.

Fig. 11 viser metazenterhøyden som funksjon av fribordet. Også her var det nødvendig med små marginer for å holde volumet av elementene nede.

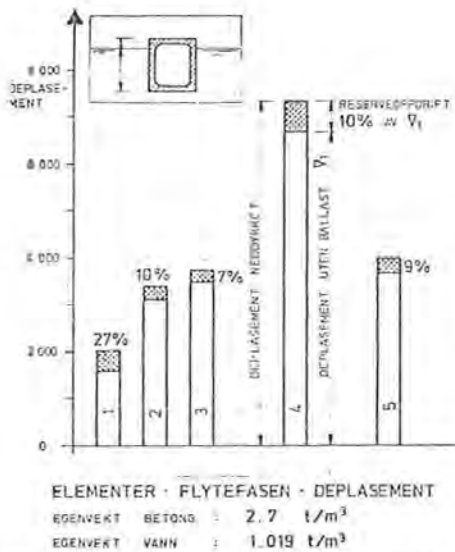
Høy betongkvalitet:

At høy betongkvalitet er viktig for offshore plattformen for 300-400 meters vanddyb er innlysende. Men saken er at det er like viktig med høy betongkvalitet for denne undervannstunnelen selv om vanddypet er mindre enn 30 meter.

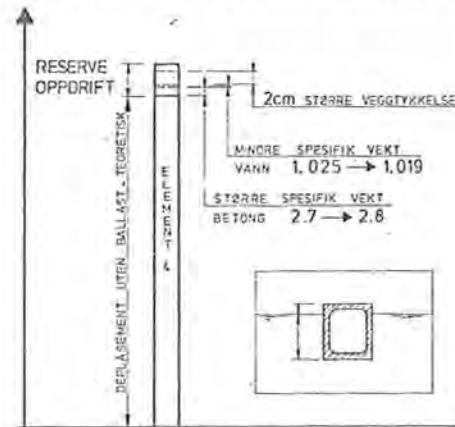
Fig. 12 illustrerer sammenhengen mellom betongmengdene ved å bruke



Figur 7. Installasjon av elementer.



Figur 8. Elementer, Flytefasen, DeplACEMENT.



Figur 9. Reserveoppdrift, Avvik i utførelsen.

C65 og C60 betong. Tunnelen er konstruert med C65 betong. En ser av figuren at ved å redusere kvaliteten med ca. 8% til C60 må tverrsnittet økes, betongmengden øker ca. 15%, forspenningen og armeringen øker også og det samme gjør kostnadene. Vi la oss på C65, den

høyeste tabulerte fasthet i dagens norske standard. Ved den forestående revisjon av standarder er det viktig å åpne adgang til høyere fastheter.

BETONG

Kvalitetskrav til betongen

Da det først og fremst er betongen brukt til tunnel-elementene som har allmenn interesse vil vi konsentrere oss om denne. I utgangspunktet ble det, som forklart foran, stilt krav om betong i fasthetsklasse C65. Etter en mer nøyaktig gjennomgang kunne imidlertid fasthetskravet endres til:

- C60 for elementene 1 og 2 (Kristiansand) og
- C65 for elementene 3, 4 og 5 (Stavanger)

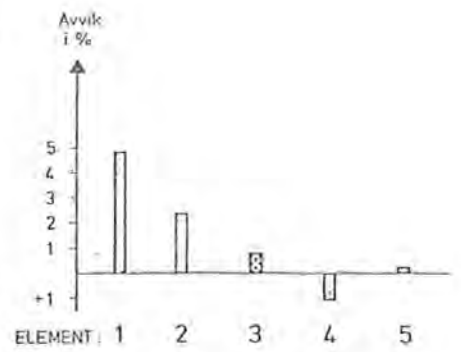
Fasthetskravet må vurderes på bakgrunn av at det kompliserte støpearbeidet gjorde det nødvendig å sikte mot en betong med ekstremt god bearbeidbarhet. Utstøpning av 5-7 meter høye vegger med armeringsmengder i størrelsesorden 250 kg slakkarmering og 80 kg spennarmering pr. m³ krever en betong med høy mobilitet, men det er også nødvendig at betongmassens stabilitet og komprimeringssevne ikke forringes. Kravet til fasthet må derfor sees i sammenheng med kravene til den ferske betongens egenskaper. Kort summert ble det stilt krav om konsistens tilsvarende 200-260 mm synkmål, samt ingen separasjon i betongen.

Betongsammensetning

Et forhold som kompliserte arbeidet med betongresepten var tidsfaktoren. Med mindre enn en måned fra klarsignal ble gitt til den første betongen skulle støpes ut, ble det liten tid til raffineringer. Oppgaven var raskest mulig å komme frem til en betongsammensetning som tilfredstilte kravene. For å nå dit var det nødvendig å gjøre bruk av all tilgjengelig erfaringsmateriale.

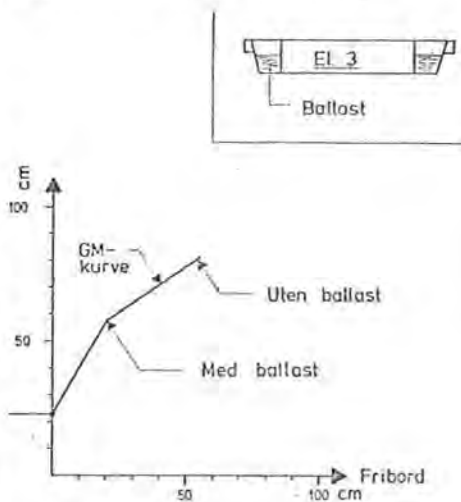
De erfaringer fra Condeep-anlegget i Hinna, som Norwegian Contractors stilte til rådighet, ble til uvurderlig hjelp. De to betongfabrikkene S. Sørensen A/S i Kristiansand og Aspelin-Storbull i Stavanger tog imot utfordringen og stilte kunnskap, bakgrunnsdata, blandeanlegg og personell til disposisjon og medvirket aktivt gjennom hele prøveperioden.

Valg av delmaterialer var enkelt i Kristiansand, man baserte seg på standardsement SP 30 og de tilslagstyper som var tilgjengelig på betongstasjonen. I utgangspunktet valgte man grovt tilslag



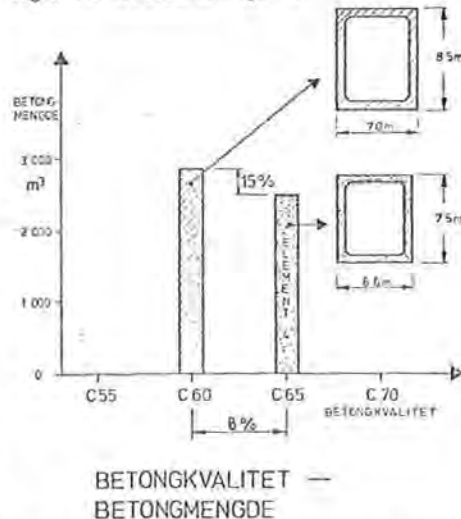
Figur 10. Avvik i % på teoretisk vekt.

Figur 10. Avvik i % fra teoretisk beregnet vekt.



Figur 11. Metazenterkurve - FRIBORD.

Figur 11. Metazenterhøyden.

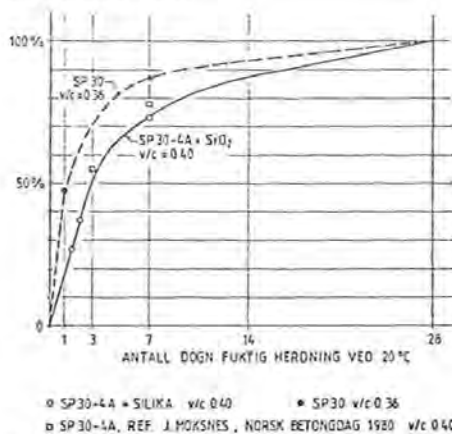


Figur 12. Betongkvalitet. Betongmengde.

med største steinstørrelse tilsvarende $d_{max} = d_{70} = 22$ mm, men reduserte denne til $d_{max} = 13$ mm i veggbetongen.

Det forelå flere muligheter i Stavanger. I tillegg til standardsement hadde man

FASTHETSUTVIKLING
1 % AV 28 DØGNS FASTHET



Figur 13. Fasthetsutvikling.

tilgang til en spesialsement SP 30-4A, utviklet til Statfjord B-plattformen. Samtidig forelå muligheten til å benytte foredlede tilslagsmaterialer, også fremstilt til plattformproduksjon.

For å forbedre fasthetsegenskapene og egenskapene i fersk betong ble det begge steder besluttet å tilsette Silika-støv (SiO_2) i betongen.

Under prøveblandningene ble vurderingen av fersk betong egenskapene foretatt umiddelbart. Fasthetsvurderingene måtte imidlertid, på grunn av den korte tiden som var tilgjengelig, basert på 1, 3 og 7 døgns verdier. Fig. 13 viser fasthetsutviklingen for betonger fremstilt med SP 30 og SP 30-4A sement og med v/c-tall i det aktuelle området 0.36 - 0.40.

På grunnlag av de utførte prøveblandningene ble det anbefalt sement- og Silikainnhold som fremgår av Tabell 1. Vanninnholdet ble maksimert til 150 l/m³. Mengden tilsetningsstoff (superplastiserende + lignosulfonater) lå i størrelsesorden (5 + 2) l/m³.

I forbindelse med de første utstøpingene ble det utført et omfattende prøveprogram, med uttak av prøver for sammenligning mellom prøve- og produksjonsblandningene. Tabell 2 viser fasthetsresultatene ved ulike tidspunkt for de aktuelle blandingene.

Styrkeforskjellen mellom prøve- og produksjonsblandningene må tilskrives at de førstnevnte ble utført som reduserte satser. Forøvrig skal det, fordi betongproduksjonen ble satt igang på grunnlag av 7 døgns fastheten, bemerkes at fasthetsutviklingen samvarer med forutsetningene i Fig. 13.

TABELL 1.

	Kristiansand kg/m ³	Stavanger kg/m ³
Sement type SP 30	400	-
SP 30-4A	-	420
Silika	32.5	30

TABELL 2.

Alder	Kristiansand			Stavanger	
	Prøve bl.	Prod. bl. Bunnpl.	Prod. bl. Vegger	Prøve bl.	Prod. bl.
	Trykkfasthet MPa *)				
1 døgn	32.0	33.8	-	27.0	38.2
3 døgn	49.2	57.0	51.8	47.4	49.8
7 døgn	55.1	68.5	65.3	52.9	66.6
14 døgn	64.1	-	72.0	70.4	76.8
28 døgn	71.4	85.4	78.7	82.7	90.2
Max. tilslagsstr. d ₉₉				20 mm	20 mm
d _{max} = d ₉₀	22 mm	22 mm	13 mm		
Konsistens	200 mm synkmål				

*) Prøvestykker 100 mm terninger lagret i vann ved 20°C.

TABELL 3.

ELEMENT NR.	KRISTIANSAND		STAVANGER		
	1	2	3	4	5
	TRYKKFASTHET MPa				
Midlere 28 døgns styrke f _{cm}	77.5	79.7	82.9	85.4	84.7
Laveste registrerte verdi	69.9	68.7	76.0	73.9	73.6
Standardavvik s	5.9	6.4	3.8	5.2	6.1
Karakteristisk fasthet f _{ck}	68.8	70.4	76.8	77.7	75.1
FASTHETSKLASSE					
Oppnådd	65	70	75	75	75
Krav	60		65		
E-modul (middel)	40.000 (60 døgn)		32.500 (47 døgn)		

Oppnådde resultater

Under normale forhold ville man på grunnlag av prøveresultatene ha endret betongsammensetningen. Dette ble av to årsaker ikke gjort:

- For å stå friere med hensyn til konsistensvariasjoner ønsket man å ha den oppnådde overfasthet i reserve.
- Endringer krever tid til utprøving og verifisering og før ny resept kunne være klar ville elementene være mer enn halvferdige.

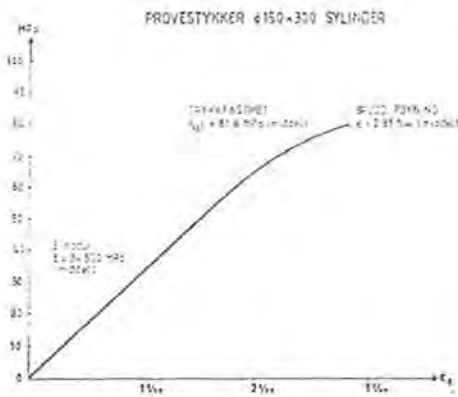
Variasjoner i sement, tilslag, etc. ble imidlertid fortløpende ivaretatt gjen-

nom mindre justeringer i betongsammensetningen.

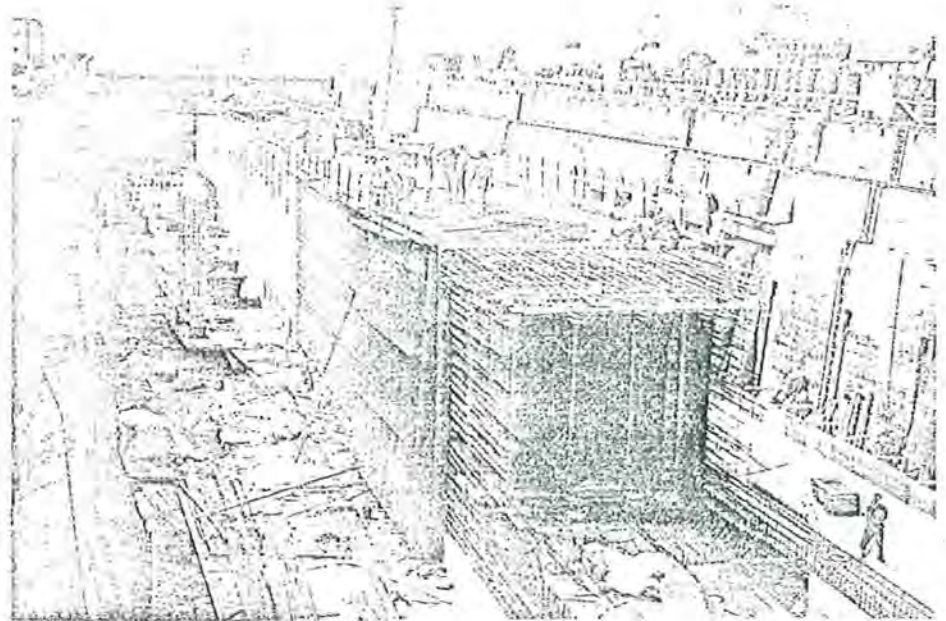
Materialeegenskapene vedrørende de 5 tunnel-elementene finnes dokumentert i detalj. Det skal imidlertid her pekes på noen hovedresultater.

Produksjonsresultatene fremgår av Tabell 3.

Som det fremgår av Tabell 3 ligger de oppnådde karakteristiske fastheter en fasthetsklasse over kravet. Det store standardavviket gjenspeiler tilslagsvariasjoner i konsistens, mens forskjellen i E-modul mellom Kristiansand og



Figur 14. Betong. Arbeidskurve.



Figur 15. Tunnel-element.

Stavanger uttrykker ulikheter i tilslagsmaterialenes elastiske egenskaper. Sylinderfasthetene bestemt samtidig med E-modul prøvingen er 70.2 og 65.7 MPa, mens de korresponderende 28-døgns terningsfasthetene ble målt til 79.3 og 87.9 MPa.

Ytterligere en E-modul serie beståene av 6 stk. Ø150 x 300 mm sylindere og fremstilt av betong fra Stavanger, er blitt prøvet ved Forskningsinstituttet, for Sement og Betong ved NTH for å fastlegge betongens arbeidskurve og bruddtøyningen, se Fig. 14. Sylinderfastheten ble bestemt til 81.6 MPa, bruddtøyningen til 2.81 ‰ og E-modulen til 34.500 MPa. Betongens alder ved prøvingen var 120 døgn. De tilhørende 28 og 90 døgns terningsfastheter er 78.8 og 88.8 MPa. Av interesse er arbeidskurvens form som viser et tilnærmet lineært forløp opp til ca. 2 ‰ tøyning.

Av andre resultater må fremheves det faktum at tunnel-elementene, tross vanskelige forhold med høye vegger og tett armering, ble perfekt utstøpt uten inhomogeniteter av betydning. Under tetthetsprøvingene ble det bare påvist mindre helt ubetydelige utettheter. Dette resultatet kan i stor grad tilskrives bruken av superplastifiserende tilsetningsstoff og silikastøv som gjorde det mulig å støpe ut vanskelige partier med en flytende betong som ikke separerte. Det skal ikke påstås at silikastøvet var en absolutt forutsetning for å tilfredsstille kvalitetskravene, men bruken av Silika ga et større spillerom hvilket representerte en ekstra sikkerhet ved utførelsen.

BYGGING

Generellt

Det valgte ilandføringssted, Kalstø, ligger på vestkysten av Karmøy og er meget sterkt eksponert for vind og bølger. Kyststripen her har ingen skjærgård og havdønninger slår derfor helt inn i fjæra. Området er vind- og bølgeomessig godt kartlagt med basis i målingen siden 1969 på Utsira, en øy som ligger ca. 15 km vest for Karmøy.

Ingeniør F. SELMER A/S fikk bestillingen på detaljert konstruksjonsarbeid og på byggingen 19. februar 1982 og det ble satset sterkt helt fra starten på å få arbeidet gjennomført innen vinteren. Leggingen av gassrørene er planlagt til våren 1983.

Aktivitetene ble startet opp samtidig på følgende fronter:

- Detaljert konstruksjonsarbeid
- Rigging av sjøredskap
- Produksjon av betongelementer i to dokker, Kristiansand Mekaniske Verksted (KMV) og Moss Rosenberg Verft i Stavanger (MRV).
- Oppstarting på Kalstø, Karmøy Brakkerigg, adkomstveier, bygging av molo, samt utlegging og etablering av fortøyningsystem for flytende sjøredskap, og forberedelse til dykkerarbeidene.

Detaljert konstruksjonsarbeid

Konstruksjonsgruppen var ansvarlig for:

- Beregninger og tegninger av betongkonstruksjoner
- Betongsammensetning og utførelsesprosedyrer
- En detaljert oppmåling av havbunnen

for fastlegging av den endelige tracé

- Ballasteringsystem for tunnel-elementene
- Utarbeidelse av systemer og prosedyrer for de maritime operasjoner
- Oppfølging og godkjenning

Produksjon av tunnel-elementer

På grunn av kort byggetid ble alle elementene produsert samtidig.

Først støptes bunnplaten og deretter ble en forskalingsvogn monteret på den med støpeavsnitt på 24 meter. Vegger og tak ble støpt i ett. Støpestengene ble påsmurt retarder og etter avforskaling ble de høytrykksspylt slik at man fikk en ru og fin overflate og samtidig skjøtejern helt rene, Fig. 15.

Etter at elementene var støpt foregikk oppspenning av forspentkablene. Elementene ble testet ut i dokk med hensyn til vanntetthet, vekt og stabilitet.

Etter at disse prøvene var godkjent ble elementene tauet opp til Vedavaagen på Karmøy der de ble midlertidig fortoyed inntil nedsetning kunne foretas.

Den første bunnplate-seksjonen ble støpt i Stavanger den 31. mars og i Kristiansand den 3. april 1982, og den 27. juli ble de 2 elementene fra Kristiansand tauet til Karmøy og den 24. august kom det siste til anlegget fra Stavanger.

Sjøarbeider

En hadde i alt 6 fundamenter i sjøen, hvorav 4 utenfor og 2 innenfor moloen. Det ble lagt opp til å arbeide på alle de ytterste fundamentene samtidig, dvs. vi

måtte ha en arbeidsplattform over hvert fundament. Vi løste dette ved å leie inn 2 store lektere som ble fortøyet mellom fundamentene, slik at vi kunne arbeide på et fundament i hver ende av hver lekte.

Fundamenteringsarbeidene ble utført etter kjente prinsipper med sprengning og rensk, deretter forskaling som ble gjort mest mulig ferdig oppe. Det største fundamentet hadde et areal på ca. 200 m² og inneholdt over 1200 m³ betong.

Støpingen ble utført med dykket rørstøp. Det var 90 dykkere på jobben fordelt på 5 lag og 2 skift. Vi brukte Nitrox isteden for luft. Nitrox er en blandingssgass som består av luft tilsatt ekstra oksygen. Fordelen ved bruken av Nitrox er at man får lengre bunn tid.

På ca. 9000 dykketimer hadde vi kun 5 tilfeller av trykkfallsyke (bends). Disse tilfellene skjedde ved dykking med luft og ingen ved bruk av Nitrox. Ifølge amerikanske tabeller og statistikker regner man med ca. 2% bends av antall dykk, dvs. overført til dette anlegget ca. 90 tilfeller, så her kan en vise til en rekordstatistikk.

Innstallasjon av prefabrikerte fundamenter

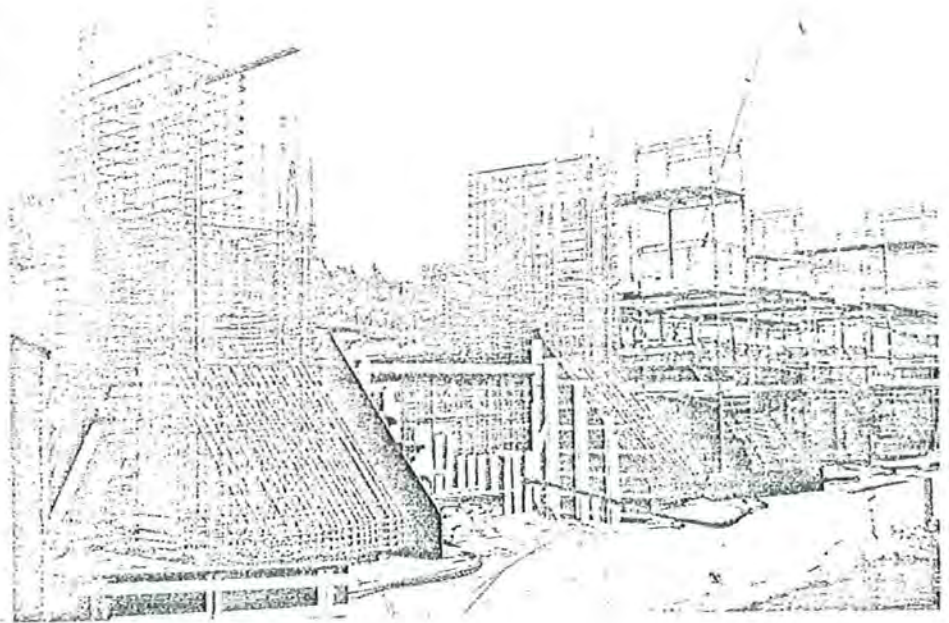
De prefabrikerte fundamentene, Fig. 16, ble satt på de plasstøpte fundamentene ved hjelp av flytekranen til Norwegian Contractors, "Conlift".

Før toppene ble tatt ut fra kaien ble de heist opp på 4 betongblokker, slik at man kunne montere stålføringen, og TV-kameraer.

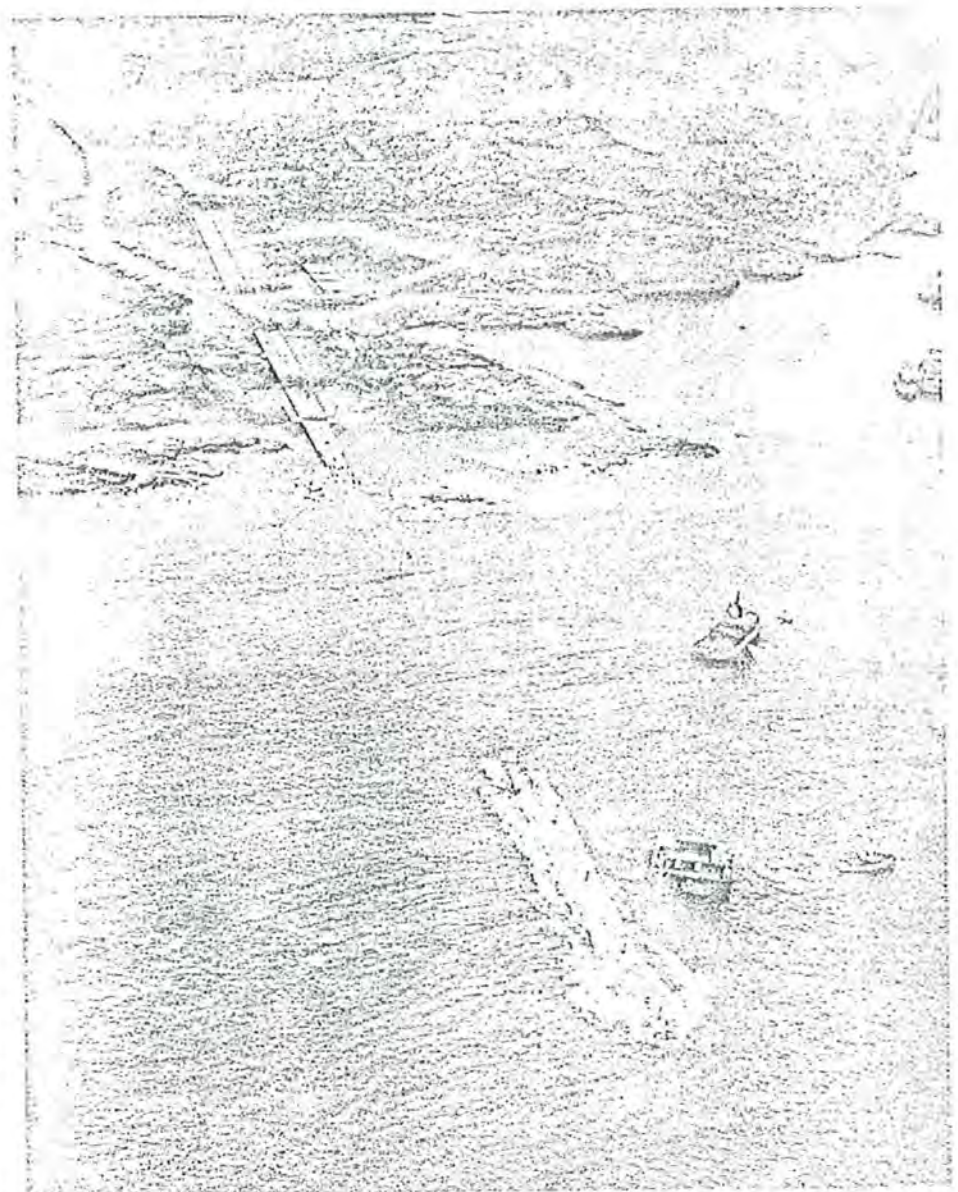
En hadde egen værstation som ga bølgehøyde, bølgelengde og periode hvert 15. minutt og likeledes hadde en kontinuerlig vindmålinger. Disse observasjonene sammen med telexmeldinger fra værvarslingen i Bergen 2 ganger i døgnet som ga varsel for 6 timer, 12 timer, 24 timer og 48 timer fremover ga grunnlaget for å starte operasjon for nedsetting.

Fra land målte en bevegelsene på "Conlift" fra bølger og vind og disse observasjonene sammen med de nevnte værdedata, ga tilsammen det grunnlag en trengte for å kunne bestemme om en skulle fortsette eller avbryte installasjonen.

Siden produksjonen av elementer og fundamenter skjedde samtidig, ble det stilt strenge krav til nøyaktighet i ut-



Figur 16. Prefabrikkert fundament.



Figur 17. Innstallasjon av element.



Figur 18. Storm i mai.

førelsen av elementer og til korrekt plassering av fundamenter. Ved hjelp av en spesiell måleteknikk utviklet for dette prosjektet, ble det mulig å plassere fundamenter på havbunnen med en nøyaktighet på ca. 20 cm.

Innstallasjon av tunnel elementer, Fig. 17

Elementene ble ballastert til en bestemt reserveoppdrift på ca. 60 tonn og trukket ned på fundamentene.

Værkriteriene for installasjonen var:

- Signifikert bølgehøyde: 1,0 – 1,5 m
- Periode : 6 – 8 sek.
- Vindhastighet : 5 – 8 m/sek.

Elementet ble posisjonert ved hjelp av 4 taubåter. Førtøyet ved siden av elementet hadde en en pontong som var utstyrt med en dykkerstasjon og kommandosentral med alle TV-skjermene og utstyr for avlesning av lastseller.

Innstallasjonen av elementene gikk etter planen, og den 5. oktober 1982 ble det siste elementet montert med et avvik i fra teoretisk senterlinje på 1,5 cm.

Tidsplan. Bemanning.

Vestkysten av Karmøy er værmessig meget utsatt. I erkjennelsen av at det er nesten umulig å arbeide her vintertid ble det rigget ned stort utstyr. Men selv innenfor en sommersesong kan man oppleve mange liggedager på grunn av dårlig vær. Fig. 18 viser et bilde fra en storm i mai hvor maksimalbølgen ble målt til 10 meter.

Fig. 19 viser tidsplan og bemanning på prosjektet.

Takket være en fantastisk felles innsats fra såvel byggherreorganisasjonen, konsulenter og rådgivere, og entreprenøren ble det detaljerte konstruksjonsarbeidet og det meget kompliserte og krevende byggeoppdraget utført på rekordtid før kontraktsfrist og dermed klart for rørleggingen våren 1983.

SUMMARY

The Statpipe Development Project includes a shore approach for two gas pipelines on the exposed western coast of Karmøy.

The two pipelines will be placed inside a submerged concrete tunnel which is 590 metres long and consists of 5 concrete elements. The elements rest on concrete foundations.

The two gas pipelines are placed on supports on the bottom of the tunnel. The tunnel is waterfilled in the operation phase.

Each tunnel-element consists of three compartments divided by vertical concrete walls. Each wall has opening for the pipelines.

Access to the pipelines and the interior of the tunnel is provided by manholes on top of the tunnel. During the transportation and installation phases, these manholes are closed by watertight steel covers.

The concrete foundations are made up of in-situ poured concrete and prefabricated foundation tops weighing 400 tons. The foundation tops are placed

by floating crane within tolerances less than 0.2 metre.

The tunnel-elements with box-shaped cross-sections are fabricated simultaneously with the foundation works in two docks on the southern part of Norway and towed to the site. The displacement of the elements are varying from 2,000 to 7,000 tons. At site the elements are ballasted and pulled down to the foundations. The elements are designed to rest on the foundations with its own weight only. The design wave on the site is 18 metres.

Total design and construction time was 8 months.

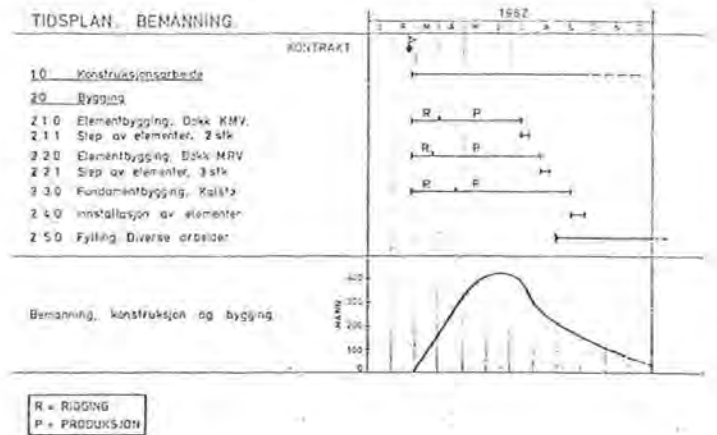
The pipelines are scheduled to be pulled in the tunnel in spring 1983.

Forfattere:

Tomas Einstabland
Arne Teitrem
Ingeniør F. SELMER A/S
Postboks 6035
Etterstad
N-OSLO 6

Tom Larsen
Dr. Techn. OLAV OLSEN
Dicks vei 10
N-1324 LYSAKER

Finn Fluge
NOTEBY A/S
Postboks 2715
St. Hanshaugen
N-OSLO 1



Figur 19. Tidsplan.

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 2

Brochure
“Statpipe – Shore Approach Immersed Concrete Tunnel“

Ingeniør F. Selmer A/S
(Now Skanska Norway AS).



NORWEGIAN CONCRETE ENGINEERING

NB

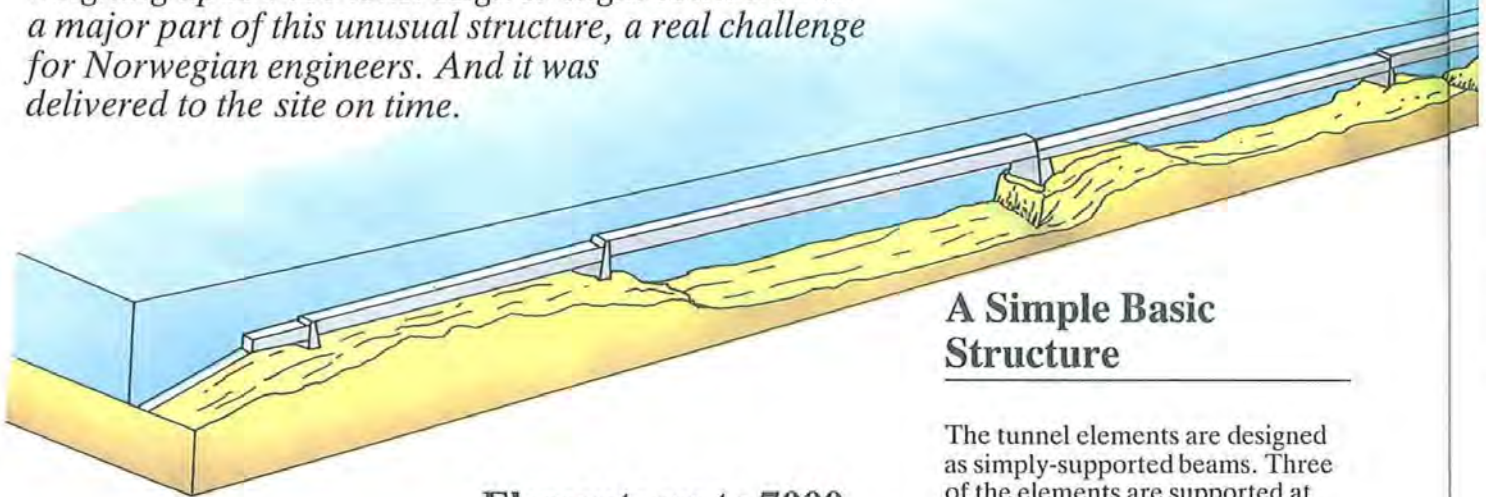
A photograph showing three tall, cylindrical concrete cooling towers under construction. They are situated on a waterfront with mountains in the background. Three large yellow cranes are positioned around the towers. The scene is captured during twilight or dawn, with a blue and purple sky. The water in the foreground reflects the towers and cranes.

**CONCRETE
FOR THE WORLD**

Unique Underwater Bridge

A unique underwater structure is now situated on the west coast of Norway. A concrete tunnel 590 metres long protects the pipeline from the Statfjord Field in the North Sea. The tunnel was the contractor's own suggestion, consisting of prefabricated elements weighing up to 7000 tons. High strength concrete was a major part of this unusual structure, a real challenge for Norwegian engineers. And it was delivered to the site on time.

Artist's impression of the 590 metre long underwater bridge.



A Simple Basic Structure

The tunnel elements are designed as simply-supported beams. Three of the elements are supported at each end, while the two remaining elements are cantilevers from one of the supports. The elements are supported by spherical steel plates located in the axis of the element. By this means movement at the supports due to vertical loadings is eliminated.

The foundations, which are placed on blasted rock, consist of a lower part cast in-situ and an upper prefabricated part weighing 400 tons. The vertical and horizontal loadings from the elements are transmitted through the foundations to the rock without assuming help from rock bolt anchorage.

The concrete design was based upon Statoil specifications and Norwegian codes of practice. The structure was checked for the following limit states:

- Ultimo limit state
- Servicibility limit state
- Fatigue limit state
- Progressive limit state

However, in this short presentation it is not possible to discuss these calculations in detail.

Elements up to 7000 tons!

The submerged concrete tunnel has a total length 590 metres, starting at a water depth of 30 metres and ending up at sea level. The tunnel consists of 5 elements ranging from 90 metres to 150 metres in length. The cross-sectional area varies from 30 to 45 m³, the elements have a displacement varying from 2000 to 7000 tons. The tunnel elements rest on 6 heavy foundations, the lower part of which were cast in-situ under water.

The prefabricated tunnel elements were towed to the installation site with water ballast, pulled down to the foundations and then flooded. After securing the elements to the foundations using lateral supports, the pull-in of the pipelines could be performed. By this means this concept provides smooth access to the pipeline and permanent protection in this exposed shore area.

*Tomas Einstabland, M.Sc. (Eng.),
Selmer-Furuholmen A/S*

The Norwegian Government had decided to construct a gas pipeline from the huge Statfjord Field in the North Sea. A crucial part of the Statpipe Development Project was the shore approach to the rocky west coast of Norway. The original idea was either to blast out a seabed trench or drive a subterranean tunnel for the pipe. However, Norway's national oil company, Statoil A/S, which was the operator of the project, was open for fresh proposals from those offering tenders. The contractor Selmer Furuholmen A/S won the contract with their own proposal for an immersed concrete tube. This was a brave decision by Statoil, when one considers that a concept like this had never been carried out in history. The site is situated on the shore of Karmøy, north of Stavanger, with no shelter by islands or skerries.



Rough sea on a summer's day at the site.

High Strength Concrete

It is obvious that high strength concrete is very important for deepwater platforms. High strength concrete is, however, also very useful for this type of structure situated at a depth of 30 metres below water level due to the large environmental loadings in this area. The loadings depend on the size and volume of the structure.

The design strength of the concrete used for the elements was grade 65 MPa, except for the 2 elements nearest to the shore where 60 MPa was used.

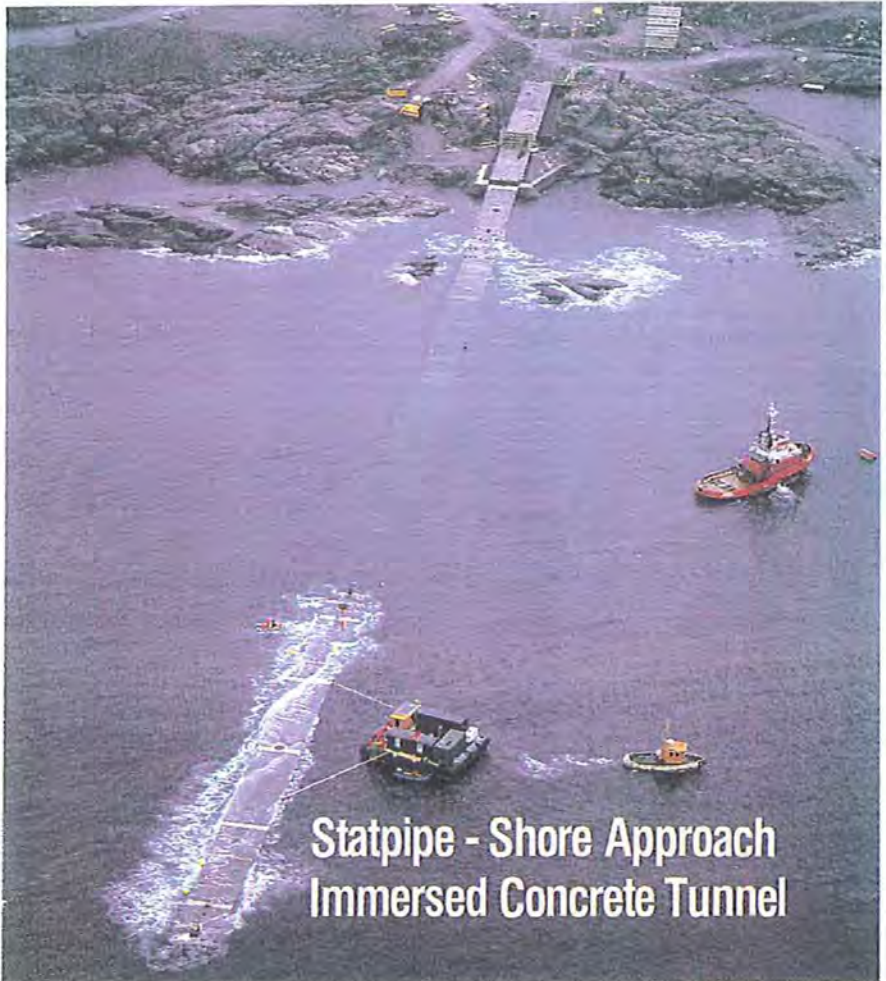
At that time, in 1982, a 65 MPa grade was the max. concrete quality incorporated in Norwegian codes. Use of a higher quality, if possible, would have reduced substantially the concrete volume and dead load, and also the reinforcement and prestressing cables.

The cement content was from 400 to 420 kg/m³, and the silica →

High Degree of Accuracy

When a prefabricated structure shall rest on 4 supports one must expect that it rests on 3 supports only. In our case the tunnel elements and foundations were fabricated simultaneously and no changes in the supports of the elements could be incorporated in the construction. (At that time there were no «as-built» drawings of the foundations available.) The demand for extremely high accuracy was therefore overwhelming. During installation the gap, with the element in weightless condition, was measured by divers and only one of the five elements had to be adjusted by a thin 6 mm shim plate at one support.

Weight control was also a very important aspect in the prefabrication of the elements which were towed to the site. Even a small increase in wall thickness would have a dramatic effect. The specific weight of reinforced concrete and of seawater had to be carefully checked. In this case the specific weight of reinforced concrete turned out to be 2.7 t/m³. Due to well-organized planning and careful control deviations from the theoretical value were very small. Most of the elements had displacement deviation of less than 1 %.



**Statpipe - Shore Approach
Immersed Concrete Tunnel**

Here a concrete element is floating on the surface ready to be pulled down to the foundations.

fume content was from 7 % to 8 % of the cement weight. However, the concrete strength obtained was significantly higher than the necessary value for the design, in the range 80 to 90 MPa. The mix was not changed during the construction period, mainly because of the very short time available.

Most of the structures were heavily reinforced with average values of 250 kg reinforcement and 80 kg prestressing cables per m³ concrete. The concrete mixes were tailored to these conditions and the concrete work was perfectly executed. During the buoyancy tests in dry dock only minor seepage of water through the walls was detected.

Finished on Time

As mentioned before the site is very exposed with no skerries in the area. The contract for design and construction was signed in February 1982 with determined completion in the autumn of the same year. Due to this very short construction period it was decided to carry out a large amount of prefabrication simultaneously.

The underwater work was carried out from two flat-top barges moored on the site. The divers used Nitrox gas, a mixture of nitrogen and oxygen. Compared to air this mixture enables divers to stay longer under water.

Since the weather played such an important role in this project, a system was evolved for continuous and accurate monitoring of environmental conditions like waves and wind, thus allowing reliable forecasts to be made. The waves were measured every 15 minutes. The highest recorded wave height during the construction period was 11 metres.

The foundations and elements were constructed simultaneously and a high degree of accuracy was imperative. A special surveying technique developed for this project, enabled the foundations to be laid to an accuracy of 10 cm. The elements were all installed to an accuracy of a few cm.

The whole project, including design and construction, was completed in 9 months, well within schedule. The pull-in of the gas pipelines was performed spring 1983 as planned. ●

Curing Control by PC

The need for an accurate control of the curing process of concrete is becoming more and more important. Modern mix designs are fairly sophisticated and the concrete must be treated accordingly. To obtain sufficient strength prior to applying load is absolutely crucial. A controlled temperature run in a section is extremely important at low ambient temperature to ensure sufficient early strength. Also the risk of thermal cracking in massive structures must be under control. To perform proper planning of the process this knowledge has to be available to the site staff before starting the job.

The factors that will affect the heat and curing process in concrete are:

- type/amount of cement
- type/amount of additives
- mixing temperature
- air temperature
- formwork insulation

Selmer Furuholmen A/S have developed a curing control system mainly for use at the sites. Therefore it has been made so simple that a personal computer (PC) is suitable for use. The system is based on a Danish curing technology method. By this method it is possible to predict the development of temperature and strength of the various parts of the structure from hour to hour.

The national cement producer, Norcem Cement A/S, now specify the properties of the cements they produce as regard setting, heat of hydration, strength development and response to additives according to this system.

The Norwegian construction industry has today adopted this PC-based curing control system, and it has even been exported to some foreign contractors. This system is



unique because it offers site engineers and supervisors access to a simple tool for controlling their day-to-day concreting.

*Steinar Helland, M.Sc. (Eng.)
Selmer Furuholmen A/S*

-Full Control...

Our company recently completed a subway tunnel in acid alum shale rock in Oslo. The thickness of the concrete lining varied from 1 to 3 metres, depending on the rock quality. The total quantity of concrete used was 40.000 m³ and the shuttering had to be moved 200 times.

The job requirements were:

- high early strength before removal of shuttering,
- low heat evolution to prevent thermal cracking.

This was crucial to prevent deterioration of the concrete and the technical installations due to the highly acid ground water. Before casting the sections the site staff based their choice of additives and initial concrete temperature on a PC simulation. The sections were instrumented and the actual temperature runs were measured. The predicted and measured values were very close and confirmed that the site staff had obtained full control of the process.



"Look Igor! A concrete bridge 90 feet below the surface!"

"And what a design. We must report to our comrades immediately!"

About 90 feet below sea-level at Karmøy in Western Norway, there is a 560 metres long construction. Probably the highest concrete strength used in any major structure.

The submerged concrete bridge, designed and constructed by Selmer-Furuholmen, consists of prefabricated elements of up to 5000 tons. It is built to protect the shore approach of the pipeline which transports gas from the offshore fields in the North Sea.

Our experience dates back to 1906. Today we have an annual production of shotcrete of nearly 20,000 cubic metres and an annual consumption of silica fume blended concrete of more than 100,000 cubic metres. We have an extensive field experience from design and construction of high strength con-

crete structures, with levels ranging from 65 Mpa to above 100 Mpa. In these areas we are second to none among contractors world-wide.

Maintaining our position as Norway's leading contractor, requires constant development of new methods, equipment, and techniques as well as research into new design and use of new materials. So, we solve our problems in our own way. We are continually working to serve our clients and to push the boundaries of our knowledge even further.

It would have been difficult to complete jobs in the way we have done without having experienced the roughest and most difficult conditions you can find. We have performed concreting on all continents, and in areas close to the North Pole and the Equator.

By the way: The next time a foreign submarine visits our fjords, the commander might have the opportunity to examine the design of one of the submerged floating highway bridges which we are developing together with the Norwegian Ministry of Transportation.



Selmer-Furuholmen
HEAVY CONSTRUCTION

Selmer-Furuholmen Anlegg a.s, P.O.Box 6035 Etterstad, 0601 Oslo 6, Norway. Telephone: + 47 2 65 30 40
New address from May 1988: P.O.Box 1175 Sentrum, 0107 Oslo 1, Norway. Telephone: + 47 2 33 08 80

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 3

Einstadbland, T.:

“Unique Underwater Bridge“

Brochure

“Norwegian Concrete Engineering – Concrete for the world”
Norwegian Concrete Association, 1988





**Statpipe - Shore Approach
Immersed Concrete Tunnel**

Design and Construction:

F. SELMER

In October 1982 Ingeniør F. SELMER A/S, the largest civil engineering and contracting company in Norway, placed the last section of a robust 590 m long immersed concrete tunnel to protect and guide two gas pipelines through the shore area on the rocky coast at Karmøy, Norway.

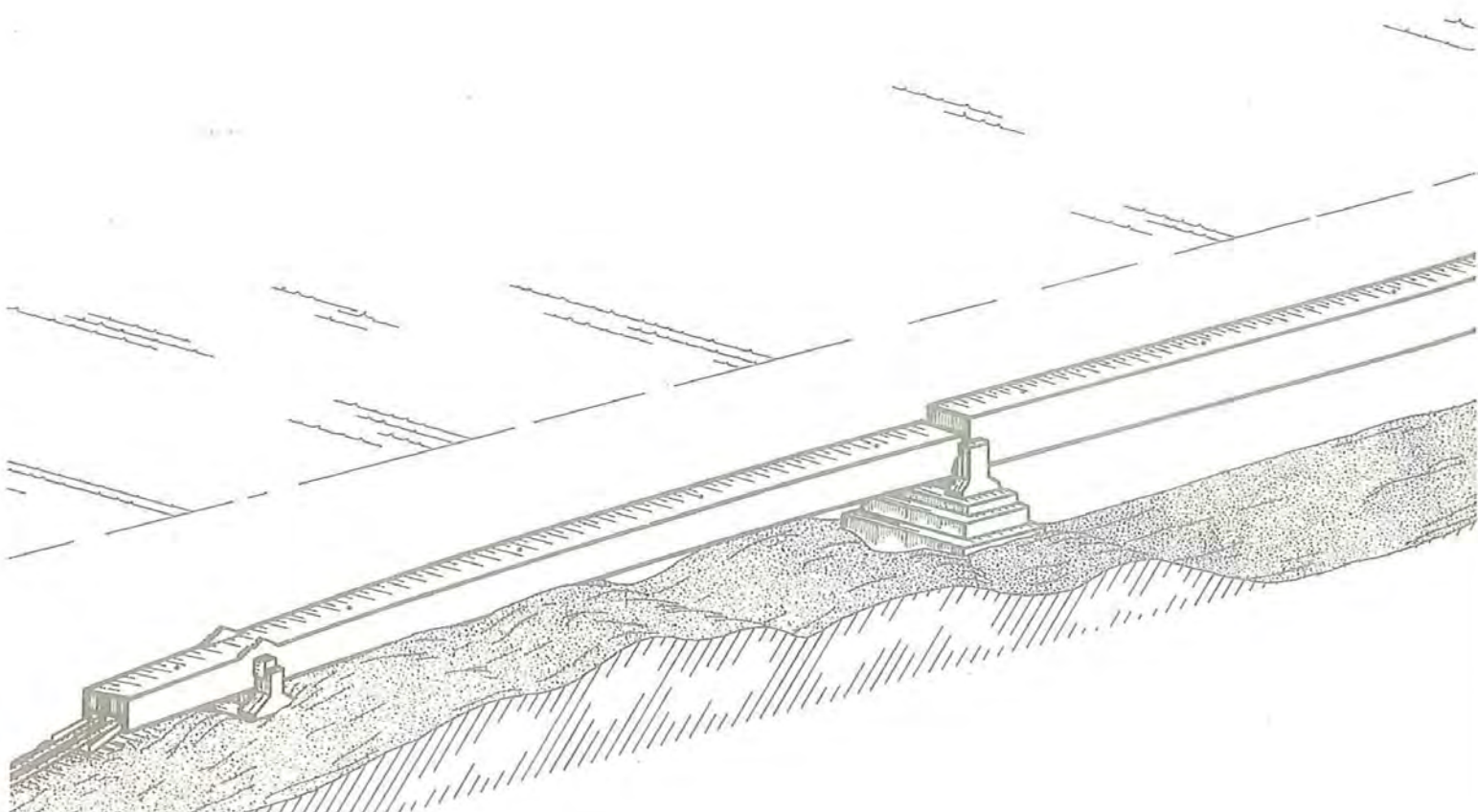
This marked the successful completion of a pioneer project in Norwegian civil engineering for which Selmer provided the idea, design and construction, assuming turnkey responsibility.

Selmer won the project with their immersed tube concept in mid- February 1982 from Statpipe Company, after the main alternatives tendered for, like blasting out a seabed trench or driving a subterranean tunnel, had been discarded by the client as too timeconsuming. Statpipe is majority owned by Norway's national oil company Statoil.

The technical solution had never been tried out before. Time for design and construction was very short, and the geographical location was in one of the most exposed areas on the South West coast of Norway, still Selmer's know-how in quay — and harbour construction, and specialized equipment, made a convincing case with the client.

And rightly so, in spite of an extreme climate the project was completed in 9 months, well within the contract deadline.

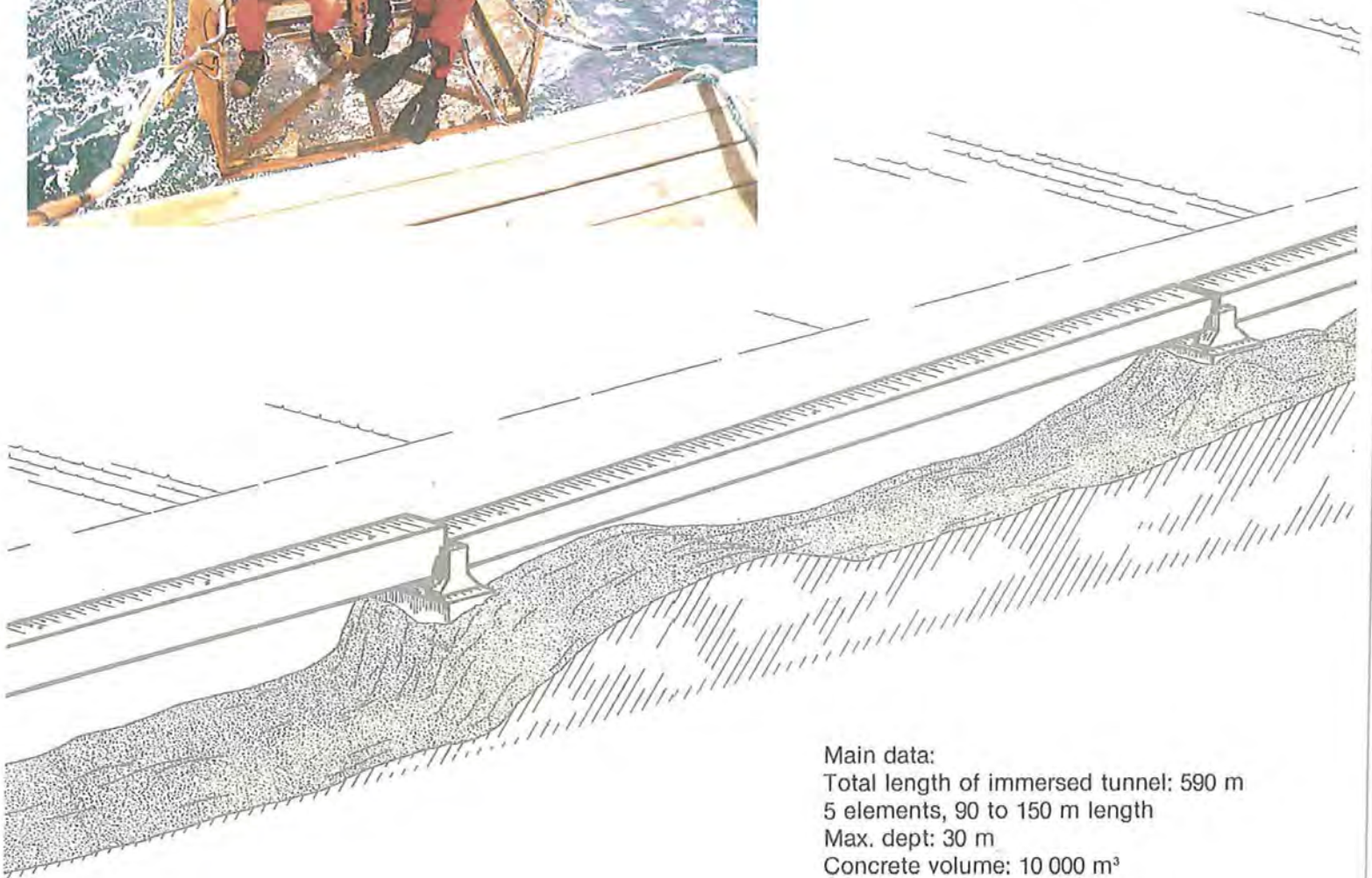
Although a rush job, nothing was left to chance in the process, model tests were conducted, concrete mixes of unusually high quality were developed, and the project management was streamlined to meet the dual challenge of top speed and comprehensive documentation.





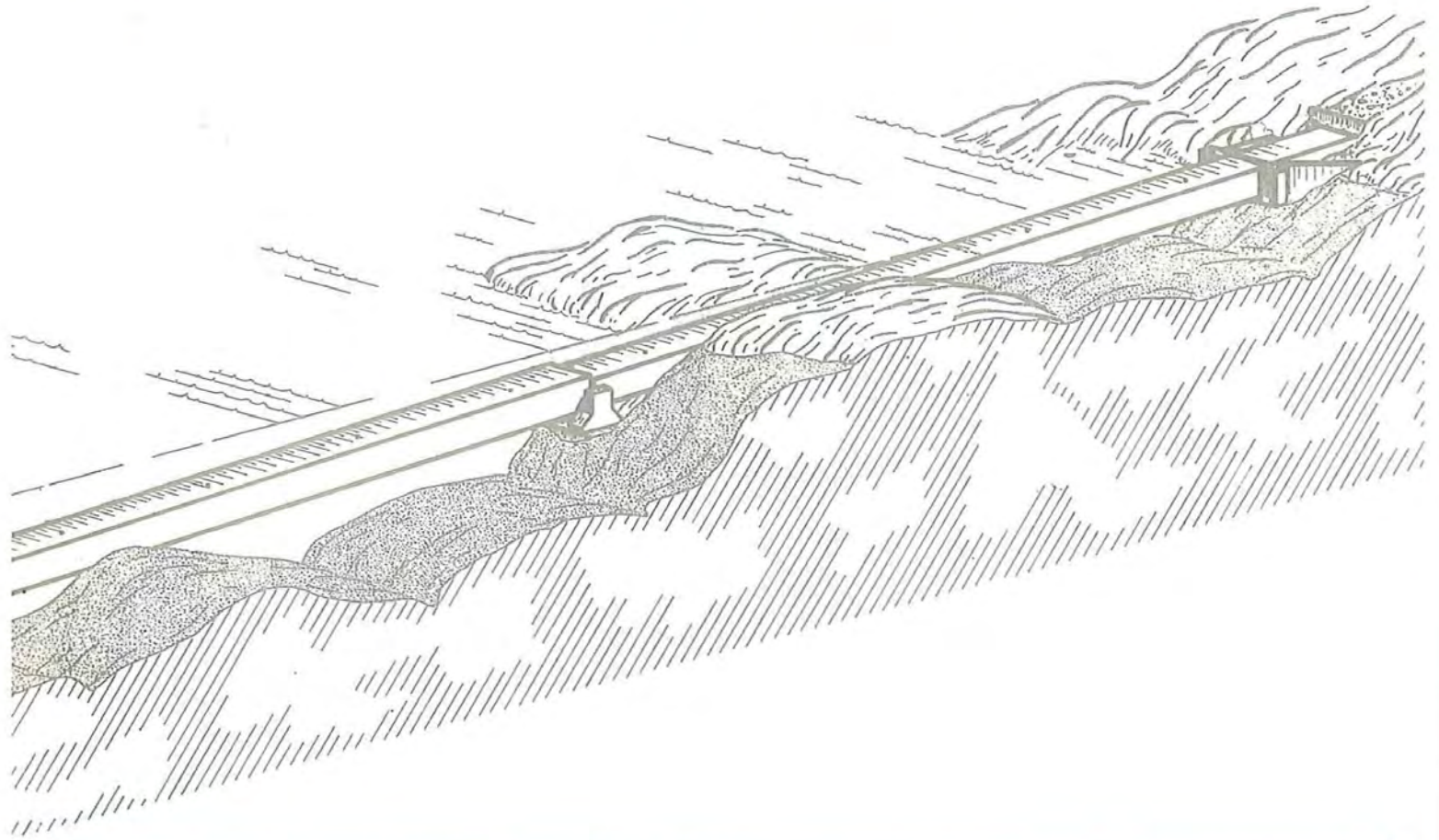
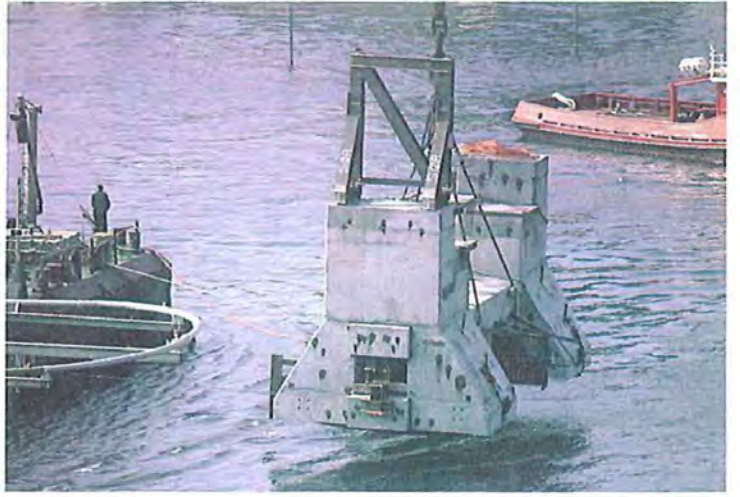
The sloping concrete tunnel is 670 m long, starting in 30 m of water and ending with a 80 m long in situ cast concrete tunnel ashore. The two gas pipelines are part of the 850 km's Statpipe gasline in the North Sea. As they reach the coast they pass over a 300 m long rockfill bed, through the concrete tunnel, run in a ditch across Karmoey Island, then through 3 rock tunnels under fjord arms, finally ending up at the Kaarstoe gas terminal where the gas will be treated.

The immersed part of the concrete tunnel consists of five elements ranging from 90 to 150 m in length. The cross-sectional area varies from 30 to 45 m², the biggest element has a displacement of 7 000 tons. They rest on 6 heavy foundations, the lower part of which were cast under water. The under water work was in itself a huge project. It was executed from two heavily equipped work barges with 6 000 m² deck area. One of these foundation substructures alone had an area of 220 m² and consumed 1 200 m³ of concrete.



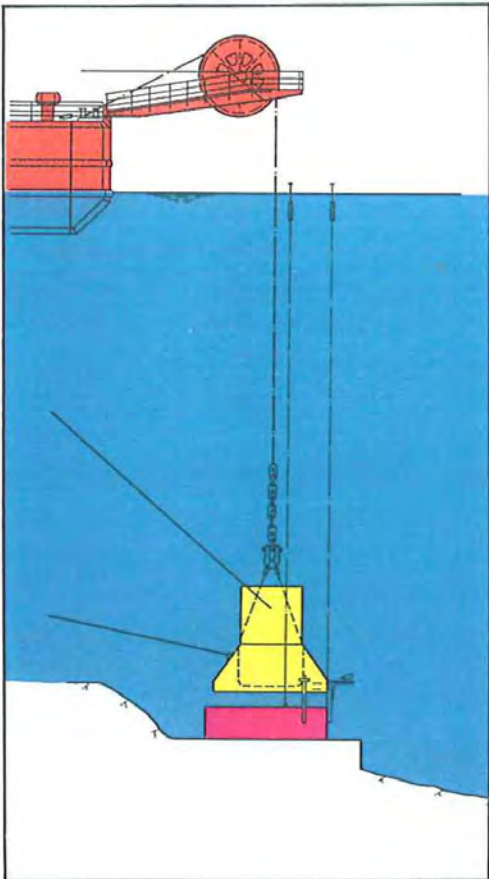
Main data:

- Total length of immersed tunnel: 590 m
- 5 elements, 90 to 150 m length
- Max. dept: 30 m
- Concrete volume: 10 000 m³
- Construction period: 9 months

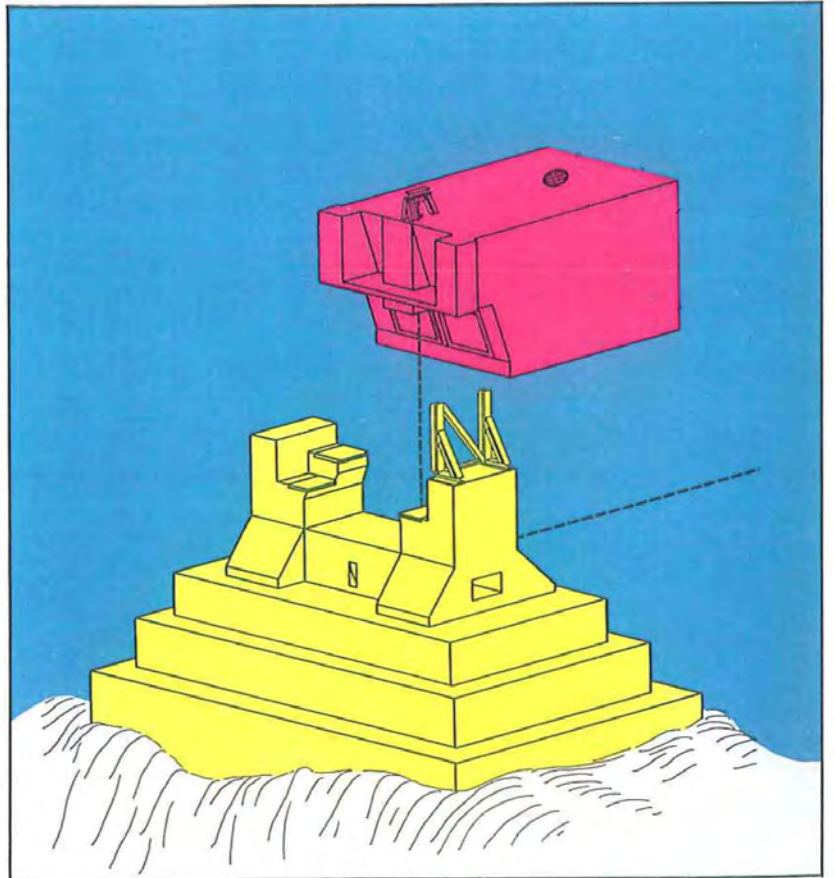




Innallation of top foundations



Innallation of tunnel elements





Up to 90 divers were at one stage engaged in subsea work, a record breaking feature involving design and fabrication of new tools and equipment, the use of nitrox as a breathing medium to prolong diving time, and working out of new standards of safety. All sub sea operations were monitored through use of TV-cameras.

The upper parts of the foundations, large, complicated, prestressed concrete supports weighing 400 tons each, were prefabricated ashore and positioned by a floating crane.

The five tunnel segments, each divided in three chambers, were fabricated in drydocks at Kristiansand and Stavanger, from top quality concrete, cube strength 60—65 MPa, sealed, ballasted, tested and towed to Karmøy. Using tugs for positioning and winches for hauling they were then successively pulled onto their supports against their buoyancy and placed within tolerances of a few centimetres. Again all activities were monitored on TV.

Since the weather played such an important part in this project, a system was built up for continuous and accurate monitoring of environmental conditions like waves and wind, also allowing reliable forecasts to be made. Hence weather-down periods could be predicted and favourable periods used effectively. A good summer fully exploited made it possible to complete the critical activity of pulling down the last bridge segment in the beginning of October, in spite of repeated periods with adverse weather conditions during the autumn.

A large and complicated project had thus been brought to a successful completion thanks to innovative thinking, hard work and efficient management by Ingeniør F. SELMER A/S.

F. SELMER

Ingeniør F. SELMER A/S
Civil Engineers and Contractors

Headoffice: Fredrik Selmers vei 2, Hølsfyr, Oslo.
Telephone: (02) 68 20 30.
Post address: P.O. Box 6035—Etterstad, Oslo 6—Norway.
Telex: 71246 contr n
Cable address: Contractors

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 4

SINTEF report STF65 A89063:

“Tilstandskontroll – Kalstø. Shore Approach-Elementene“

SINTEF, Trondheim 1989-11-09
(In Norwegian)

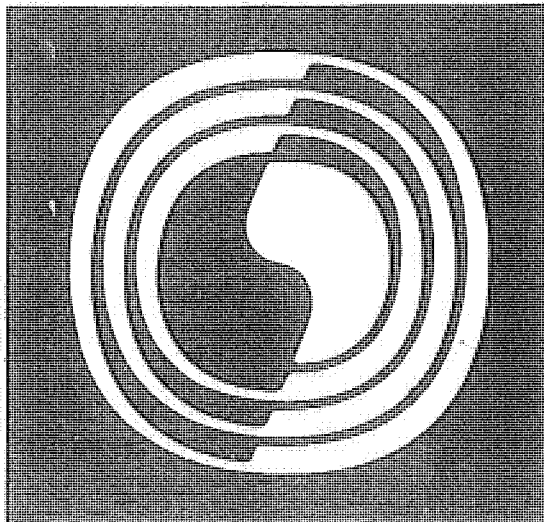


Tilstandskontroll Kalstø
Shore Approach-Elementene

1989-11-09

SINTEF

FCB Forskningsinstituttet
for Cement og Betong



RAPPORT
RAPPORT

N - 7034 Trondheim

Telefon: (07) 59 30 00
Telex: 55 620 SINTEF N
Telefax: (07) 59 24 80

Rapportens tittel TILSTANDSKONTROLL KALSTØ - SHORE APPROACH-ELEMENTENE	Dato 1989-11-09
	Antall sider og bilag 19+1V
Saksbearbeider/forfatter Inger S Meland Sverre Smeplass Marit Rønne	Faglig ansvarlig <i>J. S. Meland</i> Inger S Meland
	Prosjektnummer 651839.00
ISBN nr. 82-595-5803-3	Prisgruppe 6

Oppdragsgiver Selmer Furuholmen Anlegg A/S	Oppdragsgivers ref. Steinar Helland
--	---

Ekstrakt

Rapporten omfatter en oppsummering av en tilstandskontroll utført på element 1 i ilandføringstunnelen for rørledningen fra Statfjordfeltet ved Kalstø på Karmøy.

Elementene ble prosjektert i fasthetsklasse C60, med et vann-binde-middel forhold på 0,36, bruk av P30 sement og 7,5% silikastøv

Undersøkelsen omfatter prøvning av trykkfasthet, kapillær absorpsjonsevne, kloridanalyse, tynnslipsanalyse og kontroll av mineral-sammensetningen.

Stikkord på norsk

Indexing Terms: English

Gruppe 1	Materialteknikk	Material Technology
Gruppe 2	Betong	Concrete
Egenvalgte stikkord	Elementer	Elements
	Tilstandskontroll	Quality Control

Inger S Meland

Avdelingssjef
Ivar Holand

INNHOLD

	Side	
1	INNLEDNING	1
2	PROGRAM	1
3	PRØVEMETODER	1
	3.1 Trykkfasthet	1
	3.2 Kapillærabsorpsjon	2
	3.3 Kloridanalyse	2
	3.4 Strukturanalyse	2
	3.4.1 Tynnslipsanalyse	2
	3.4.2 Mineralsammensetning	2
4	PRØVEUTTAK	2
	4.1 Trykkfasthet	3
	4.2 Kapillærabsorpsjon	3
	4.3 Kloridanalyse	4
	4.4 Strukturanalyse	4
	4.4.1 Tynnslipsanalyse	4
	4.4.2 Mineralsammensetning	4
5	RESULTATER	4
	5.1 Trykkfasthet	4
	5.2 Kapillærabsorpsjon	5
	5.3 Kloridanalyse	7
	5.4 Strukturanalyse	9
	5.4.1 Røntgendiffraksjonsanalyse	9
	5.4.2 Tynnslipsanalyse	9
6	KONKLUSJONER	18
7	REFERANSER	19

1. INNLEDNING

I forbindelse med Statpipe-anlegget produserte Ing F Selmer bl a ilandførings-tunnelen for rørledningen fra Statfjordfeltet. Tunnelen ble prefabrikert seksjonsvis i dokk i Stavanger og Kristiansand og montert in situ ved Kalstø på Karmøy. Elementene som var produsert i Kristiansand ble prosjektert i fasthetsklasse G60, med $v/(c+s)$ -forhold 0,36, bruk av P30 sement og 7,5 % silikastøv (% av bindemiddelmengden).

Etter fem års eksponering ble det i 1989 tatt ut prøver for tilstandskontroll av betongen i element nr 1. Resultatene fra denne tilstandskontrollen er gjengitt i denne rapporten.

2. PROGRAM

Programmet for tilstandskontrollen er gjengitt i tabell 1.

Tabell 1. Prøveprogram

Prøvemethoder	Sylinder					
	Vest I	Vest II	Vest III	Øst I	Øst II	Øst III
Trykkfasthet	X				X	
Kapillær absorpsjon		X	X			X
Klorid analyse			X			
Tynnslipsanalyse	X			X		X
Røntgendiff. analyse	X			X		

3. PRØVEMETODER

3.1 Trykkfasthet

Trykkfasthet ble målt i følge NS 3668 på utborede kjerneprøver $\emptyset = 69$ mm, sagt til høyde = diameter og slipt planparallele.

3.2 Kapillærabsorpsjon

Kapillærabsorpsjon ble målt på utborede kjerneprøver $\emptyset = 69$ mm, sagt til 20 mm skiver. Metoden er nærmere beskrevet i /1/. Rapporterte resultater er basert på middelveier for 4 skiver. Spredningen av resultatene er svært lav for skiver fra samme sylindere.

3.3 Kloridanalyse

Målingene er basert på skiver sagt ut fra gjennomgående utborede sylindere, $\emptyset = 69$ mm, i dybdene 5, 20, 30, 45, 55 og 150 mm. Skivene er sagt ut fra både ytre og indre overflate av elementet. Hele skiven, inklusive grovt tilslag, ble malt ned til pulver og kloridinnholdet bestemt ved hjelp av Quantab-metoden /2/.

3.4 Strukturanalyse

3.4.1 Tynnslipsanalyse

Tynnslipsanalyse ble brukt for undersøkelse av materialstrukturen. Betongprøvene ble impregnert med fluoriserende epoksy, sagt og slipt ned til en tykkelse på 20-25 μ m. Prøvene er vurdert under lysmikroskop.

3.4.2 Mineralsammensetning

Undersøkelse av mineralsammensetning ble foretatt ved hjelp av røntgen-diffraksjonsanalyse (XRD). Ved prøvepreparering ble det forsøkt å ta ut ren pasta, dvs så fri for tilslag som mulig, for nedmaling og analyse.

4 PRØVEUTTAK

Fra innerste prefabrikkerte elementet av ilandføringstunnelen Kalstø, Karmøy, ble det boret ut seks sylindere, $\emptyset = 69$ mm, som vist i fig 1.

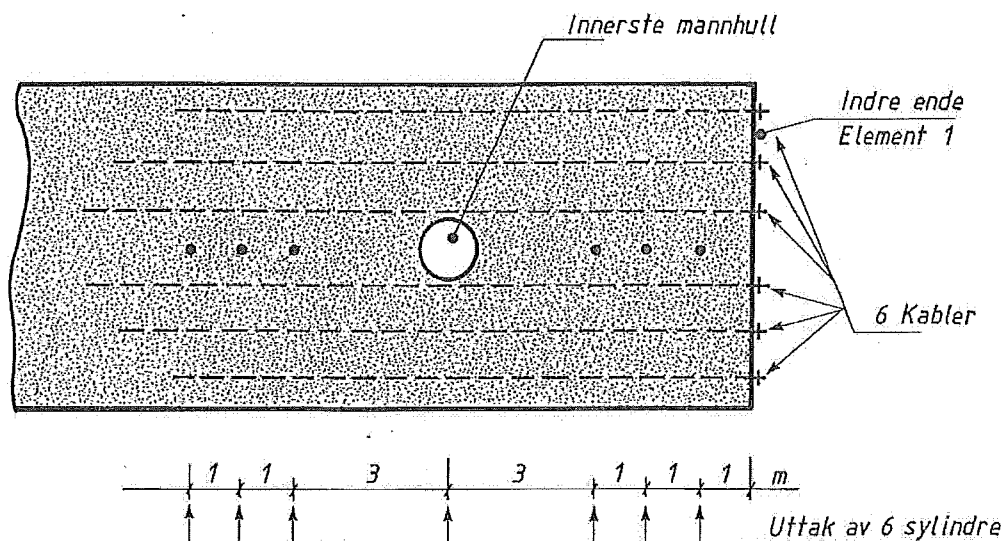


Fig 1. Skisse av prøveuttak.

4.1 Trykkfasthet

Prøvene til trykkfasthetsmålingene er tatt fra to sylindere, en på hver side av mannhullet (Se fig 1.), merket hhv Vest I og Øst II. Fra hver sylinder er det sagt ut tre prøver.

4.2 Kapillærabsorpsjon

Prøvene til måling av kapillærabsorpsjon er sagt fra tre sylindere, hhv Vest II, Vest III og Øst III. De ytterste skivene fra disse sylindrerne, dvs tre skiver med støpehud, danner basis for resultatene gjengitt under kolonnen "Ytre hud" i kapittel 5.2. Disse skivene ble først eksponert med sagflaten i kontakt med vann. Etter uttørring ble de samme skivene eksponert med støpehuden mot vamspeilet for å se på tetningseffekten det ytre sjiktet. De øvrige resultatene er basert på middelveiden av absorpsjonsdata fra fire skiver fra samme sylinder. Spredningen av resultatene fra skiver fra samme sylinder er svært lav.

4.3 Kloridanalyse

Prøver til kloridanalyse ble sagt ut i flere dybdenivå fra sylindere Vest III.

4.4 Strukturanalyse

4.4.1 Tynnslipsanalyse

Det ble foretatt tynnslipsanalyse av tre prøver. Prøvene hadde dimensjon $\varnothing = 69$ mm og tykkelse ca 10 mm. Prøvene var merket hhv

Vest I Prøve for tynnslip ble tatt fra yttersjiktet etter at støpeflaten var fjernet

Øst I Prøve for tynnslip ble tatt 15 cm inne i betongkjernen

Øst III 0 Prøve for tynnslip ble tatt fra yttersjiktet uten at støpeflaten var fjernet

Fra Vest I og Øst I ble prøvene tatt ut normalt på støperetningen. For en best mulig vurdering av materialstrukturen, ble det preparert to tynnslip fra hver prøve. Fra Øst III 0 ble prøvene tatt ut parallelt med støperetningen.

4.4.2 Mineralsammensetning

Prøvene til røntgendiffraksjonsanalyse ble tatt fra sylindere Vest I og Øst I.

5 RESULTATER

5.1 Trykkfasthet

Trykkfasthetene målt på utborede sylindere er gjengitt i tabell 2.

Under produksjonen ble det støpt ut terningprøver til 28 døgns trykkfasthetsmåling. Fra element nr 1 ble det på et utvalg på 10 terninger målt en gjennomsnittlig trykkfasthet på 79,8 MPa, med standardavvik $s = 5,2$.

Tabell 2. Trykkfastheter

Sylinder	Prøvestykke nr	Trykkfasthet (MPa)	Middelverdi (MPa)
Vest I	1	82,6	77,6
	2	76,0	
	3	74,3	
Øst II	1	74,6	76,6
	2	78,6	

Fasthetsnivået i de utborede kjernene er det samme eller noe lavere enn laboratoriestøpte prøvestykker etter 28 døgn. Dette antas å gjenspeile en viss fasthetsutvikling i konstruksjonen, fordi konstruksjonsfastheten normalt er lavere enn terningfastheten (anslagsvis 10-20 % lavere). Videre vil utborede kjerner ikke kunne gjenspeile konstruksjonsfastheten fullt ut pga faren for mekanisk skade på prøvestykkene ved utboring og preparering.

Element 1 i ilandføringstunnelen på Kalstø ble prosjektert i fasthetsklasse C60. Tabell 2 viser at prosjektert trykkfasthet er oppfylt.

5.2 Kapillærabsorpsjon

Resultatene fra kapillærabsorpsjonsmålingene er gjengitt i tabell 3. Absorpsjonskurvene er gjengitt i VEDLEGG 1.

Det gjentatte forsøket med skivene fra sylinder Øst III er utført for å dokumentere effekten uttørking ved 105°C har på motstands- og kapillaritetstallet. Tabell 3 viser at motstandstallet kun får en svak økning og kapillaritetstallet får en svak reduksjon etter uttørkingsforløpet.

Tabell 3 Kapillærabsorpsjonsdata

Parametere	Sylinder				
	Vest II	Øst III	Ytre hud ¹	ØstIII ²	Ytre hud ³
Motst.tall, m ($s/m^2 \cdot 10^7$)	6,1	6,5	7,2	8,2	28,6
Kap.tall, k ($kg/m^2 \sqrt{s} \cdot 10^{-2}$)	1,48	1,43	1,33	1,28	0,70
Kap.metning (vekt-%)	5,55	5,39	5,84	-	-
Trykkmetning (vekt-%)	6,81	6,42	7,07	-	-
Kap.porøsitet P_k (vol-%)	12,77	12,40	13,43	-	-
Tot.porøsitet P_t (vol-%)	15,66	14,77	16,26	-	-
v/c estimat basert på m	0,50	0,49	0,47	0,44	0,24
v/c estimat basert på P_k	0,50	0,48	0,54	-	-

- 1) Skiver fra sylinder Vest II, Øst III og Vest III, alle med ytre støpehud. Skivene ble prøvd med sagflaten som eksponeringsflate.
- 2) Gjentatt forsøk med prøvene fra Øst III for å se på effekt av uttørring ved 105°C.
- 3) Gjentatt eksponering av prøvene med ytre støpehud for å se på tettings-effekt av yttersjiktet. Skivene ble prøvd med støpehuden som eksponeringsflate. Før prøving ble skivene tørket ved 105°C.

Forsøket med ytre støpehud ble på samme måte gjentatt etter uttørring ved 105°C. I det dette forsøket ble i tillegg sylinder-skivene snudd slik at effekten av yttersjiktet ble undersøkt. Resultatet viser at det ytterste laget av betongen gir en svært god tetning. Økningen av motstandstallet fra 7,17 til 28,6 ($s/m^2 \cdot 10^7$) og reduksjon av kapillaritetstallet fra 1,33 til 0,70 ($kg/m^2 \sqrt{s} \cdot 10^{-2}$) kan i all hovedsak tilskrives denne tetningen. Prøvetekniske forhold som uttørring og oppvarming av prøvestykkene gir marginal effekt i forhold effekten av et tettere yttersjikt. Dette er vist ved gjentatt forsøk av sylinderene fra Øst III.

5.3 Kloridanalyse

Resultatene av kloridanalysen er vist i fig 2.

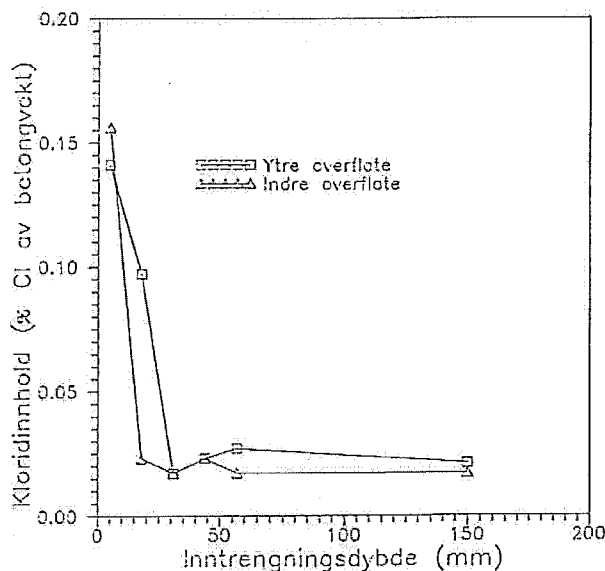


Fig 2. Kloridprofiler

Figur 2 viser at kloridene har trengt inn fra overflaten. Fra et nivå på ca 0,15 % klorider (av betongvekten) i yttersjiktet, faller kloridkonsentrasjonen raskt til bakgrunnsnivået (ca 0,02 %) i en dybde på 20-30 mm. Bakgrunnsnivået skyldes kloridinnholdet i sement og tilslag.

Basert på 400 kg sement pr m^3 betong og en densitet på $2500 \text{ kg}/m^3$ tilsvarer bakgrunnsnivået 0,13 % av sement vekten, og nivået i yttersjiktet tilsvarer 0,94 % av sementvekten.

Det råder stor usikkerhet mtp hvor høyt kloridinnholdet i betongen kan være før før armeringsstålet begynner å korrodere. Spredningen i rapporterte verdier er stor. Dette skyldes i første rekke variasjon i sementinnhold, fuktighet, elektrisk ledningsevne og oksygentilgang. For en fuktig betong. (ikke neddykket) med Standard Portland Sement er det foreslått grenser for korrosjonsrisiko som vist i tabell 4 /2/. Erfaringen tilsier imidlertid at under spesielt ugunstige forhold kan armeringen korrodere ved kloridinnhold lavere enn angitt i tabell 4.

Tabell 4. Sammenheng mellom kloridinnhold og korrosjonsrisiko /2/

Kloridinnhold (% av sementvekt)	Sannsynlighet for korrosjon
< 0,4	Neglisjerbar
0,4 - 1,0	Mulig
1,0 - 2,0	Sannsynlig
> 2,0	Sikker

I en neddykket konstruksjon er korrosjonsrisikoen for betong av relativt høy kvalitet (> C35) lavere enn vist i tabell 4 pga liten tilgang på oksygen til armeringsstålet. Erfaringer viser at neddykket betong i fasthetsklasse C35 eller bedre sjelden er utsatt for korrosjon.

Inntrengning av klorider i urisett betong er en diffusjonsprosess, og den kan beskrives ved hjelp av Ficks 2. lov. På basis av de målte kloridkonsentrasjonene (Fig 2.), og løsningen av Ficks 2. lov (1), er det estimert en diffusjonskoeffisient for betongen.

$$C(x,t) = C_0 * (1 - \text{erf}(x/2 * \sqrt{t*D})) \quad (1)$$

- C = konsentrasjon
- C₀ = kloridbelastning
- D = effektiv diffusjonskoeffisient
- t = tid
- x = avstand fra betongoverflaten

Basert på denne diffusjonskoeffisienten og kloridbelastningen, ble kloridinntrengning etter 5, 10, 50 og 100 år estimert. Disse kurvene er gjengitt i fig 3.

Antar vi overdekningsdybde 40 mm, vil armeringsstålet, ut fra estimatet i fig 3, etter 10, 50 og 100 års eksponering ligge i betong med et kloridinnhold på hhv 0,03, 0,09 og 0,12 % av betongvekten (0,19, 0,56 og 0,75 % av sementvekten). På bakgrunn av det lave vann-bindemiddel tallet (0,36) og silikainnholdet (7,5 %), kan det kritiske kloridinnholdet anslås noe høyere enn vist i tabell 4. Basert på overnevnte forhold vurderes korrosjonsrisikoen som liten i elementenes forventede levetid.

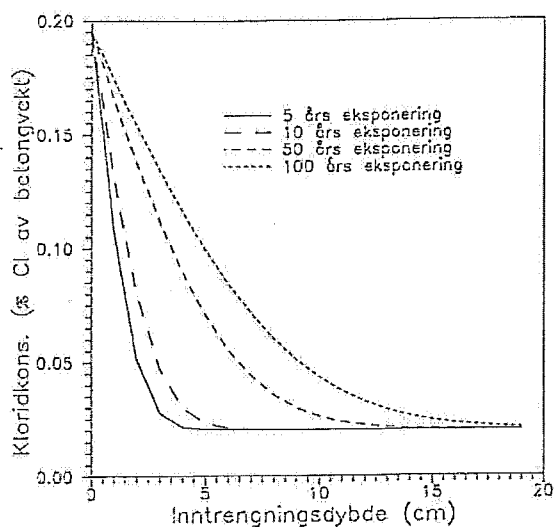


Fig 3. Estimert kloridinntrengning etter 5, 10, 50 og 100 år.

5.4 Strukturanalyser

5.4.1 Røntgendiffraksjonsanalyse

Ingen av de undersøkte prøvene inneholdt påviselige mengder med magnesitt eller brusitt.

5.4.2 Tynnslipsanalyse

Prøvene Vest I og Øst I

Begge prøvene viste en jevn fordeling av tilslag i pastafasen. Tilslaget i prøven Vest I syntes å ha en finere gradering enn tilslaget i prøven Øst I.

Begge prøvene viste et lavt vann-sement tall ($< 0,4$) og jevn hydratasjon av pastafasen. Prøven Øst I hadde flere og større luftporer enn Vest I, og ut fra fluorescensopptakene synes det som pastafasen umiddelbart rundt porene i Øst I har et litt høyere vann-sement forhold enn den øvrige pastafasen. Noe liknende kunne ikke observeres rundt porene i Vest I.

Begge prøvene viste små sprekker i pastafasen. I prøve Vest I kunne det stedvis observeres utfellinger i noen av sprekkenene.

Pastafasen i Vest I inneholder karbonatiserte områder, og det ble observert karbonatisering langs enkelte sprekker i pastafasen.

Prøve Øst III 0

Tilslaget, som hadde en fin gradering, lå jevnt fordelt i pastafasen. Pastafasen viste et jevnt vann-sement tall som kan anslås til ca 0,6. Denne prøven, hvor støpeflaten ikke var fjernet, viste at de ytre 1-2 mm av yttersjiktet var karbonatisert. karbonatiseringen kunne også følges langs noen av de små sprekkenene fra overflaten og innover i betongen.

Et fluorescensopptak viste at karbonatiseringen har gitt et overflatesjikt som er tettere enn betongen innenfor.

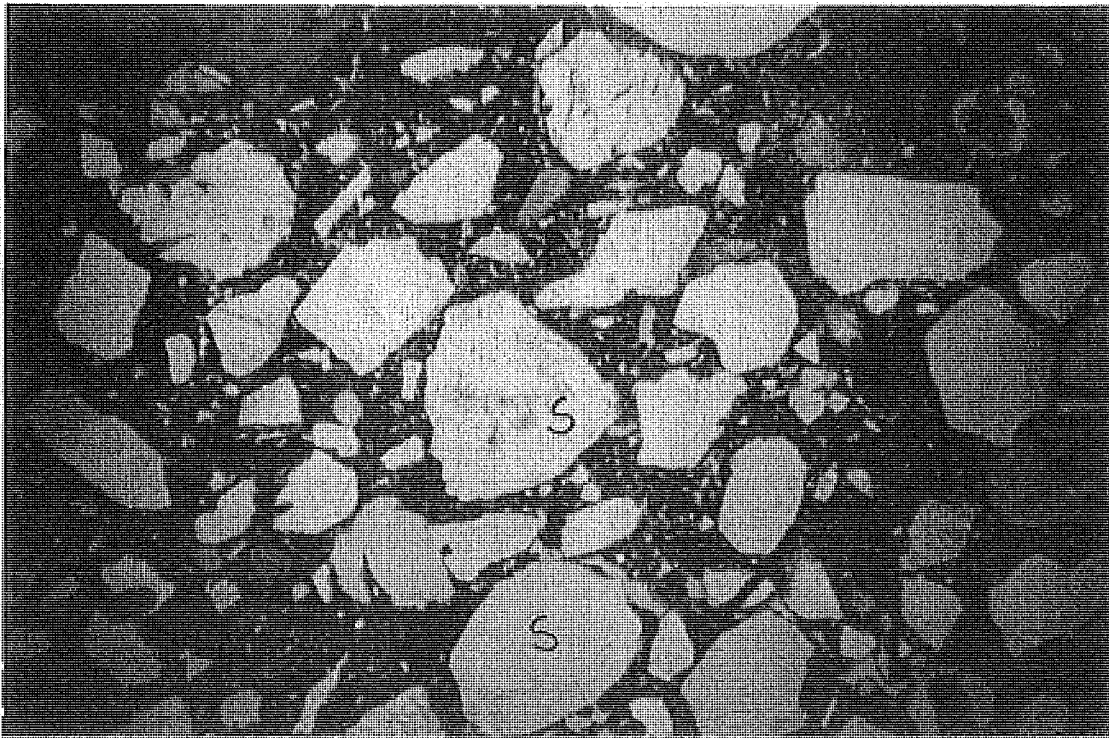


Fig 4. Vest I. Jevn fordeling av tilslaget i pastafasen. Tilslaget har en fin gradering. S = stein, P = pasta, Forstørrelse = 32X

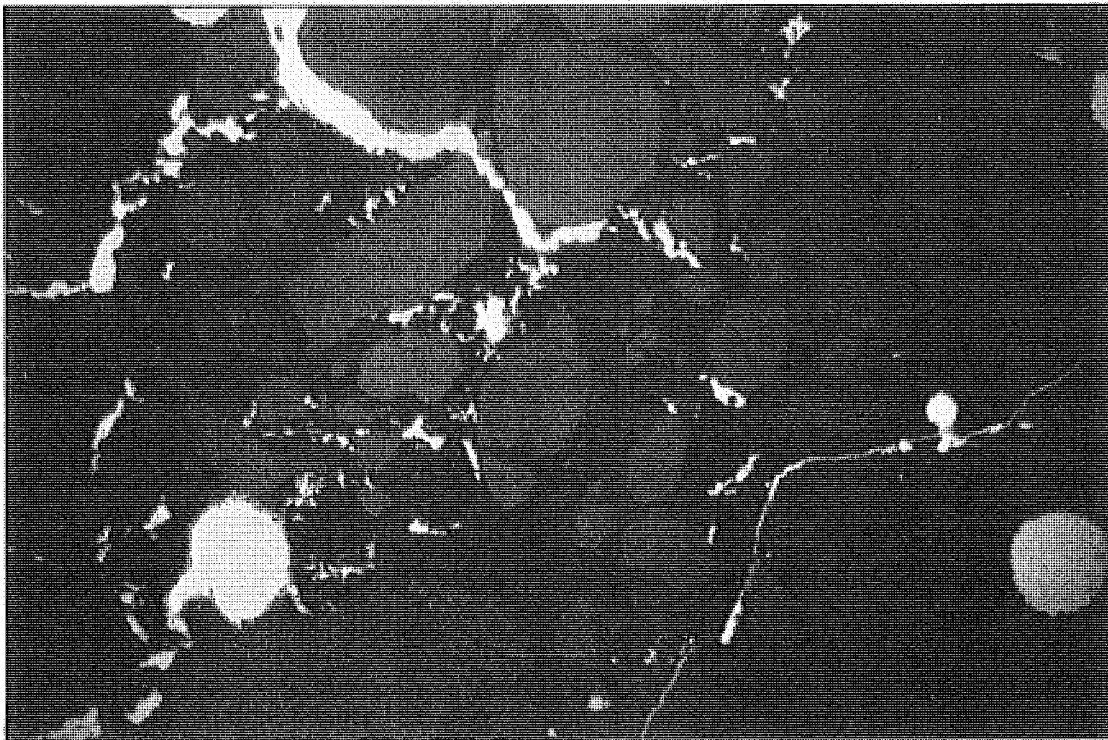


Fig 5. Vest I. Fluorescensopptak. Pasta med luftpore og små sprekker (gul farge). Den mørke fargen på pastafasen betyr lavt v/c-tall ($< 0,4$) Grønne partier er tilslag. Forstørrelse = 32X.

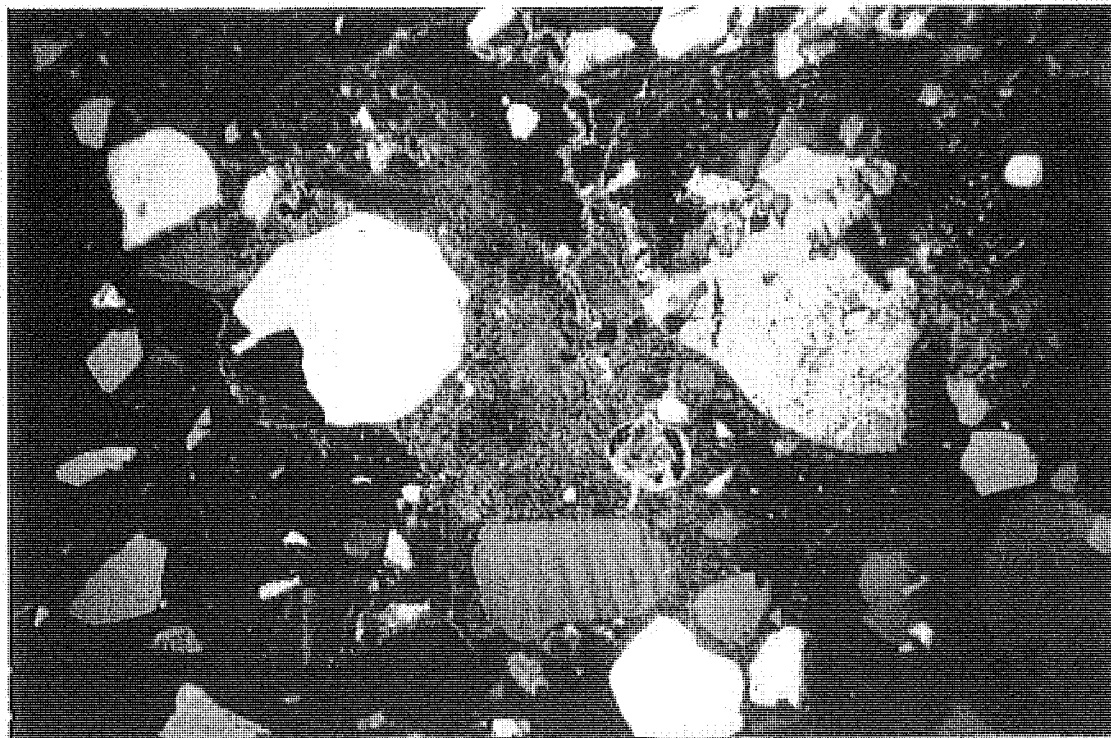


Fig 6. Vest I, Karbonatiseringssone i pastafasen. Forstørrelse = 32X.

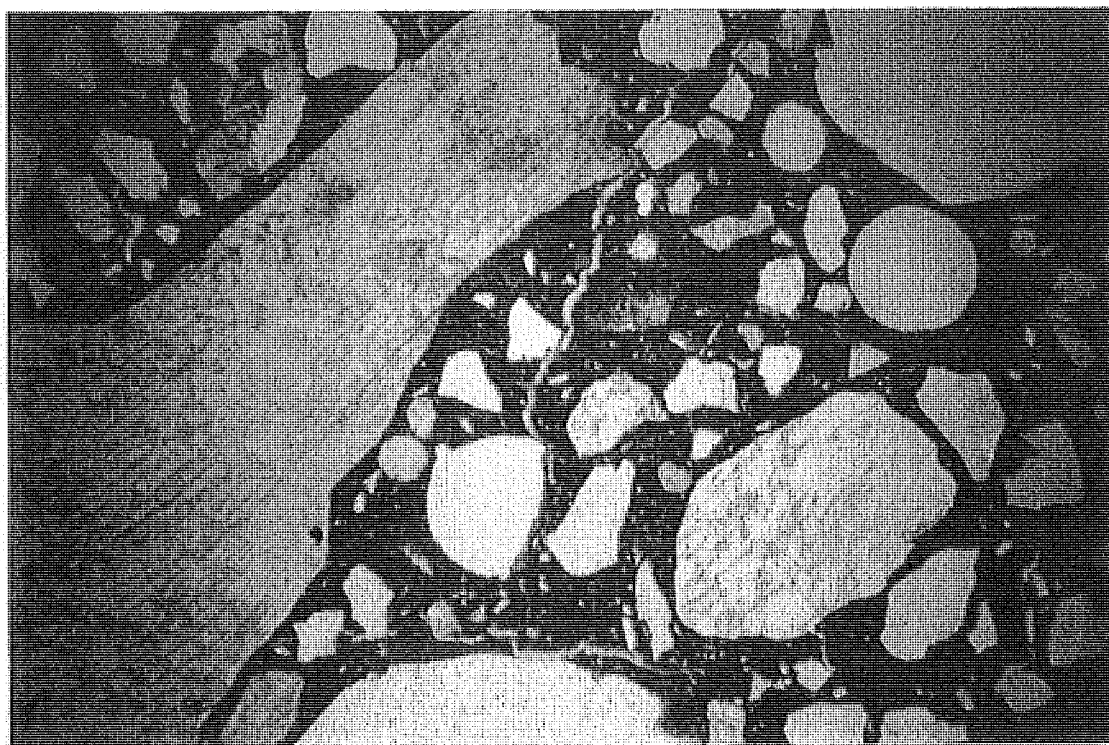


Fig 7. Vest I. Sprekk med avleiringer. Forstørrelse = 32X.



Fig 8. Vest I. Som fig 7. Forstørrelse = 215X.

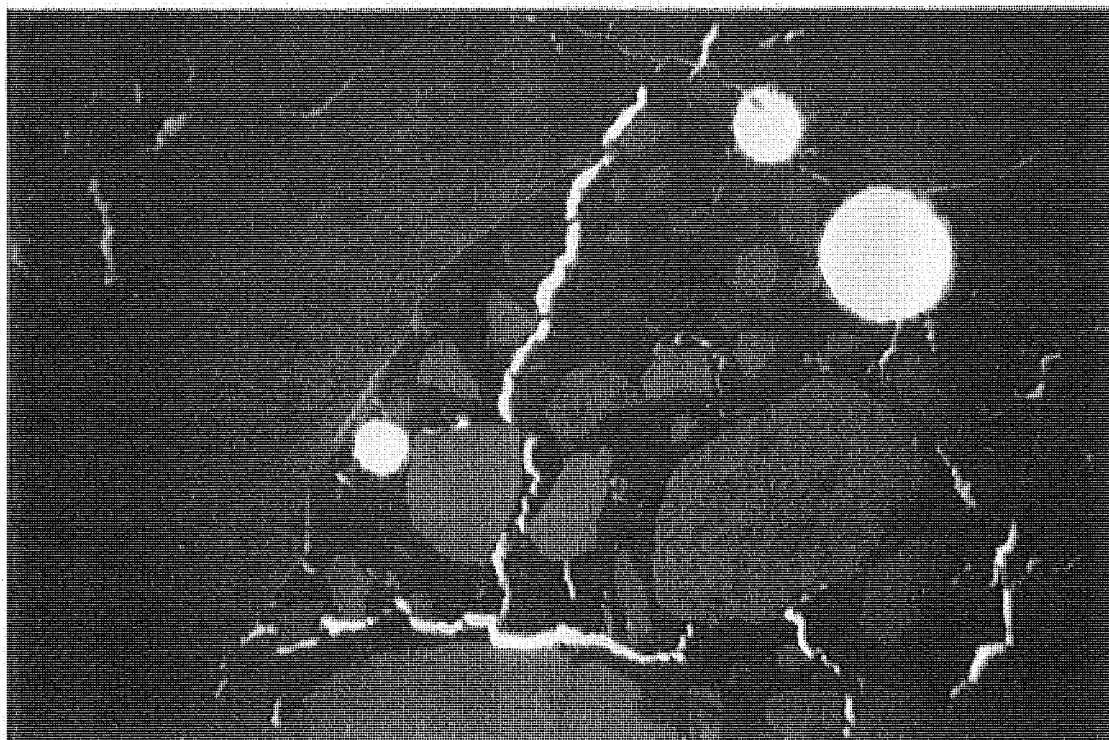


Fig 9. Vest I. Som fig 7. Fluorescensopptak. Små sprekker i pasta og langs enkelte tilslagskorn. Forstørrelse = 32X.

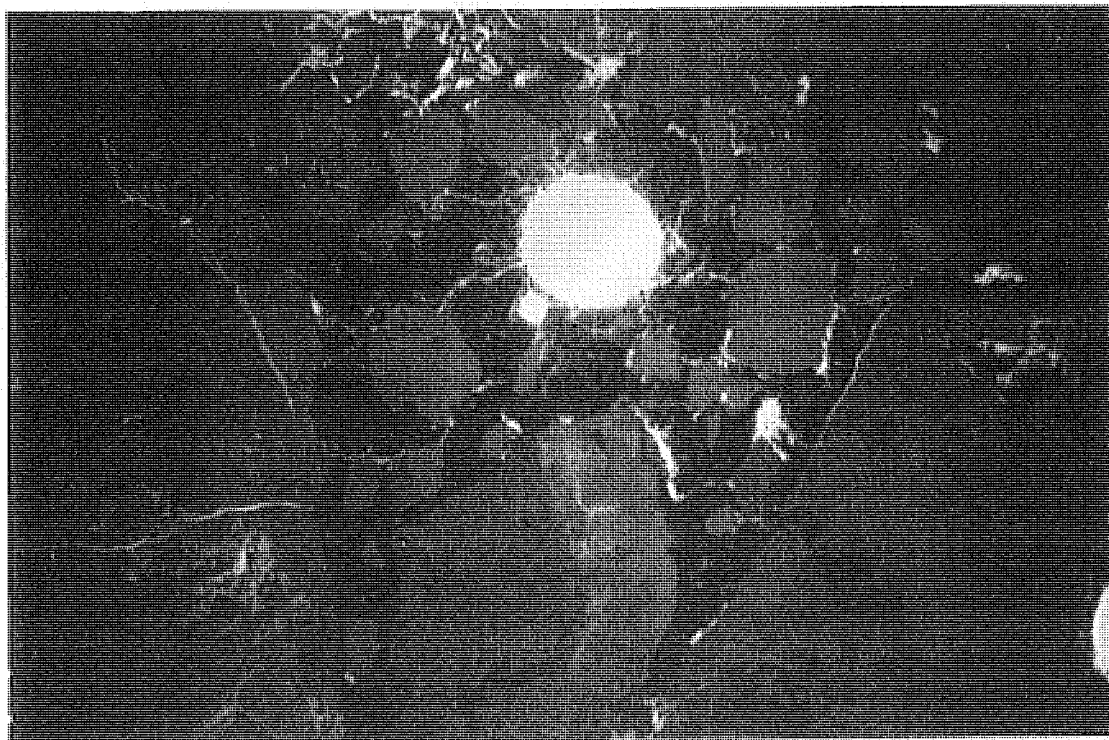


Fig 10. Øst I. Fluorescensopptak. Pastafase med luftporer og små sprekker (gul farge). Pastaen har lavt v/c-tall og viser jevn hydratisering. Grønne partier er tilslag. Forstørrelse = 32X.

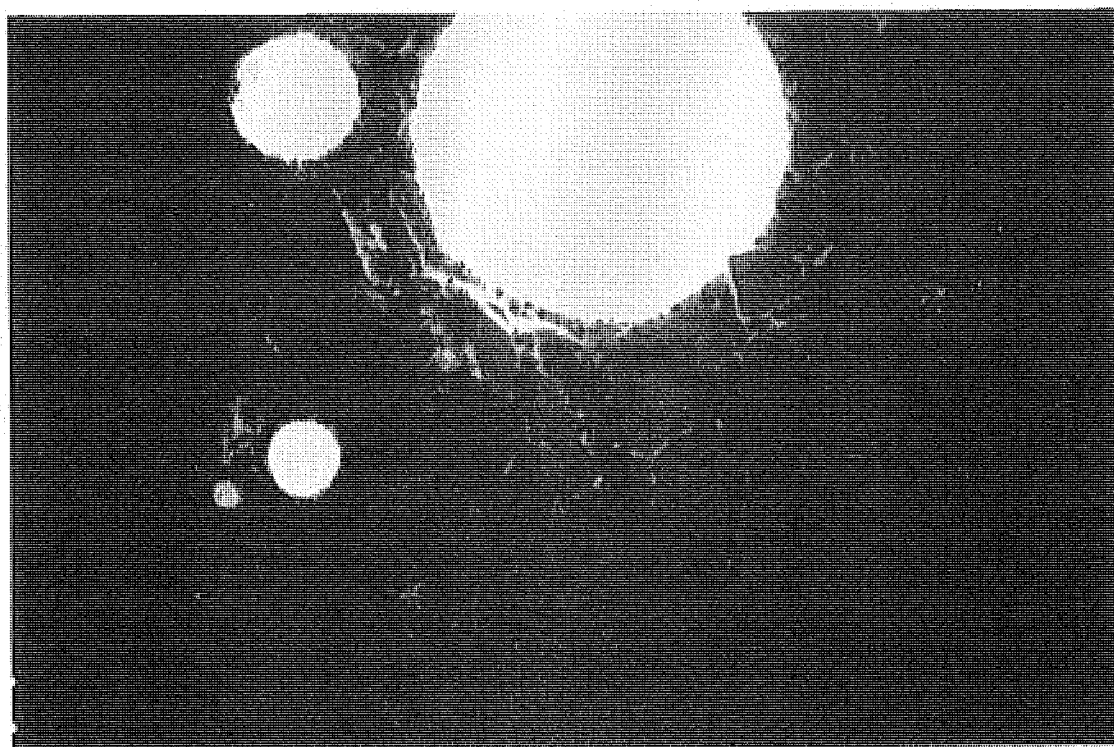


Fig 11. Øst I. Fluorescensopptak. Pastafasen umiddelbart rundt større luftporer viser et v/c-tall som er litt større enn ellers i pastafasen. Forstørrelse = 32X.

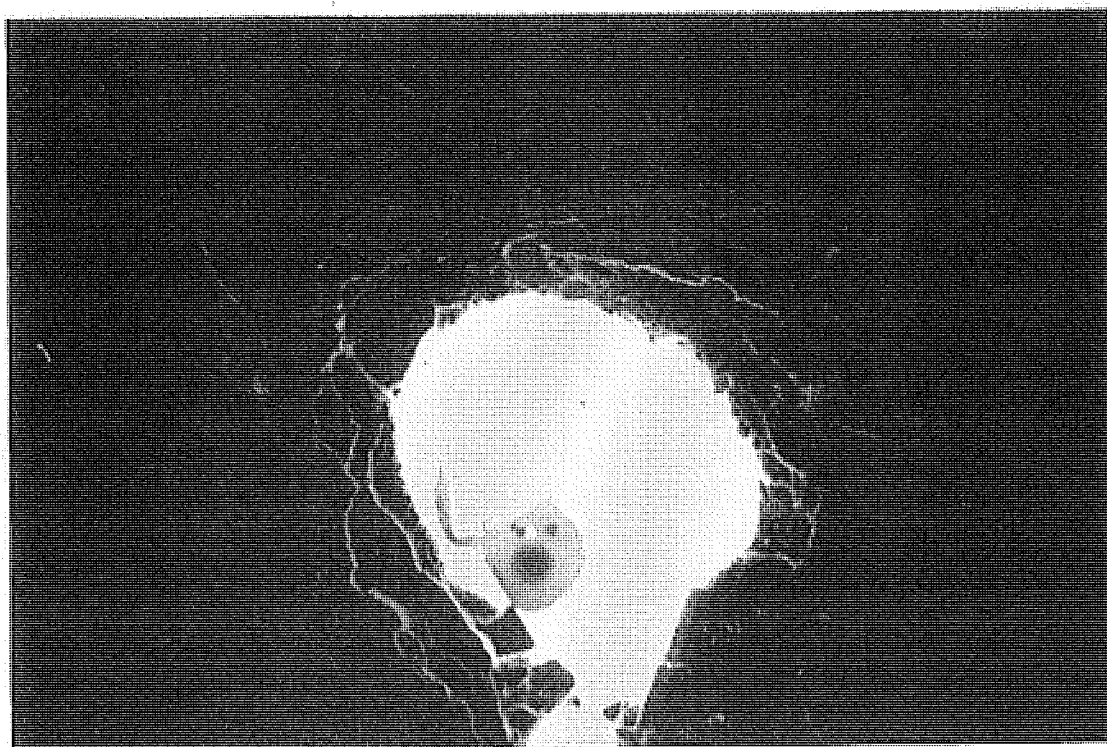


Fig 12. Øst I. Fluorescensopptak. Pastafase rundt luftpore. Pastafasen rundt poren har små sprekker og et v/c-tall som er litt høyere enn pastaen forøvrig. Forstørrelse = 32X.

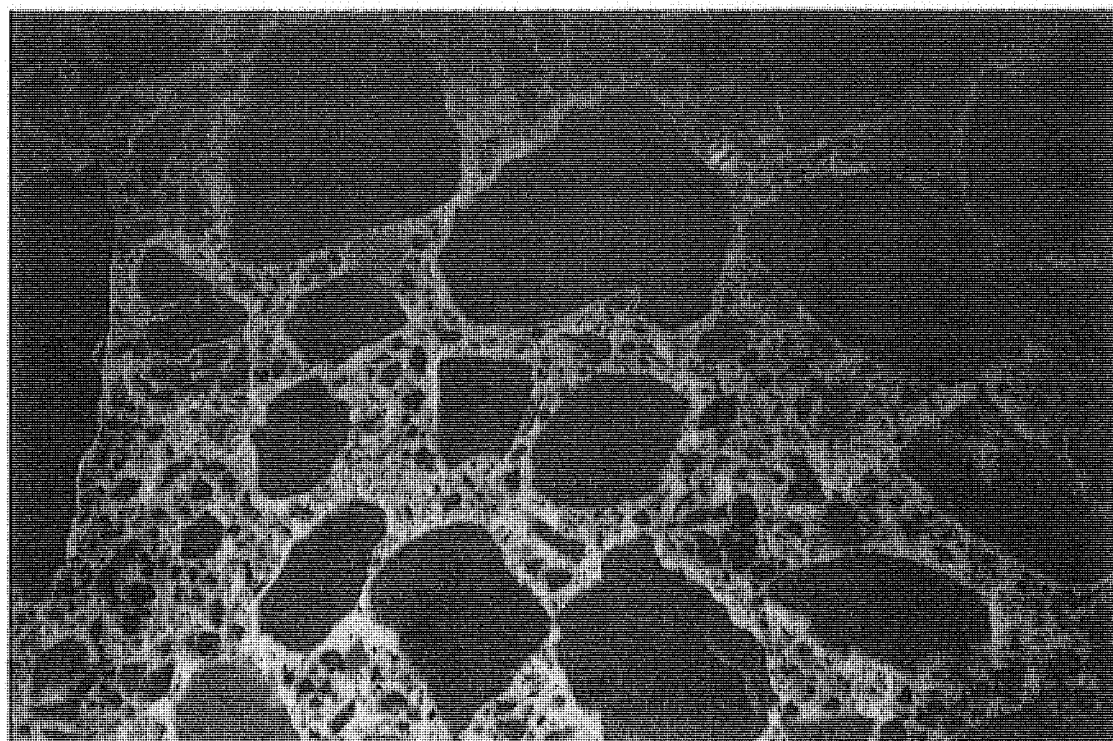


Fig 13. Øst III O. Fluorescensopptak. Tilslagskornene (mørk grønn) ligger godt fordelt i pastafasen. Den lyse fargen (gul-grønn) på pastaen tilsier et v/c-tall på ca 0,6. Forstørrelse = 65X.



Fig 14. Øst III O. Karbonatisert støpeoverflate. Til venstre på fig kan karbonatiseringssonen følges innover i betongen. Forstørrelse = 65X.

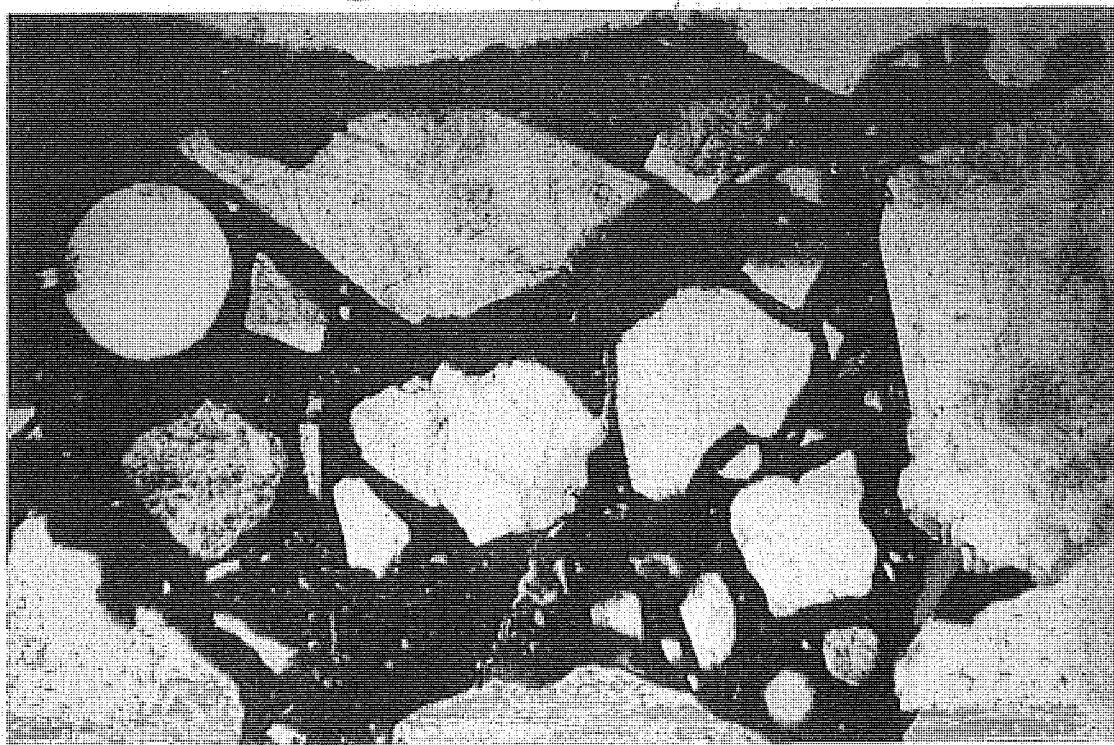


Fig 15. Øst III O. Støpeoverflate. Sprekk kan følges innover i pastafasen. Forstørrelse = 65X.

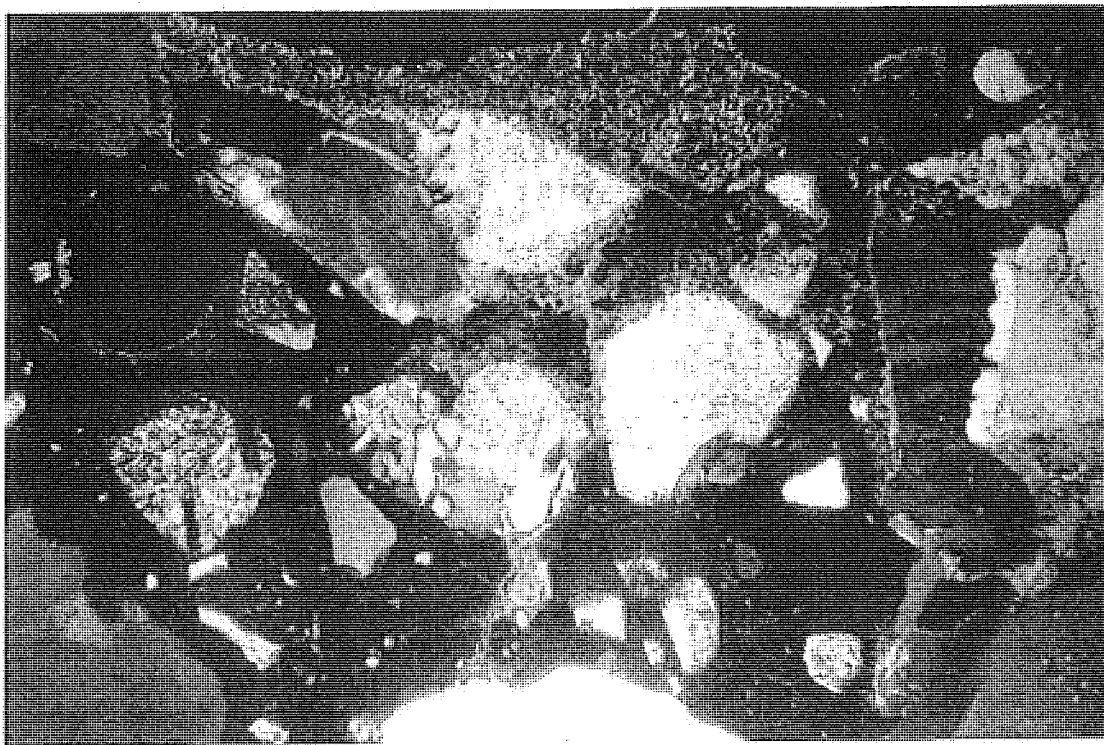


Fig 16. Øst III O. som fig 14. Karbonatisert støpeflate. Karbonatiseringssonen følger sprekken innover i pastafrasen. Forstørrelse = 65X.

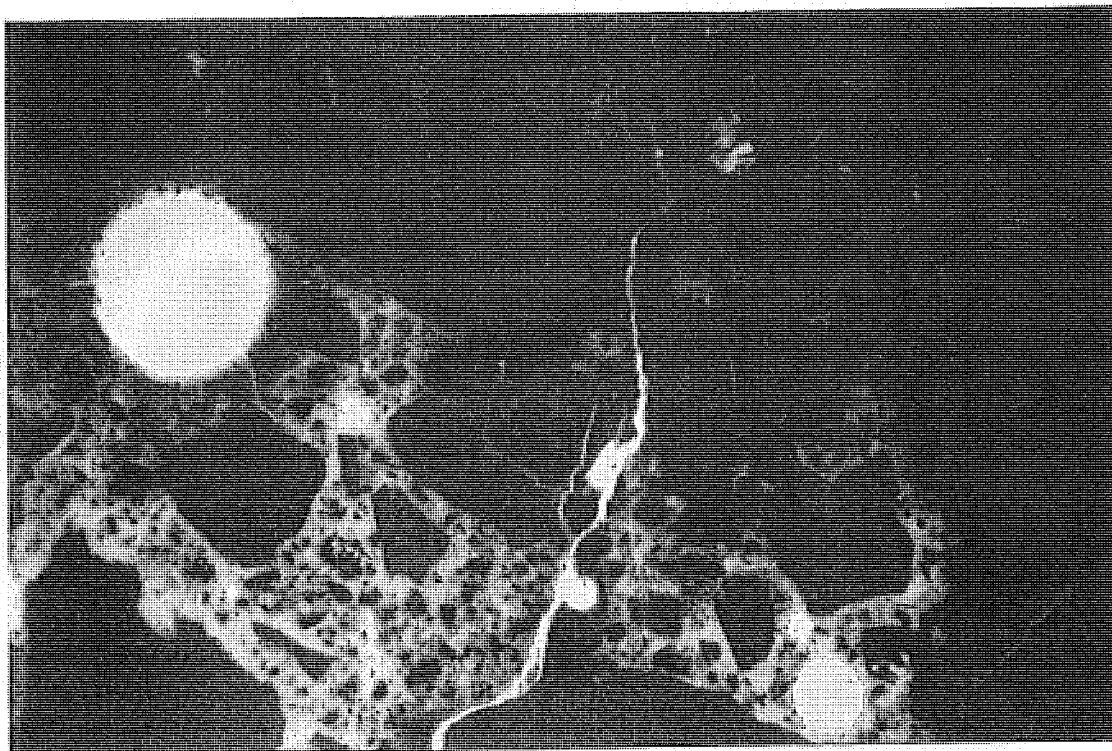


Fig 17. Øst III O. Som fig 14 og 15. Fluorescensopptak. Pastaen i støpeflaten har en mørkere farge enn pastaen lenger inn i prøven. Karbonatisering har gitt en tettere pasta. Forstørrelse = 65X.

6

KONKLUSJONER

- * Trykkfasthetene lå på et høyt, jevnt nivå og oppfylte den prosjekterte fasthetsklasse.
- * Prøvning av kapillær absorpsjon viste at betongen hadde et motstandstall i området 6,13 til 7,17. Dette tilsvarer et estimert vann-sement-forhold i området 0,47 til 0,50.
- * Absorpsjonsprøvingen viste også at yttersjiktet gav en tettningseffekt tilsvarende en reduksjon av vann-sement-forholdet fra 0,47 til 0,29 (korrigert for effekt av uttørking ved 105°C).
- * Kloridanalysen viste at kloridinnholdet lå fra 0,15 til 0,02 % av betongvekten. Basert på et sementinnhold på 400 kg/m³ og en densitet på 2500 kg/m³ tilsvarer dette et kloridinnhold på 0,13 til 0,94 % av sementvekten.
- * Det antas at overdekningen er så høy, at armeringen pr idag ligger i betong med kloridinnhold likt bakgrunnsnivået.
- * Ega den høye betongkvaliteten (C60 og v/c+s = 0,36) og dermed hemmet oksygentilgang, samt estimerte kloridprofiler for 10, 50 og 100 års eksponering, vurderes korrosjonsrisikoen i elementenes forventede levetid som lav.
- * Tynnslipsanalysen viste at karbonatisering av betongen i støpeoverflaten har gitt en tett struktur i de første 1-2 mm av yttersjiktet. Det er å anta at dette er årsaken til forskjellen i vanngjennomgang mellom yttersjiktet og sjikt lenger inne i betongen.

REFERANSER

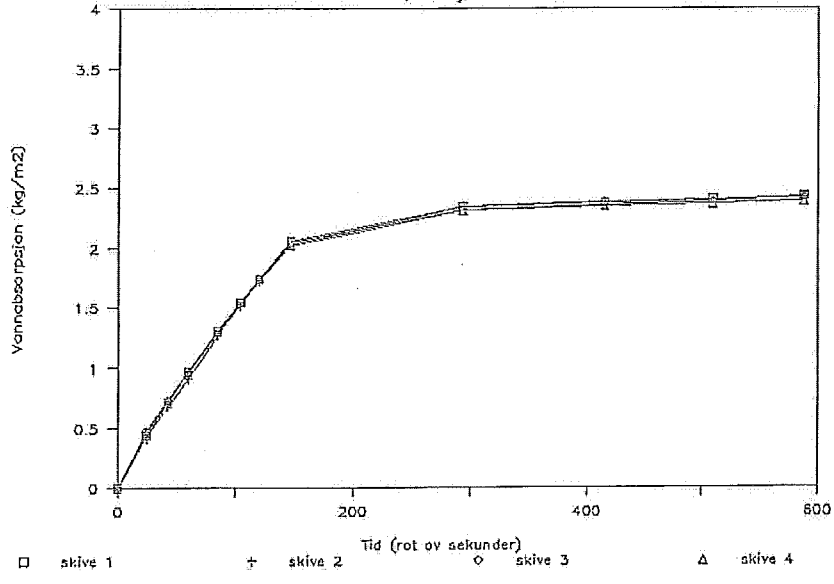
- 1 Smeplass, S.: "Kapillærabsorpsjon som kvalitetskriterium" SINTEF-rapport STF65 A88028, Trondheim 1988
- 2 BRE publication IS 12/77, Simplified method for determination of chlorides in hardened concrete. England 1977
- 3 Vennesland, Ø.: "Rehabilitering og Reparasjon av Betongkonstruksjoner Elektrokjemiske Rehabiliteringsmetoder", Kursdagene ved NTH 1988, Trondheim januar 1988
- 4 NS 3420 kapittel L5: "Betongkonstruksjoner - Betong"

D6:MRKALSTØrap.tn
E: MRKALSTØrap.tn

KAPILLÆRABSORPSJONSKURVER

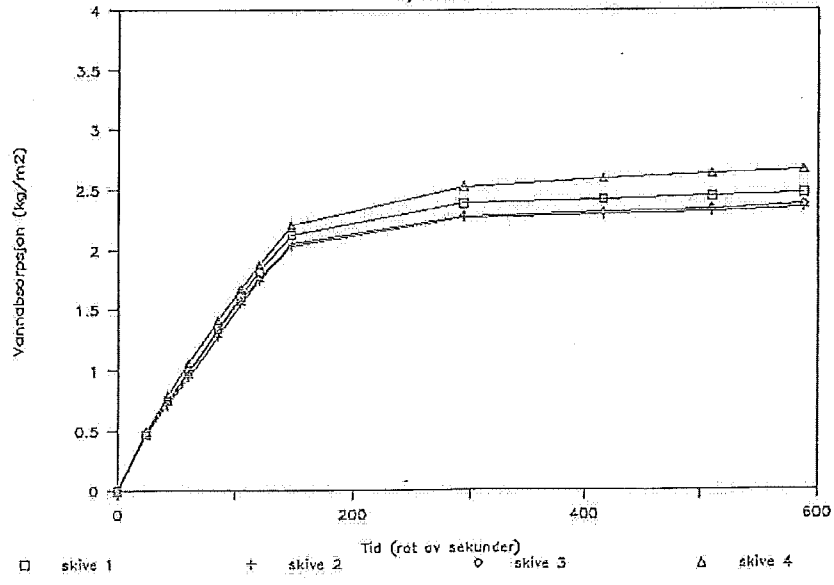
Kapillærabsorpsjon - 651839.00

Sylinder ~~V~~-III



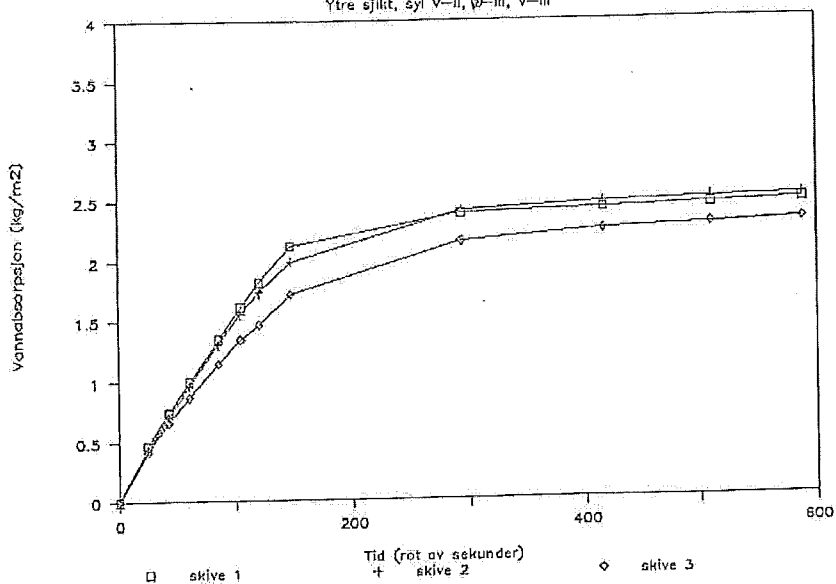
Kapillærabsorpsjon - 651839.00

Sylinder V-II



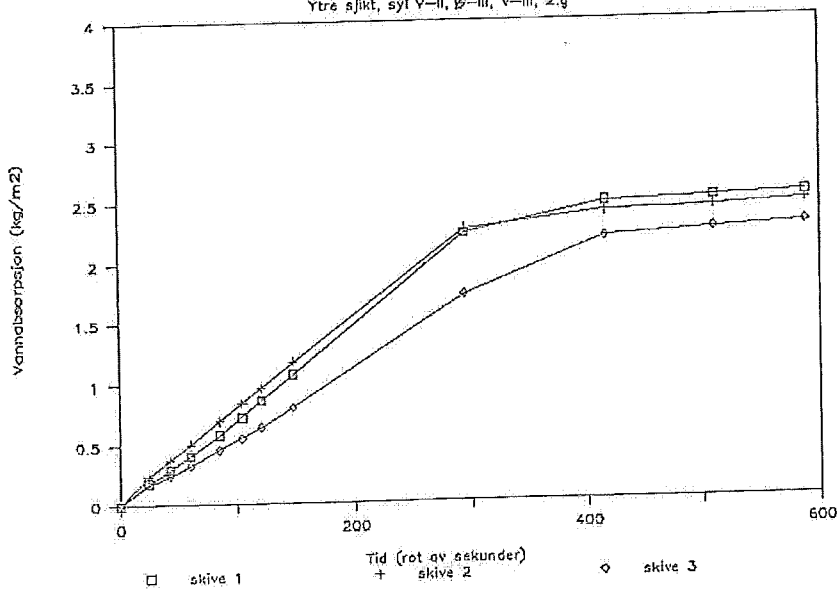
Kapillærabsorpsjon – 651839.00

Ytre sjikt, syl V-II, Ø-III, V-III



Kapillærabsorpsjon – 651839.00

Ytre sjikt, syl V-II, Ø-III, V-III, 2.g



Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 5

SINTEF report STF65 A90015:

“Tilstandskontroll – Kalstø. Shore Approach-Elementene“

SINTEF, Trondheim 1990-03-30
(In Norwegian)



STF65 A90015

TILSTANDSKONTROLL - KALSTØ

Shore Approach-Elementene

1990-03-30

SINTEF

FCB Forskningsinstituttet
for Cement og Betong



RAPPORT
RAPPORT

N - 7034 Trondheim

Telefon: (07) 59 30 00
Telex: 55 620 SINTEF N
Telefax: (07) 59 24 80

Rapportens tittel TILSTANDSKONTROLL - KALSTØ SHORE APPROACH-ELEMENTENE	Dato 1990-03-30
	Antall sider og bilag 9
Saksbearbeider/forfatter Inger Meland	Faglig ansvarlig Inger Meland <i>Inger Meland</i>
	Prosjektnummer 651839.00
ISBN nr. 82-595-5887-4	Prisgruppe

Oppdragsgiver Selmer Furuholmen Anlegg A/S	Oppdr.givers ref. Steinar Helland
---	--------------------------------------

Ekstrakt

Denne rapporten må ses i sammenheng med den tidligere rapporten STF65 A89063 TILSTANDSKONTROLL KALSTØ av 89-12-21.

Den foreliggende rapporten viser til resultatene fra en mer omfattende undersøkelse av den tette mørtelfasen i yttersjiktet.

Undersøkelsene omfatter SEM, EDAX og tynnslipanalyser av prøve "VEST I" fra støpeflaten og innover i prøven.

Resultatene viser at det har foregått en ionebytting mellom Mg og Ca i den ytre mørtelfasen. Det synes som Mg ligger fordelt i pastafasen og dermed bidrar til den tettende effekten i yttersjiktet.

	Stikkord på norsk	Indexing Terms: English
Gruppe 1	Materialteknikk	Material Technology
Gruppe 2	Betong	Concrete
Egenvalgte stikkord	Elementer	Elements
	Tilstandskontroll	Quality Inspection

Inger Meland

Avdelingssjef
Ivar Holand

INNHOLD

	Side
1	1
2	1
3	2
4	2
5	3
6	3

1. INNLEDNING / SAMMENDRAG AV TIDLIGERE ARBEID

Denne rapporten må ses i sammenheng med

Rapport STF 65 A89063 TILSTANDKONTROLL KALSTØ 1989-12-21

hvor de rapporterte resultatene fra måling av vannabsorpsjon viste at ytter-sjiktet hadde en tettningseffekt som tilsvarte en reduksjon i vann-sement-forholdet fra 0.47 til 0.29 (korrigert for effekt av uttørring ved 105°C). Dette fremgår også på et tynnslip av betongprøven, se figur 17 i rapport nr STF65 A89063. Ut fra fargenyansene på dette fluorescensopptaket synes det som $v/c = ca\ 0.3$ i det ytterste sjiktet, mens betongen innenfor synes å ha $v/c = 0.5 - 0.6$. Tynnslipanalysen viste samtidig at det har foregått en karbonatisering av dette yttre sjiktet, se figur 16 i samme rapport.

En røntgendiffraksjonsanalyse av en finfraksjonert prøve (mørtelanrikt prøve) med hensyn på magnesitt og brusitt som ble utført av yttersjiktet, konkluderte med at prøven ikke inneholdt påviselige mengder av disse mineralene. Men det må tas forbehold om at små "forurensninger" fra tilslaget kan virke forstyrrende på resultatene fra diffraksjonsanalysen av mørtelen.

På bakgrunn av resultatene fra de undersøkelses-metodene som var brukt, ble konklusjonen at det tette yttersjiktet syntes å ha sammenheng med en karbonatisering av det ytre mørtelsjiktet.

Oppdragsgiver var interessert i grundigere undersøkelser av yttersjiktet med hensyn på eventuelle forskjeller i kjemisk sammensetning i pastafasen mellom det ytre sjiktet og betongen innenfor. FCB ble derfor bedt om å foreta tilleggsundersøkelser.

2 OPPDRAGETS ART

Undersøkelser av det aller ytterste mørtelsjiktet og mørtelen i betongen innenfor med hensyn på forskjeller i kjemisk sammensetning i pastafasen.

Analyseprøven ble tatt fra en del av prøven " VEST I " hvor støpeflaten ikke var fjernet. Prøveuttaket er parallelt med støperetningen. Prøven ble støpt inn i epoksy, planslipt og undersøkt ved hjelp av scanning-elektronmikroskop (SEM).

Det ble tatt "back-scattering"- opptak, elementfordeling av kalsium (Ca) og magnesium (Mg) over deler av prøveflaten og punktanalyser med hensyn på silisium (Si), kalsium (Ca), magnesium (Mg) og aluminium (Al) i det ytre tette sjiktet og i pastafasen lenger inne i prøven.

Det har også blitt tatt et nytt opptak fra et av tynnslip-preparatene som var laget i forbindelse med den første delen av oppdraget.

Resultatene fra SEM-undersøkelsene er vist med figurene 1 til 6. Den ytre delen av betongprøven er opp på figurene.

"Back-scattering" - opptakene av prøven, figur 1 og figur 4, viser tydelig to forskjellige soner i pastafasen, en mørk sone ytterst og en lysere sone lenger inne i betongen. Forskjellen i fargetone betyr at pastafasen i det ytre mørke sjiktet inneholder element med lavere midlere molekylvekt enn pastafasen i det lyse sjiktet innenfor.

Figur 2 og figur 5 viser elementfordeling av magnesium over prøveflaten, mens figur 3 og figur 6 viser elementfordelingen av kalsium. De lyse punktene (områdene) viser konsentrasjonen av elementet, (lyst område = høy konsentrasjon). Det er foretatt 15 tellinger (scanninger) for hvert opptak.

Figur 2 og figur 5 viser økning i konsentrasjonen av magnesium i det ytre sjiktet i forhold til betongen innenfor, mens figur 3 og figur 6 viser et redusert kalsiuminnhold i yttersjiktet.

Resultatene fra punktanalysene, som er tatt hhv i ytre og "indre" sjikt er gjengitt med figur 7 og figur 8. Størrelsen på toppene er et mål for konsentrasjonen av elementet. Resultatene bekrefter det som bildene av elementfordelingen viste: Økt innhold av magnesium sammen med et lavere innhold av kalsium i yttersjiktet sammenlignet med betongmaterialet innenfor. Samtidig viser disse resultatene også økning i innholdet av kalium (K) i yttersjiktet.

Det er å anta at et forhøyet innhold av magnesium og kalium i det ytterste mørtelsjiktet skyldes diffusjon av sjøvann. Dette er også vist på tynnslipet, figur 9, som viser saltutfelling i en luftpore i yttersjiktet. Krystallvekst (saltutfelling) i porer tyder på fuktvandring i betongen. Ut fra fargenyansen (turkis/grønlig) på krystallene antas de å bestå av magnesiumhydroksyd ($Mg(OH)_2$). Magnesiumhydroksydkrystaller kan også observeres i pastafasen.

5 KONKLUSJON

Resultatene indikerer at det har foregått en delvis ionebytting av kalsium med magnesium i et ca 2 mm ytre sjikt av betongen. En viss ionebytting mellom kalsium og magnesium synes ikke å være uvanlig i sjøvannsbetong. Andre har funnet et tynnt sjikt av magnesiumsalter i en liten avstand innenfor støpeoverflaten /1/,/2/. I den foreliggende prøven viser såvel SEM-analysene som tynnslipanalysen at magnesiumhydroksydet ligger fordelt i yttersjiktets pasta-fase. Dette kan være årsaken til det tette sjiktet som forårsaker redusert vannoppsug gjennom betongprøven (jmf. resultatene i rapport nr STF65 A89063). I tillegg viste tynnslipanalysene en utstrakt grad av karbonatisering av restkalsium i dette ytre sjiktet (rapport nr STF65 A89063).

6 REFERANSER

- /1/ N. R. Buenfeld, J. B. Newman
The Development and Stability of Surface Layers on Concrete Exposed to Sea-Water.
Cement and Concrete Research Vol. 16 pp 721-732, 1986
- /2/ Retningslinier for petrografisk mikroanalyse af beton
Nordtest-prosjekt nr 790-88 1989
Utarbeidet av Ingrid Brandt.

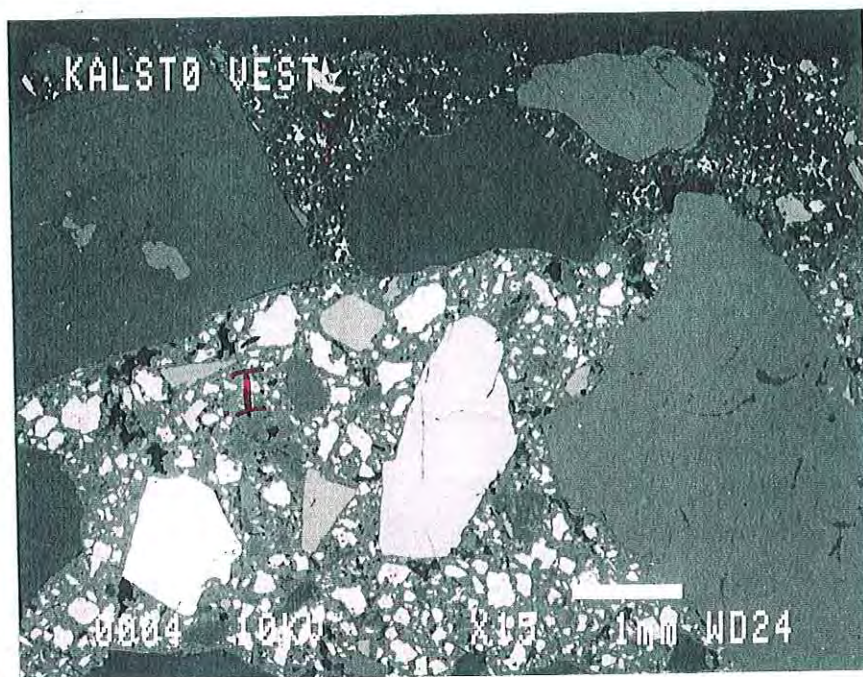


Fig 1 "Back-scattering"-opptak av betongprøve VEST I. Ytre sjikt er opp. Den mørkere fargetonen på pastaen i ytre sjikt (Y) i forhold til fargetonen i indre pastasjikt (I), skyldes at (Y), sammenlignet med (I) inneholder element med lavere midlere mol-vekt. Her, sannsynligvis $Mg(OH)_2$.

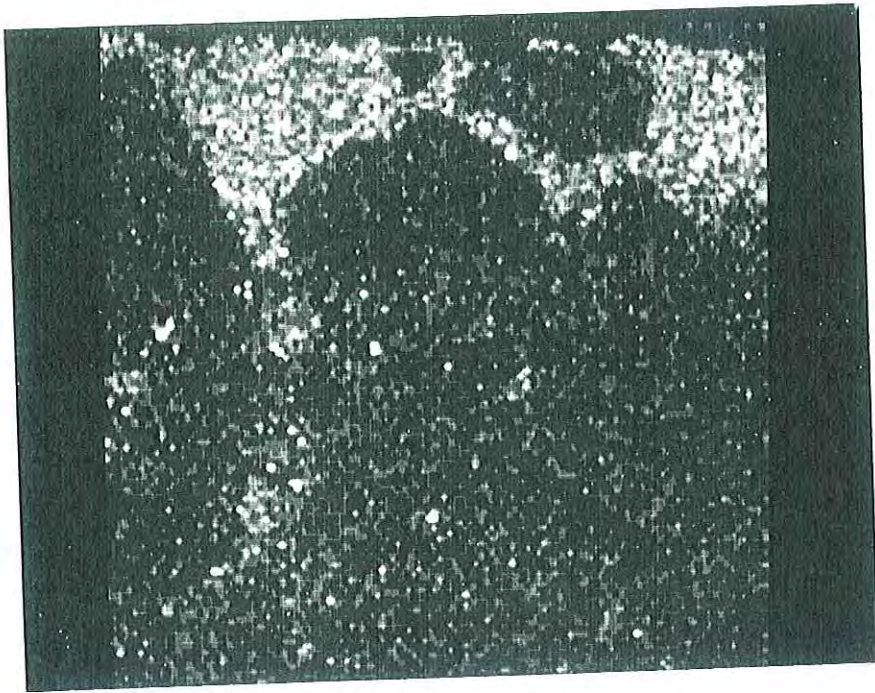


Fig 2 Elementfordeling av magnesium over prøveflaten fig 1. Ytre sjikt er opp på figuren. Hvite punkter = magnesium. Forst.: 75 X

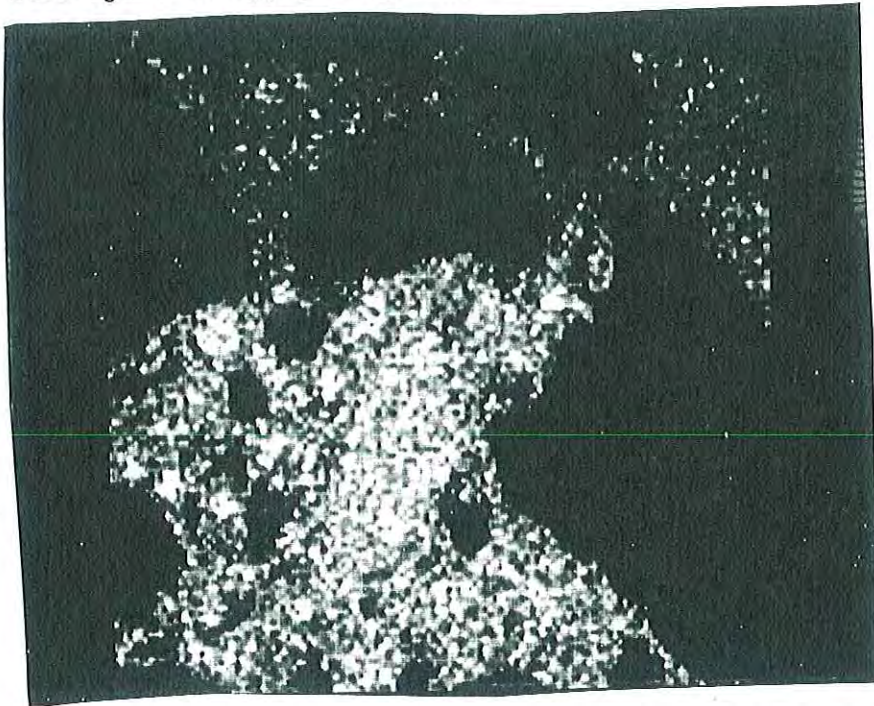


Fig 3 Elementfordeling av kalsium over prøveflaten fig 1. Ytre sjikt er opp. Hvite punkter = kalsium. Forst.: 75 X.

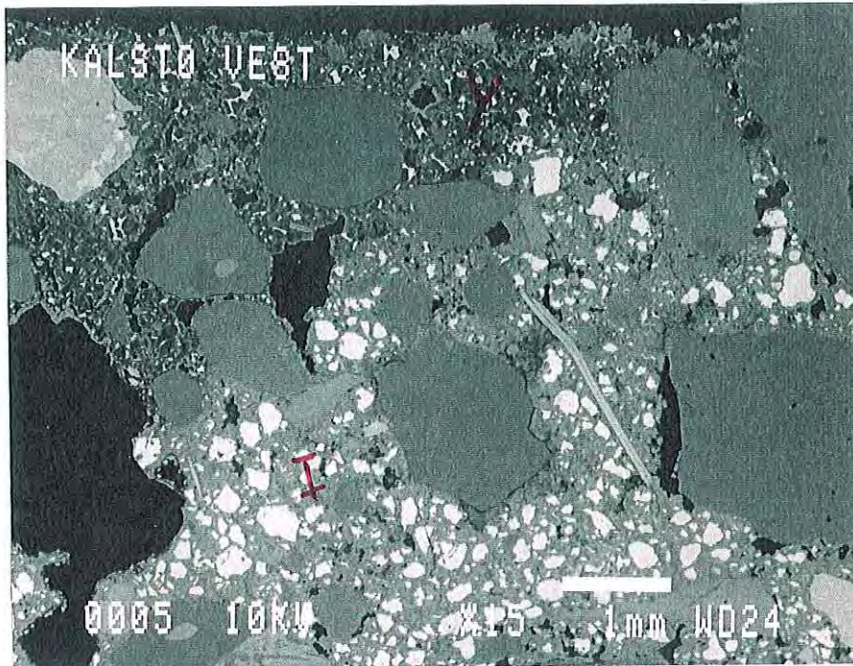


Fig 4 "Back-scattering"-opptak av prøve VEST I. Opptaket er fra et annet sted annet sted på prøven. Ytre sjikt er opp på figuren. Den mørkere fargetonen på pastafrasen i yttersjiktet (Y), sammenlignet med tilsvarende farge på pastaen i betongen innenfor (I), skyldes at (Y) inneholder et element med lavere midlere mol-vekt, her: Sannsynligvis $Mg(OH)_2$.

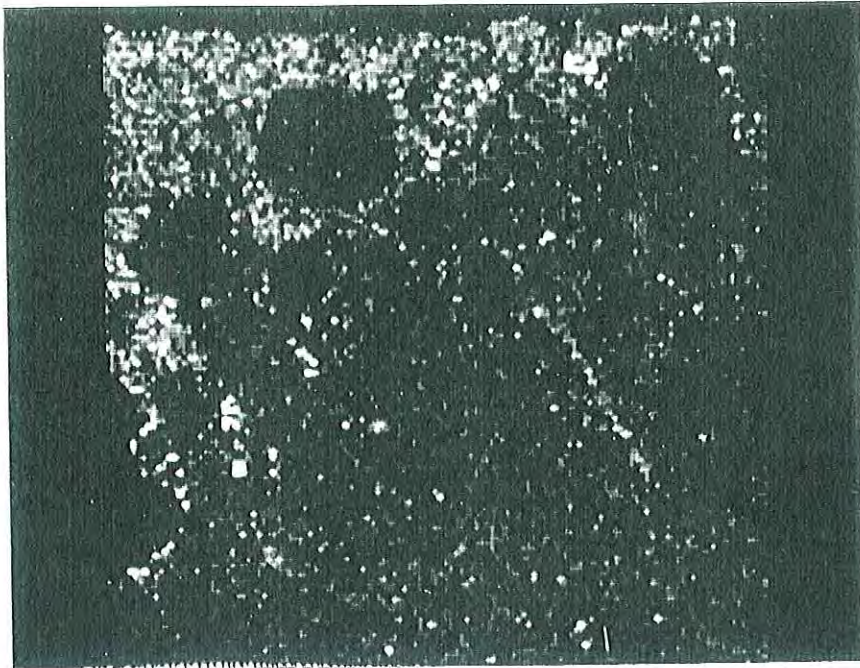


Fig 5 Magnesiumfordeling på prøveflaten som er vist på figur 4. Forstr. 75 X. Ytre sjikt er opp på figuren. Hvite punkter = magnesium.

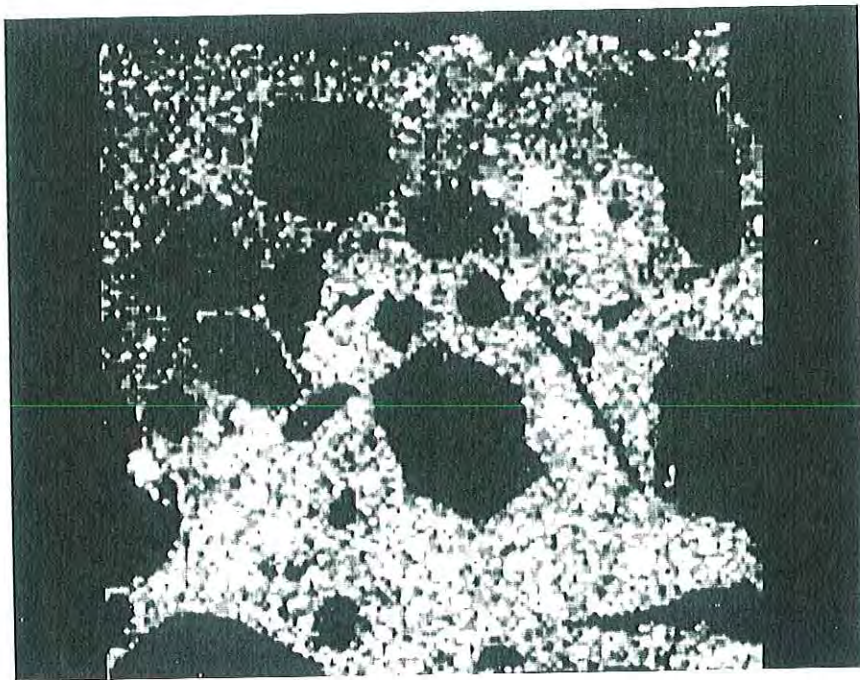


Fig 6 Kalsiumfordeling over prøveflaten som er vist på figur 4. Forstr. 75 X. Ytre sjikt er opp på figuren. Hvite punkter = kalsium.

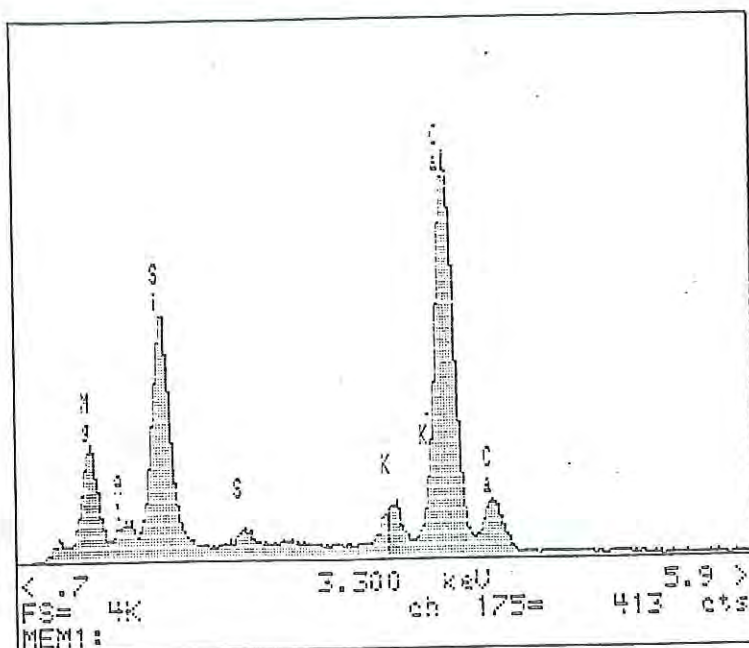


Fig 7 Punktanalyse tatt i det ytre pastasjiktet. Størrelsen på toppene er indirekte mål for konsentrasjonen av de respektive elementene. Størrelsen på Mg-toppen viser en anrikning av Mg i yttersjiktet sammenlignet med sjikt inne i betongen, fig 8.

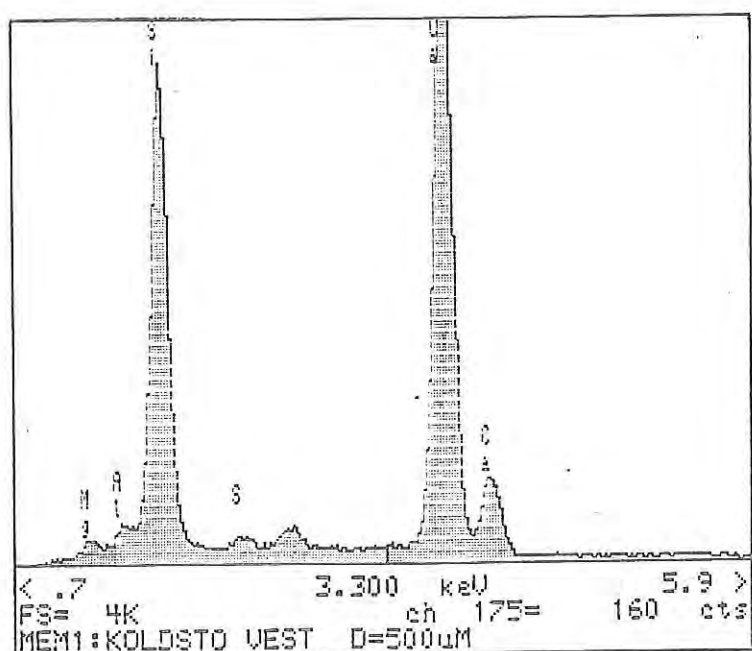


Fig 8 Punktanalyse tatt i pastafrasen inne i betongprøven.



Fig 9 Tynnslipanalyse. Bildet viser krystaller av $Mg(OH)_2$ i luftpore og pasta. Bildet er tatt med gipsfilter. Forstørrelse = 220 X.
P = pasta, LP = luftpore.

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 6

SINTEF Commission no 652021.00/01:

“Prøving av betong“

Request from Selmer Anlegg AS to SINTEF 1991-06-14
(In Norwegian)

NOTAT

Shore Approach

Dato: 27. august 1998

Fra: Selmer ASA / Betongavd. / Jan Erik Carlsen

Emne: Shore Approach – Beregning av α og D_α .

Shore Approach er et Selmerprosjekt fra 1982. De vedlagte beregninger av α og D_α er basert på kloridprofiler som er tatt med eksponeringstider fra 35 døgn (bulk diffusion) til ca. 12 år.

De vedlagt beregninger gir: $D_\alpha = 48 \text{ mm}^2/\text{år} = 1,5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{sek}$
 $\alpha = 0,54$

For vurdering av Selmer-metoden for støvuttak og kloridmåling, konf. Selmers innlegg i:
Proceedings of the Nordic Seminar in Lund, February 1-2, 1995:
CORROSION OF REINFORCEMENT
Field and Laboratory Studies for Modelling and Service Life
"Chloride profile based on sampling of dust by hand drill with vacuum attachment"
Report TVBM-3064

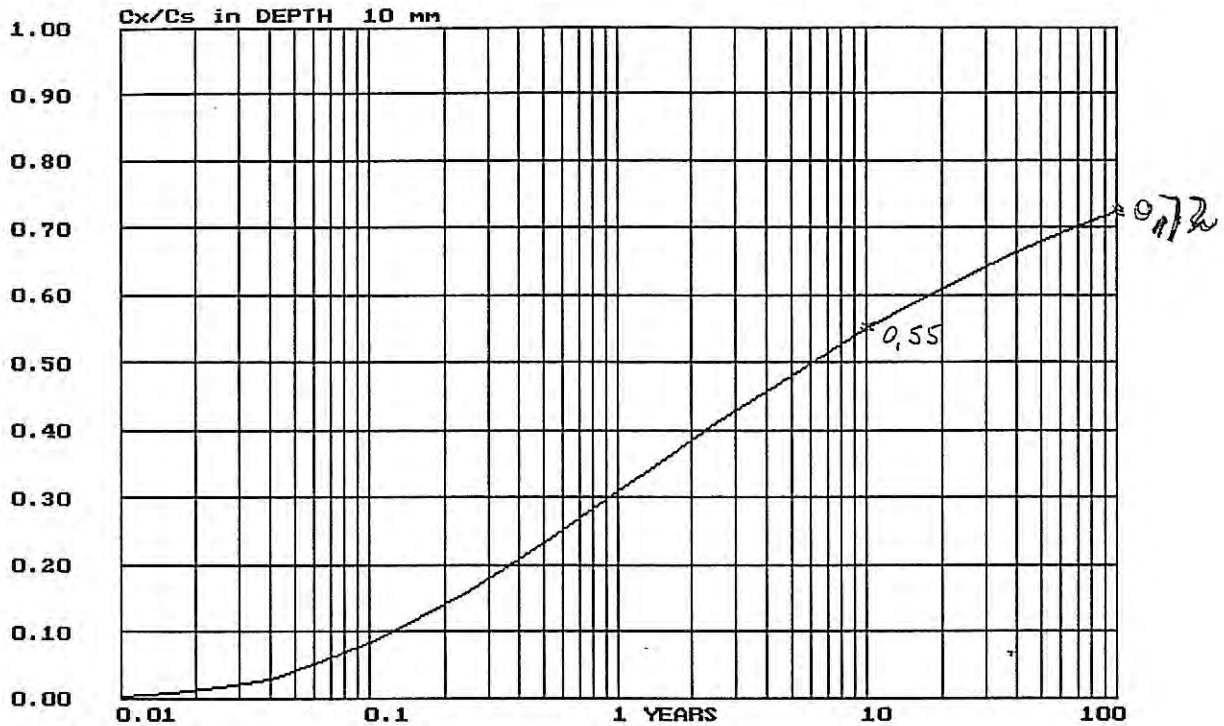
sp3e 400 kg

silika 32 "

~~sand 0-10~~

Vann totalt 150 kg.

$$\frac{V}{C+S} = \frac{150}{432} = \underline{\underline{0,35}}$$



tekst

D_{alfa}=48mm²/år alfa=0.54 Cs=1.00% Ci=0.00%

22.8.98

Kalstø
 Shore approach
 $D_{\alpha} \sim 48 \text{ mm}^2/\text{år}$
 $\alpha \sim 0.54$
 $C_s \sim 0.6\%$
 av betong

Utvikling i 10 mm dybde basert på
 D_α og α som er beregnet av et representativt
 utvalg kloridprofiler m/forskj. steder.
 Dette skal derfor være den typiske
Shore Approach-betongen

3300d

7^{år}:
1991

11^{år}: 4400d
1994

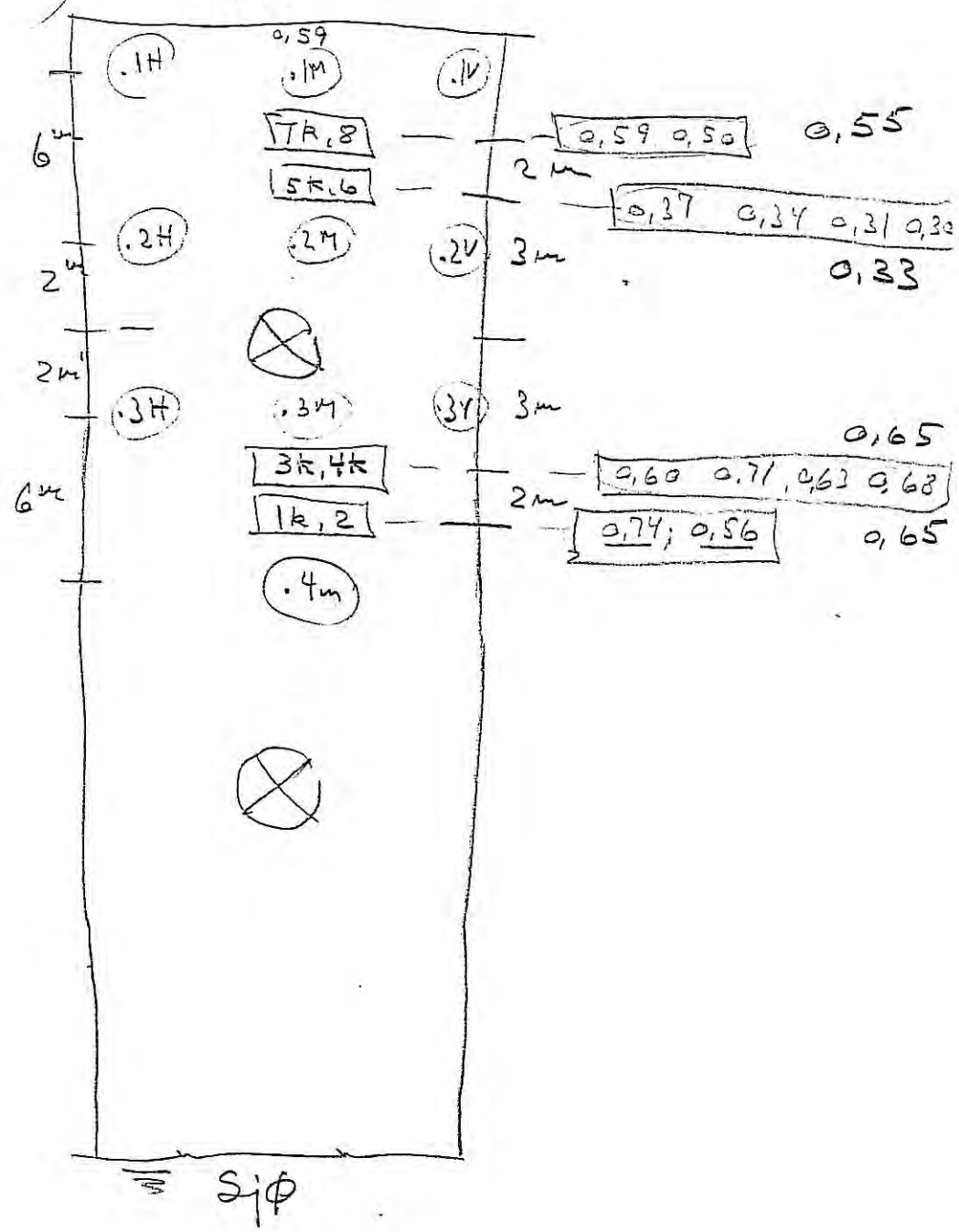
land

0,58 0,59 0,57

0,35 0,26 0,42

0,59 0,51 0,67

0,73 0,67 0,79



Cs mitt:

7 år:
1991

land

11 år:
1994

Cs - mitt

0,58

.1H

.1M

.1V

6m

7k,8

2m

0,55

0,35

.2H

.2M

.2V

2m

5k,6

3m

0,33

0,59

.3H

.3M

.3V

2m



3m

6m

3k,4k

2m

0,65

0,73

.4m



0,65

Sjφ

7034 TRONDHEIM

 TELEFON: (07) 59 52 24
 TELEX: 55 620 SINTF N
 TELEFAX: (07) 59 71 36

Side 1 av 4

Prøving av betong

Oppdrag fra Selmer Anlegg A.S, Betongavdelingen, Postboks 1175 Sentrum, 0107 Oslo 1

Ved henv. av 91-06-14 Deres ref: Magne Maage

stoppt 1982 : alder = 9 år

RESULTAT:

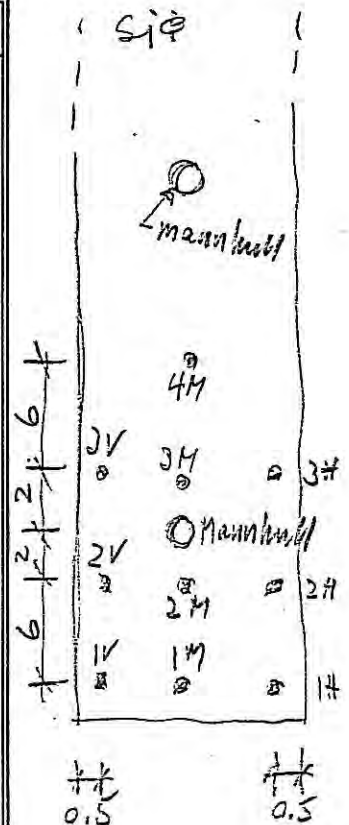
Nedenfor og på de etterfølgende sidene er kloridinnregningen i de forskjellige prøvene vist i tabellform.

 (landføringskriterien
 shore approach
 kalstøp

Kloridprofilene er grafisk fremstilt i vedlegget.

Tabell 1. H-serie

Prøve merket - dybde (mm)	% Cl ⁻ av sem. vekt
1H-1,1 - 5.8	2.08
1H-1,2 - 17.5	0.53
1H-1,3 - 29.2	0.05
1H-2,1 - 4.8	3.62
1H-2,2 - 14.3	1.47
1H-2,3 - 23.8	0.16
1H-2,4 - 33.3	< 0.01
2H-1,1 - 5.0	1.48
2H-1,2 - 15.0	0.54
2H-1,3 - 25.0	0.11
2H-1,4 - 35.0	0.05
2H-2,1 - 5.0	2.00
2H-2,2 - 15.0	0.79
2H-2,3 - 25.0	0.11
2H-2,4 - 35.0	0.05
3H-1,1 - 4.7	1.43
3H-1,2 - 14.0	0.39
3H-1,3 - 23.3	0.21
3H-2,1 - 5.3	0.95
3H-2,2 - 15.8	0.82
3H-2,3 - 26.3	0.11
3H-2,4 - 35.8	0.05



2M

Det er gitt: 12 sett. Maks.: 40
 sam. kurve: Hent
 INS: med (M) DEL: Fjern

F1: forrige F6: justér C1
 Utskrift av enkeltsett
 Forandre -nr: F2 -navn: F3

AVSLUTT ESC
 Lage Nytt datasett

Q Dager Cs D

		Q	Dager	Cs	D
1	Hull-1		4400	0.74	13
2	SINTEF-kjerne 1K		4400	0.54	10
3	Hull-3		4400	0.60	18
4	SINTEF-kjerne 3K		4400	0.69	15
5	Hull-4_Kjerne-4K		4400	0.63	14
6	SINTEF-kjerne 4K		4400	0.68	11
7	Hull-5_Kjerne-5K		4400	0.37	12
8	SINTEF-kjerne 5K		4400	0.37	15
9	Hull-6		4400	0.31	19
10	SINTEF-kjerne 6K		4400	0.33	17
11	Hull-7		4400	0.59	15
12	SINTEF-kjerne 7K		4400	0.51	14

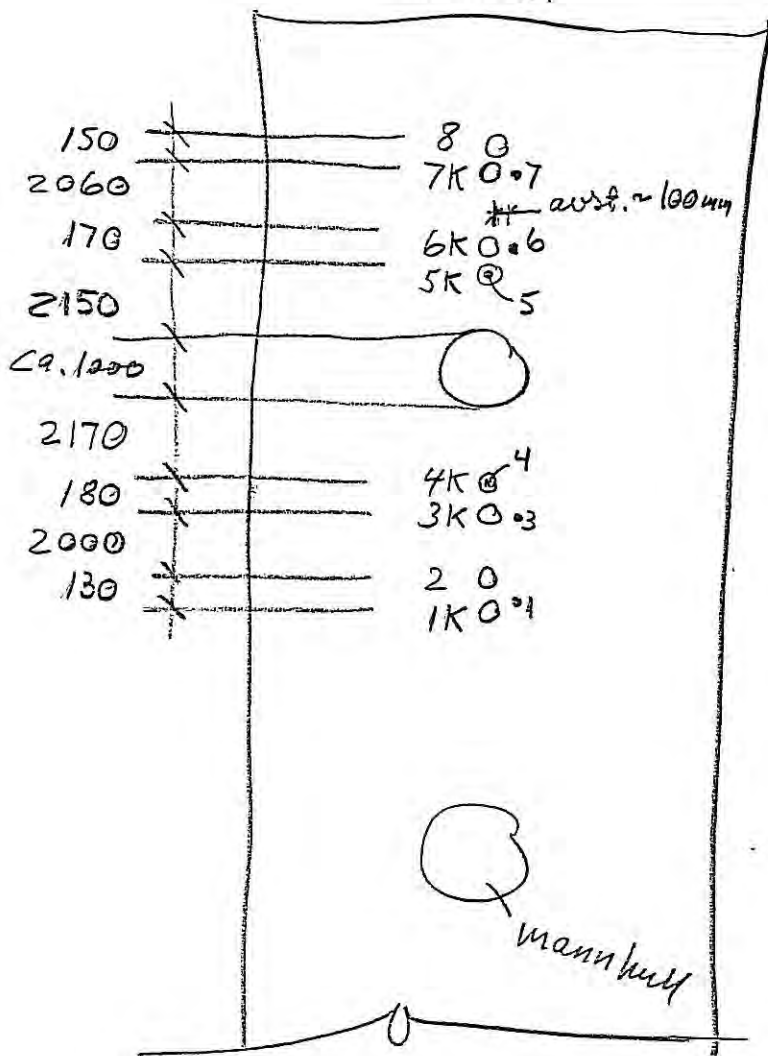
D: snitt: 14,4 mm²/år
 sdev: 2,7 = 19%

Kals + φ

Shore Approach

Land

- juni - 94



Kjerner 1K + 3K.. 7K
 er analysert av
 SINTEF for klorid-
 profil, nr. 70035/1

• angitt hvor det
 er boret med
 24 mm bor med
 Bosch steinborerull,
 og analysert av
 Selmer på Branes
 (4 og 5 er boret
 vidt i kjerne)

Kjerne nr. 2 og 8
 brukes av Selmer
 for APM 302-test

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 7

SINTEF report 70035/1:

“Bestemmelse av kloridprofiler på kjerner fra Shore Approach,
Kalstø“

SINTEF Trondheim 1994-08-17
(In Norwegian)

2 ex til oppdragsgiver v/ Carlsen
1 ex til Magne Hauge 1 ex JHA

17/8-94



SINTEF Konstruksjoner og betong

Postadresse: 7034 Trondheim
Besøksadresse: Rich Birkelands vei 3
Telefon: 73 59 52 25
Telefax: 73 59 71 36
Foretaksnr.: 948007029

PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAAGSGIVER

SELMER A/S
Postboks 1175 - Sentrum
0107 OSLO

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Telefon av 94-06-23 v/ Jan E. Carlsen

OPPDRAGETS ART

Bestemmelse av kloridprofil på kjerner fra Shore Approach, Kalstø

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

I:\KAPRO\700070\XJHAB063.W51

FAGLIG ANSVARLIG

Øystein Vennesland

RAPPORTNUMMER

70035/1

PROSJEKTNR

700070

DATO

1994-08-17

SAKSBEHANDLER

Jan Havdahl

ANTALL SIDER/VEDLEGG

4 + 1

Prøvens ankomst: 1994-06-24

Mengde og merking: 6 utborede kjerner med diameter 80 mm, lengde ca 150 mm, pakket i plast. Kjernene var merket 1K og 3K - 7K

1 PRØVING

Fra hver kerne ble det frest betongstøv i 3 mm sjikt til 70 mm. Det avfreste støvet ble deretter analysert mhp klorider vha av en spektrofotometrisk metode gjengitt i intern prosedyre KS 70 108.

2 RESULTATER

Kloridprofilene er gjengitt i Tabell 1 - 6 og grafisk i VEDLEGG 1.

Tabell 1. Kloridprofiler for kjerne 1K.

Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
1K	0,15	0,366
	0,45	0,357
	0,75	0,320
	1,05	0,268
	1,35	0,209
	1,65	0,162
	1,95	0,101
	2,25	0,068
	2,55	0,056
	2,85	0,038
	3,15	0,039
	3,45	0,025
	3,75	0,022
	4,65	0,031
	5,85	0,036

Tabell 2. Kloridprofiler for kjerne 3K.

Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
3K	0,15	0,401
	0,45	0,490
	0,75	0,415
	1,05	0,393
	1,35	0,345
	1,65	0,243
	1,95	0,196
	2,25	0,156
	2,55	0,100
	2,85	0,071
	3,15	0,038
	3,45	0,026
	3,75	0,019
	4,05	0,023
	4,35	0,016
	4,65	0,018
	4,95	0,017
	5,25	0,016
	5,55	0,019
	5,85	0,019
6,15	0,019	
6,45	0,017	
6,75	0,014	

Tabell 3. Kloridprofiler for kjerne 4K.

Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
4K	0,15	0,403
	0,45	0,430
	0,75	0,434
	1,05	0,383
	1,35	0,319
	1,65	0,198
	1,95	0,139
	2,25	0,103
	2,55	0,087
	2,85	0,053
	3,15	0,032
	3,45	0,034
	3,75	0,032
	4,05	0,029
	4,35	0,021
	4,65	0,025
	4,95	0,028
	5,25	0,024
	5,55	0,022
5,85	0,023	
6,15	0,021	
6,45	0,019	
6,75	0,019	

Tabell 4. Kloridprofiler for kjerne 5K.

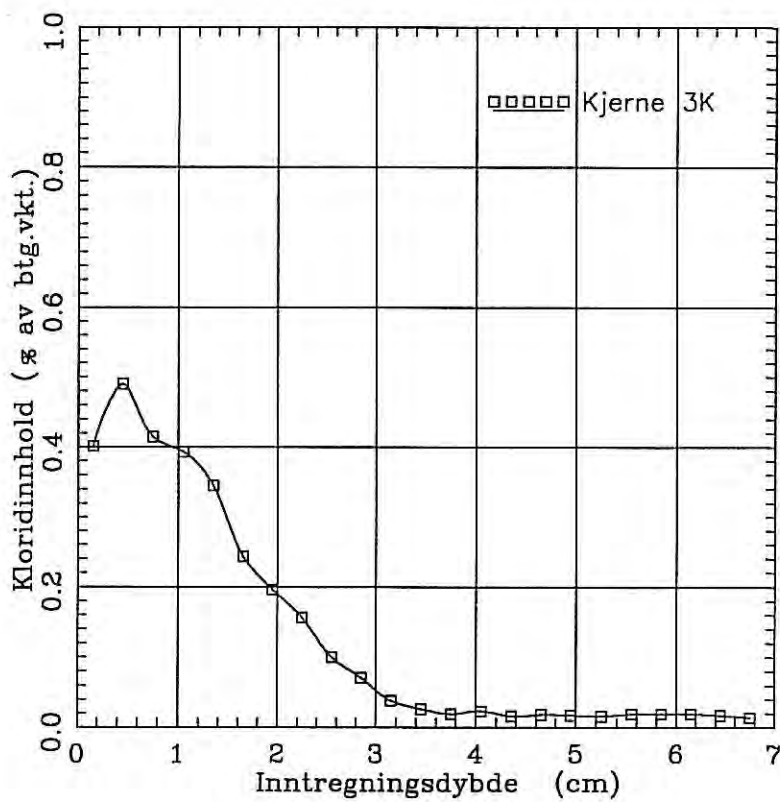
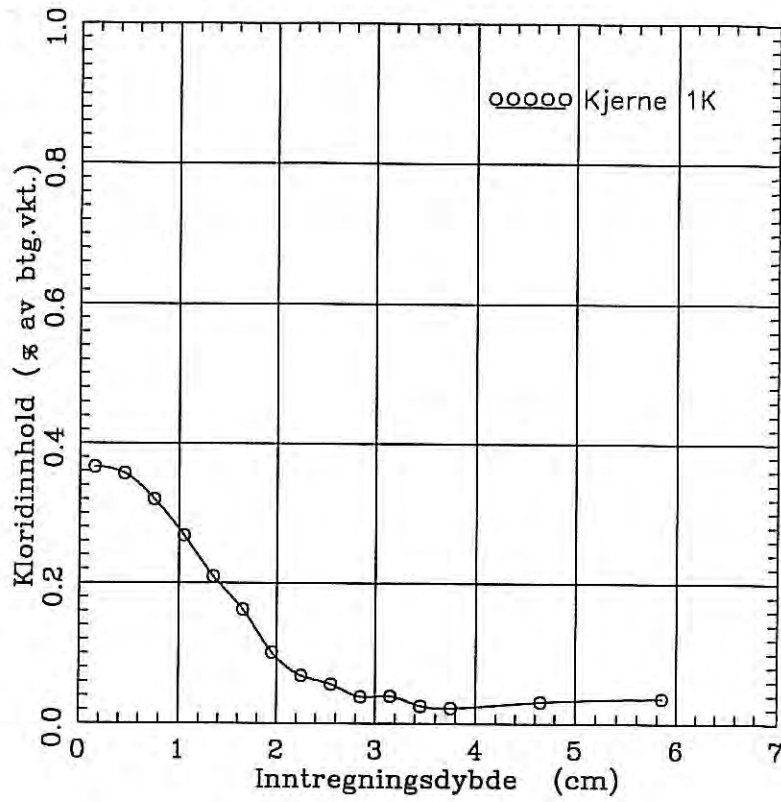
Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
5K	0,15	0,216
	0,45	0,247
	0,75	0,235
	1,05	0,190
	1,35	0,184
	1,65	0,148
	1,95	0,123
	2,25	0,101
	2,55	0,068
	2,85	0,059
	3,15	0,032
	3,45	0,024
	3,75	0,020
	4,05	0,018
	4,35	0,018
	4,65	0,019
	4,95	0,017
	5,25	0,019
	5,55	0,017
5,85	0,019	
6,15	0,017	
6,45	0,017	
6,75	0,017	

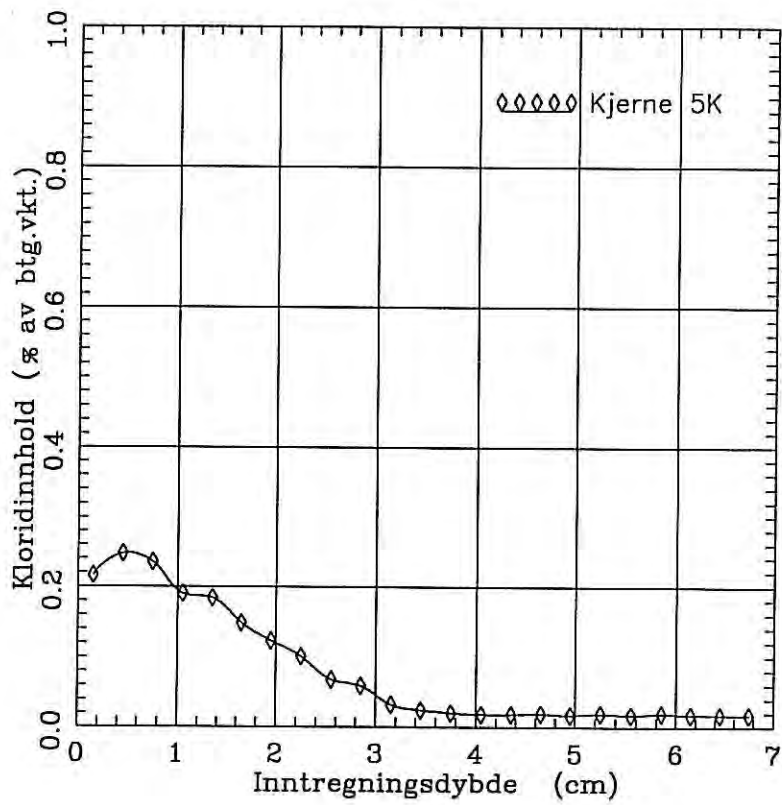
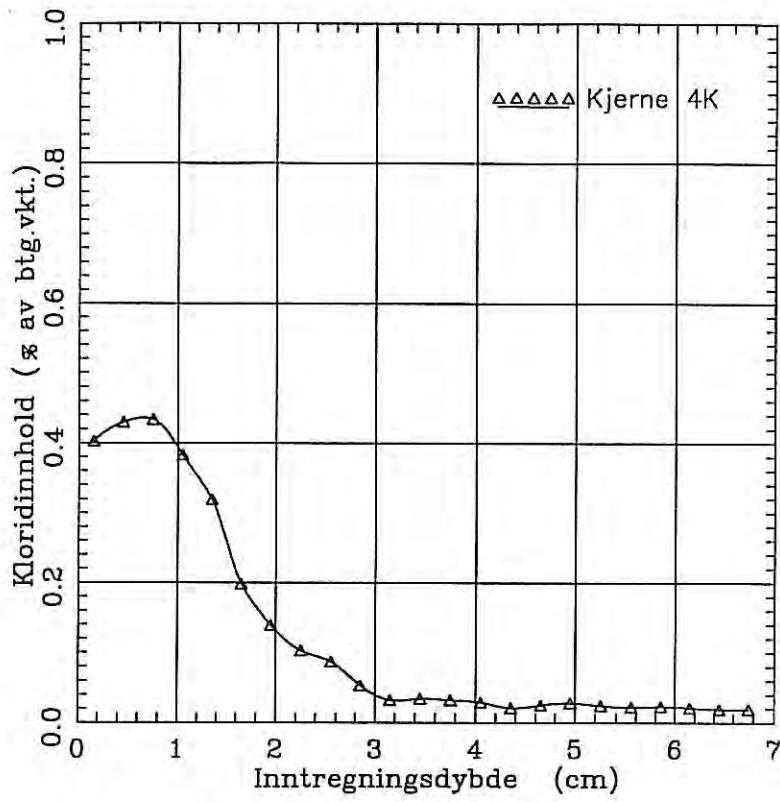
Tabell 5. Kloridprofiler for kjerne 6K.

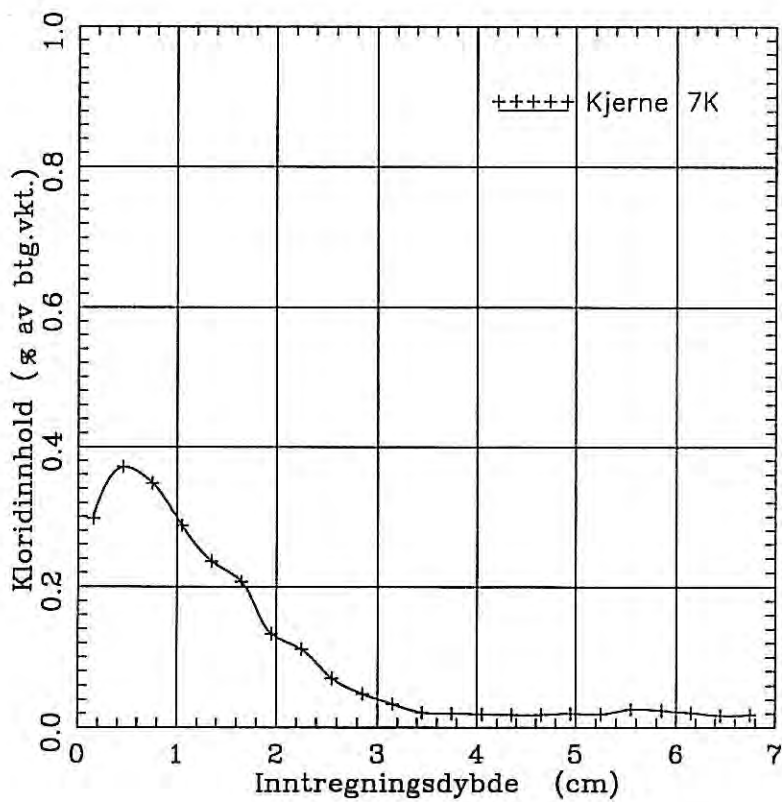
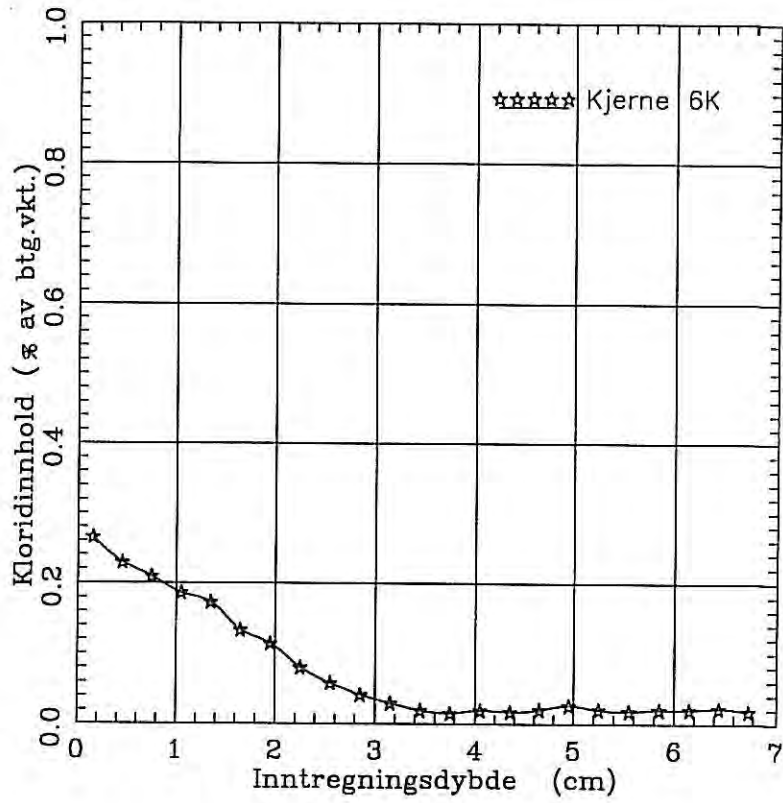
Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
6K	0,15	0,265
	0,45	0,229
	0,75	0,209
	1,05	0,186
	1,35	0,173
	1,65	0,133
	1,95	0,114
	2,25	0,080
	2,55	0,058
	2,85	0,041
	3,15	0,029
	3,45	0,019
	3,75	0,015
	4,05	0,019
	4,35	0,017
	4,65	0,020
	4,95	0,026
	5,25	0,020
5,55	0,018	
5,85	0,020	
6,15	0,020	
6,45	0,022	
6,75	0,018	

Tabell 6. Kloridprofiler for kjerne 7K.

Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl ⁻ - innhold (% av betongvekt)
7K	0,15	0,297
	0,45	0,371
	0,75	0,348
	1,05	0,287
	1,35	0,236
	1,65	0,207
	1,95	0,133
	2,25	0,111
	2,55	0,070
	2,85	0,048
	3,15	0,033
	3,45	0,021
	3,75	0,020
	4,05	0,019
	4,35	0,018
	4,65	0,018
	4,95	0,020
	5,25	0,019
5,55	0,026	
5,85	0,024	
6,15	0,021	
6,45	0,017	
6,75	0,018	







Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 8

SINTEF report 70035/2:

“Bulk diffusion test (APM 302) på kjerner fra Shore Approach,
Kalstø“

SINTEF Trondheim 1994-09-08
(In Norwegian)

**SINTEF****SINTEF Konstruksjoner og betong**

Postadresse: 7034 Trondheim
Besøksadresse: Rich Birkelands vei 3
Telefon: 73 59 52 25
Telefax: 73 59 71 36
Foretaksnr.: 948007029

PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

SELMER A/S
Postboks 1175 - Sentrum
0107 OSLO

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Telefon av 94-06-23 v/ Jan E. Carlsen

OPPDRAGETS ART

Bulk diffusion test (APM 302) på kjerner fra
Shore Approach, Kalstø

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

I:\KA\PRO\700070\XBOYB023.W51

FAGLIG ANSVARLIG

Øystein Vennesland

RAPPORTNUMMER

70035/2

PROSJEKTNR

700070

DATO

1994-09-08

SAKSBEHANDLER

Bjarte Øye

ANTALL SIDER/VEDLEGG

2 + 4

Prøvens ankomst: 1994-06-24

Mengde og merking: 6 utborede kjerner med diameter 80 mm, lengde ca 150 mm, pakket i plast.
Kjernene var merket 1K og 3K - 7K

1 PRØVING

Fra hver kerne ble de 70 ytterste mm fjernet. Den resterende del av kjernene gikk til Bulk diffusion test. Forbehandlingen ble utført i henhold til prosedyren gitt i APM 302 (AEC laboratory, Staktoften 20, DK-2950 Vedbæk, Danmark). Denne er i korthet beskrevet nedenfor:

- nedlegging i mettet $\text{Ca}(\text{OH})_2$ løsning inntil konstant vekt (dvs. < 0,1 % vektøkning pr døgn)
- belegging med epoksy på alle overflater, unntatt sagflaten
- nedlegging i mettet $\text{Ca}(\text{OH})_2$ løsning inntil konstant vekt
- neddykking i NaCl løsning (165 gr pr liter løsning) i 35 døgn i ca 22°C

Etter eksponeringen i saltløsningen, ble det frest av 1 mm sjikt av kjernene. Betongpulveret fra denne fresingen ble oppsluttet i varm salpetersyre og analysert ved en spektrofotometrisk analysemetode i henhold til intern prosedyre KS 70108, med følgende unntak: konstant vekt ved tørking er ikke verifisert ved veiing.

Dataene fra disse analysene ble videre brukt til å beregne effektiv diffusjonskoeffisient, D_e , og kloridbelastningen, C_0 . Dette ble gjort iht Fick's 2.lov og det ble benyttet et beregningsprogram utviklet ved SINTEF Konstruksjoner og betong. Det første eksperimentelle punktet mellom 0 og 1 mm er alltid utelatt i denne beregningen som nevnt i prosedyren.

2 RESULTATER

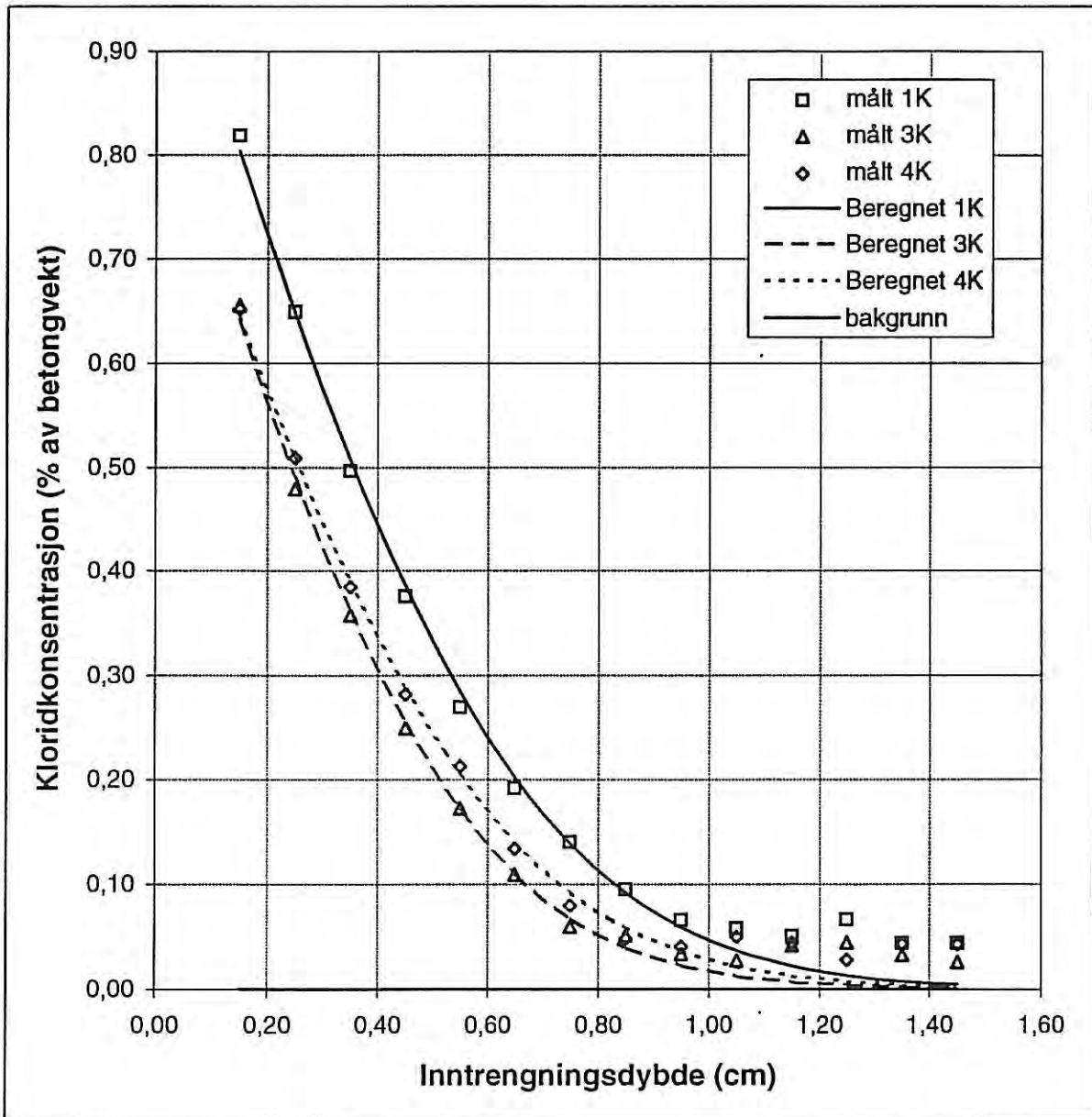
Resultatene fra analysene er vist i Tabell 1 og 2, i Vedlegg 1. De samme resultatene er presentert i grafisk form i Figur 1 og 2, Vedlegg 2.

Tabell 1. Resultater fra Bulk diffusjon test, beregnet diffusjonskoeffisient og kloridbelastning.

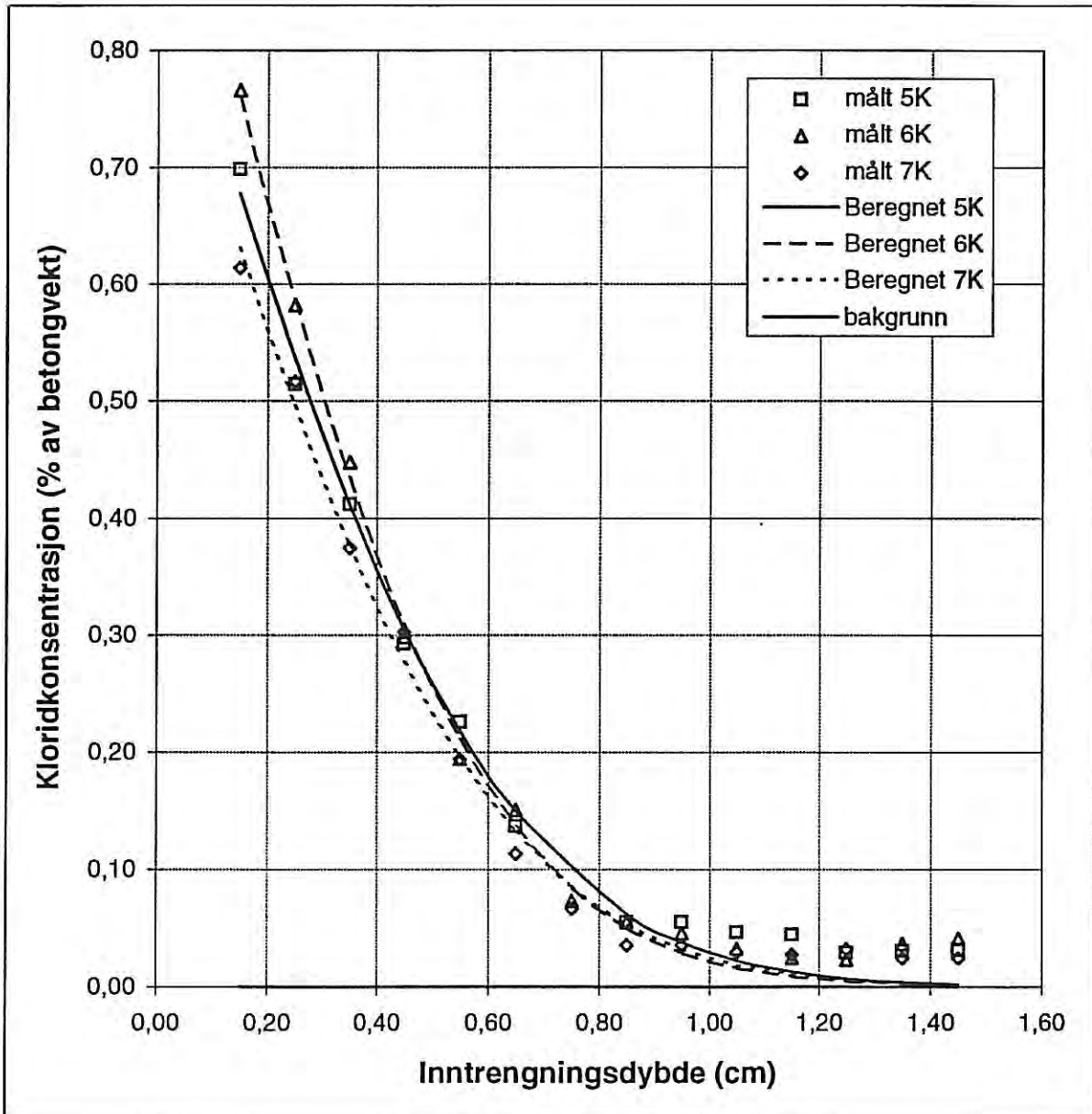
Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl - innhold (% av btg.v.)	Beregnete resultater
Prøve mrk: 1K	0,15	0,82	D_e (m/s ²) = 3,34E-12
	0,25	0,65	
	0,35	0,50	
	0,45	0,37	
	0,55	0,27	C_0 (% av btg.v.) = 1,05
	0,65	0,19	
	0,75	0,14	
	0,85	0,10	
	0,95	0,07	
	1,05	0,06	
	1,15	0,05	
	1,25	0,07	
	1,35	0,04	
	1,45	0,04	
Prøve mrk: 3K	0,15	0,66	D_e (m/s ²) = 2,38E-12
	0,25	0,48	
	0,35	0,36	
	0,45	0,25	
	0,55	0,17	C_0 (% av btg.v.) = 0,89
	0,65	0,11	
	0,75	0,06	
	0,85	0,05	
	0,95	0,03	
	1,05	0,03	
	1,15	0,04	
	1,25	0,04	
	1,35	0,03	
	1,45	0,03	
Prøve mrk: 4K	0,15	0,65	D_e (m/s ²) = 2,86E-12
	0,25	0,51	
	0,35	0,38	
	0,45	0,28	
	0,55	0,21	C_0 (% av btg.v.) = 0,87
	0,65	0,13	
	0,75	0,08	
	0,85	0,05	
	0,95	0,04	
	1,05	0,05	
	1,15	0,04	
	1,25	0,03	
	1,35	0,04	
	1,45	0,04	

Tabell 2. Resultater fra Bulk diffusjon test, beregnet diffusjonskoeffisient og kloridbelastning.

Prøve	Avstand fra overflata (cm)	Cl - innhold (% av btg.v.)	Beregnete resultater
Prøve mrk: 5K	0,15	0,70	$D_e \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,97\text{E-}12$
	0,25	0,51	
	0,35	0,41	
	0,45	0,29	
	0,55	0,23	$C_0 \text{ (% av btg.v.)} = 0,90$
	0,65	0,14	
	0,85	0,06	
	0,95	0,06	
	1,05	0,05	
	1,15	0,04	
	1,25	0,03	
	1,35	0,03	
	1,45	0,03	
	Prøve mrk: 6K	0,15	0,77
0,25		0,58	
0,35		0,45	
0,45		0,30	
0,55		0,19	$C_0 \text{ (% av btg.v.)} = 1,05$
0,65		0,15	
0,75		0,07	
0,85		0,06	
0,95		0,05	
1,05		0,03	
1,15		0,02	
1,25		0,02	
1,35		0,04	
1,45		0,04	
Prøve mrk: 7K	0,15	0,61	$D_e \text{ (m/s}^2\text{)} = 2,84\text{E-}12$
	0,25	0,52	
	0,35	0,37	
	0,45	0,30	
	0,55	0,19	$C_0 \text{ (% av btg.v.)} = 0,85$
	0,65	0,11	
	0,75	0,07	
	0,85	0,04	
	0,95	0,04	
	1,05	0,03	
	1,15	0,03	
	1,25	0,03	
	1,35	0,02	
	1,45	0,02	



Figur 1. Grafisk framstilling av resultater fra Bulk diffusion test. 1K, 3K og 4K plottet i samme diagram.



Figur 2. Grafisk framstilling av resultater fra Bulk diffusion test. 5K, 6K og 7K plottet i samme diagram.

Annex 9

SINTEF report 70277/1:

“Utboret betong fra Shore Approach.
Elektrisk motstand, densitet og trykkfasthet, kapillær sugsevne,
kloridprofiler“

SINTEF Trondheim 2008-08-22
(In Norwegian)



SINTEF Byggforsk
Betong og natursteinlaboratoriene

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

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

Sertifisert prøvingslaboratorium U16



PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

Skanska Norge AS
Postboks 1175 Sentrum
0107 OSLO

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Henv. av 2008-03-25 og 2008-05-21, Sverre Smeplass

OPPDRAGETS ART

UTBORET BETONG FRA SHORE APPROACH

- elektrisk motstand
- densitet og trykkfasthet
- kapillær sugsevne
- kloridprofiler

BA-LABORATORIENE VED SINTEF

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

pro\3D0017\70277 Skanska Shore Approach

FAGLIG ANSVARLIG

Per Arne Dahl

RAPPORTNUMMER

70277/1

PROSJEKTNR

3D0017.01

DATO

2008-09-22

SAKSBEARBEIDER

Ola Skjølsvold

ANT SIDER/VEDLEGG

4/3

Prøvenes ankomst 2008-06-20
Mengde 12 borkjerner med diameter 74 mm og lengde 155-200 mm
1 borkjerne med diameter 95 mm og lengde 200 mm
Merking 1 - 10
Byggeplass Shore Approach

Prøvene var uttatt uten SINTEF Byggforsks medvirkning. Oversikt over prøvematerialet og disponering av kjerner til ulike prøvingsmetoder er vist i Tabell 1.

Tabell 1 Oversikt og disponering av borkjerner

Borkjerne mrk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diameter, mm	74									95
Lengde, mm	75 115 ¹	100 95 ¹	100 85 ¹	175	170	190	155	190	190	200
Armeringsjern, avst. fra overflata, mm		55	50 85			85				80
Trykkfasthet	Indre	Indre				Indre				
Elektrisk motstand				Indre	Indre		Indre	Indre	Indre	Indre
Kapillær sugsevne			Ytre		Ytre		Ytre			
Kloridprofil				Ytre				Ytre	Ytre	Ytre
Motstand mot kloridinntrenging ²				Indre				Indre	Indre	
SEM og tynnslipanalyse ²	Ytre	Ytre				Ytre				

- 1) Kjerner merket 1, 2 og 3 var delt i to biter ved ankomst
- 2) Motstand mot kloridinntrenging og SEM/tynnslipsanalysen rapporteres separat (Prøvingsrapporter nr hhv 70277/2 og 70277/3)

1 Trykkfasthet

Fra indre del av borkjernene mrk 1, 2 og 6 ble det tildannet ett prøvestykke (sylinder med høyde lik diameteren) for bestemmelse av densitet og trykkfasthet i henhold til NS-EN 12390. Prøvingen ble utført 2008-07-07 etter 4 døgns forutgående vannlagring.

Tabell 2 Densitet og trykkfasthet

Borkjerne mrk		1	2	6
Høyde etter plansliping		72	74	74
Densitet, kg/m ³		2380	2390	2400
Trykkfasthet, MPa	målt	83,1	75,5	82,1
	omregnet	72,3	65,7	70,6

2 Elektrisk motstand

Fra indre del av borkjernene mrk 4, 5, 7, 8, 9 og 10 ble det tildannet skiver med varierende høyde for bestemmelse av elektrisk motstand. Prøvingen ble utført 2008-08-11 etter 7 døgns vannlagring. Prøvingen ble utført i henhold til SINTEFs interne prosedyre KS 14-05-04 128 med multimeter ved 1 Hz ved temperatur 20°C.

Den elektriske motstanden er beregnet som $R \cdot A/L$, hvor

R = målt motstand (Ω)

A = endeflatenes areal (m²)

L = avstand mellom endeflater (m)

Resultatene er gjengitt i Tabell 3.

Tabell 3 Elektrisk motstand

Borkjerne mrk	4	5	7	8	9	10	Middel
Høyde, mm	29	64	66	34	34	65	-
Elektrisk motstand, Ω m	262	230	199	195	171	139	199

3 Kapillær sugeevne

Fra ytre del av borkjernene mrk 3, 5 og 7 ble det tildannet 4 skiver med tykkelse 20 mm. Den ytterste skiva ble prøvd med ytterflata (støpehud) som sugeflate. De øvrige skivene ble prøvd med sagflate som sugeflate.

Prøvingen ble utført i henhold til SINTEFs interne prosedyre KS 14-05-04 110, full prosedyre ved at skivene ble veid etter

- tørking til konstant vekt
- suging på vannspeil i 10 og 30 min, 1, 2, 3 og 4 timer, 1, 2, 3 og 4 døgn
- neddykking i 3 døgn (veid i luft og vann)
- 2 døgns neddykking i trykktank ved 50 atm

På grunnlag av registrerte vekter er det foretatt beregning av

- kapillaritetstall
- motstandstall
- sugporøsitet
- makroporøsitet
- tørrdensitet
- faststoffdensitet

Resultatene fra hvert enkelt prøvestykke er gjengitt i Vedlegg 1. Samlet oversikt over resultatene er gjengitt i Tabell 4, 5 og 6.

Tabell 4 Kapillær sugeevne, kjerne nr 3

Skive nr		3.1	3.2	3.3	3.4	Middel
Støpehud	m, 10^7 s/m ²	11,3	-	-	-	11,3
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	1,09	-	-	-	1,09
Sagflate	m, 10^7 s/m ²	-	7,13	6,57	6,42	6,71
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	-	1,33	1,39	1,46	1,39
Sugporøsitet, %		12,9	11,8	11,7	12,3	12,2
Makroporøsitet, %		3,0	3,0	3,3	3,6	3,2
Tørrdensitet, kg/m ³		2243	2283	2271	2249	2262
Faststoffdensitet, kg/m ³		2669	2679	2672	2673	2673

Tabell 5 Kapillær sugeevne, kjerne nr 5

Skive nr		5.1	5.2	5.3	5.4	Middel
Støpehud	m, 10^7 s/m ²	20,7	-	-	-	20,7
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	0,77	-	-	-	0,77
Sagflate	m, 10^7 s/m ²	-	7,69	7,14	6,62	7,15
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	-	1,35	1,33	1,41	1,36
Sugporøsitet, %		12,3	12,6	11,8	12,0	12,2
Makroporøsitet, %		3,1	2,3	2,0	2,5	2,5
Tørrdensitet, kg/m ³		2265	2275	2310	2283	2283
Faststoffdensitet, kg/m ³		2679	2673	2677	2672	2675

Tabell 6 Kapillær sugeevne, kjerne nr 7

Skive nr		7.1	7.2	7.3	7.4	Middel
Støpehud	m, 10^7 s/m ²	15,7	-	-	-	15,7
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	0,89	-	-	-	0,89
Sagflate	m, 10^7 s/m ²	-	8,42	7,16	6,74	7,44
	k, 10^{-2} kg/m ² √s	-	1,27	1,42	1,39	1,36
Sugporøsitet, %		12,1	12,2	12,5	11,8	12,2
Makroporøsitet, %		3,2	3,2	3,5	3,3	3,3
Tørrdensitet, kg/m ³		2270	2252	2246	2272	2260
Faststoffdensitet, kg/m ³		2679	2668	2674	2677	2675

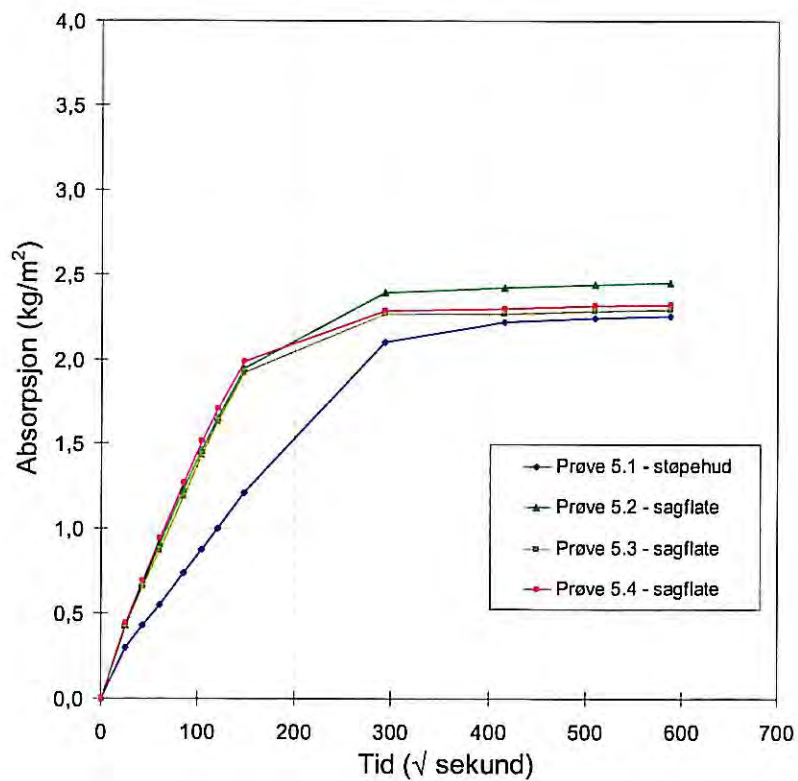
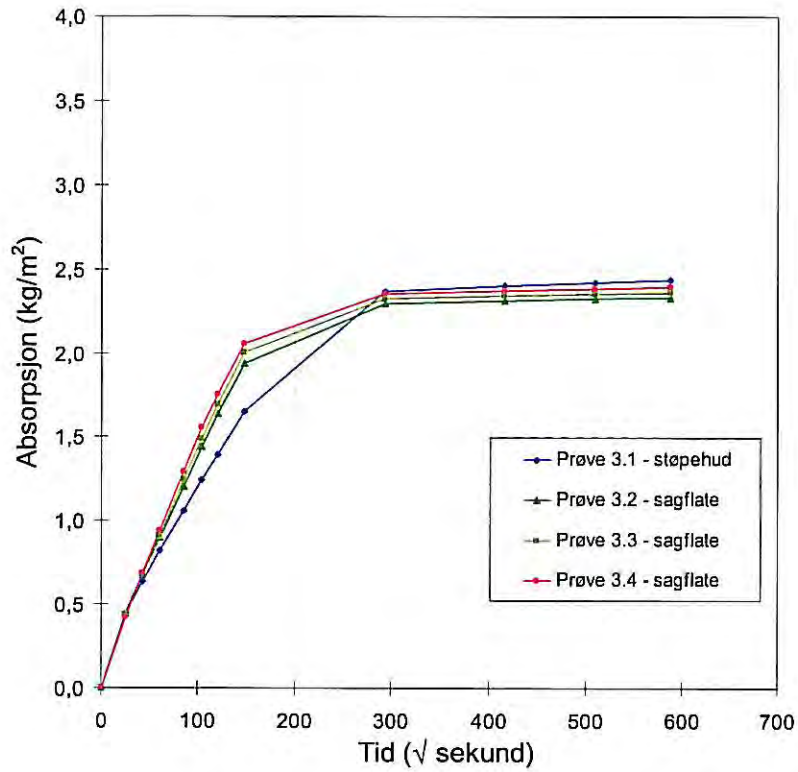
4 Kloridprofiler

Ytre del av borkjerner merket 4, 8, 9 og 10 ble tatt ut til bestemmelse av kloridprofil. Det ble frest 5 mm sjikt inn til 30 mm (70 mm for kjerner mrk 4 og 10). Fra 30 – 70 mm ble det for kjerner mrk 8 og 9 tørrsaget skiver som ble knust i skivemølle. Kloridinnholdet i hvert sjikt ble bestemt med spektrofotometrisk metode i henhold til SINTEFs interne prosedyre KS 14-05-04 128. Resultatene er gjengitt i Tabell 7 og framstilt grafisk i Vedlegg 2.

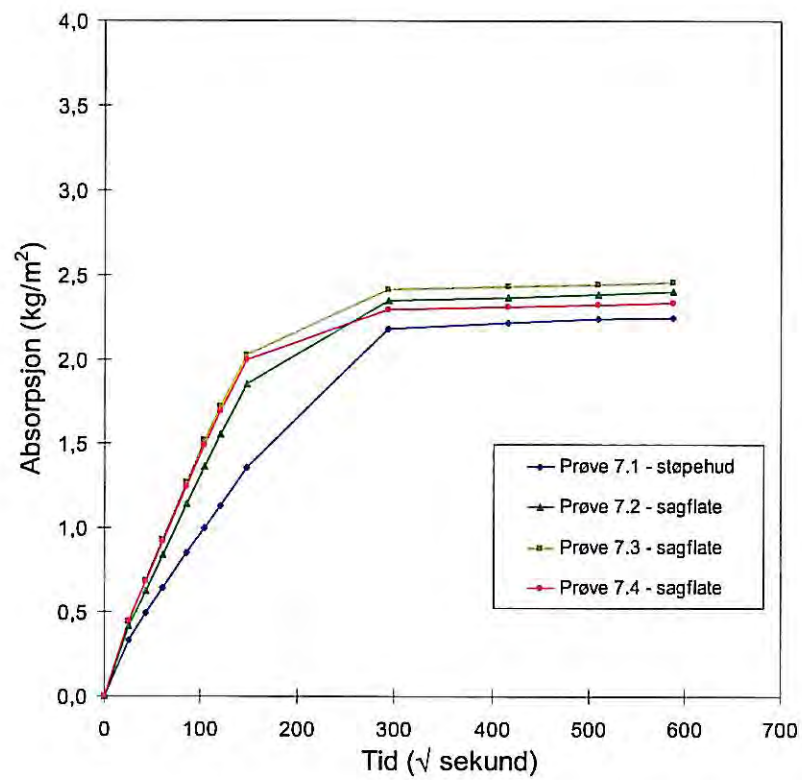
På grunnlag av kloridprofilene og Ficks andre lov for diffusjon, er det foretatt beregning av diffusjonskoeffisient (D) og overflatekonsentrasjon (C_0). Beregnede verdier er gjengitt i Tabell 7. Detaljer vedr beregningene er gjengitt i Vedlegg 3.

Tabell 7 Kloridprofiler

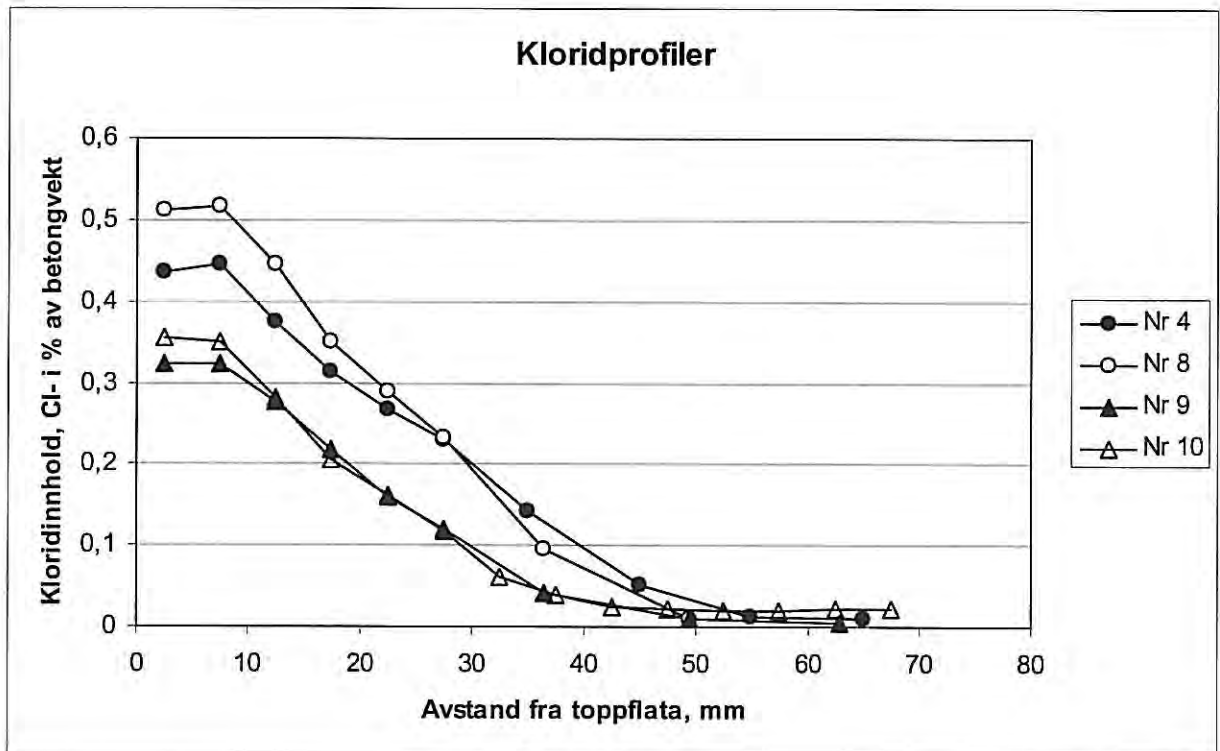
Kjerne mrk	4		8		9		10	
Kloridinnhold, Cl^- , i % av tørr betongvekt for sjikt i avstand fra overflata, mm	0-5	0,435	0-5	0,512	0-5	0,324	0-5	0,355
	5-10	0,446	5-10	0,518	5-10	0,323	5-10	0,351
	10-15	0,374	10-15	0,445	10-15	0,277	10-15	0,282
	15-20	0,314	15-20	0,349	15-20	0,219	15-20	0,205
	20-25	0,268	20-25	0,290	20-25	0,158	20-25	0,161
	25-30	0,230	25-30	0,233	25-30	0,120	25-30	0,118
	30-40	0,143	30-43	0,095	30-43	0,041	30-35	0,061
	40-50	0,051	43-56	0,009	43-56	0,009	35-40	0,039
	50-60	0,013	56-70	0,009	56-70	0,004	40-45	0,025
	60-70	0,010					45-50	0,021
							50-55	0,021
							55-60	0,019
						60-65	0,023	
						65-70	0,023	
C_0 , Cl^- % av tørr betongvekt	0,569		0,690		0,449		0,494	
D , $10^{-12} m^2/s$	0,51		0,41		0,33		0,25	

Kapillær sugeevne
Kjerner mrk 3 og 5


Kapillær sugeevne
Kjerne mrk 7



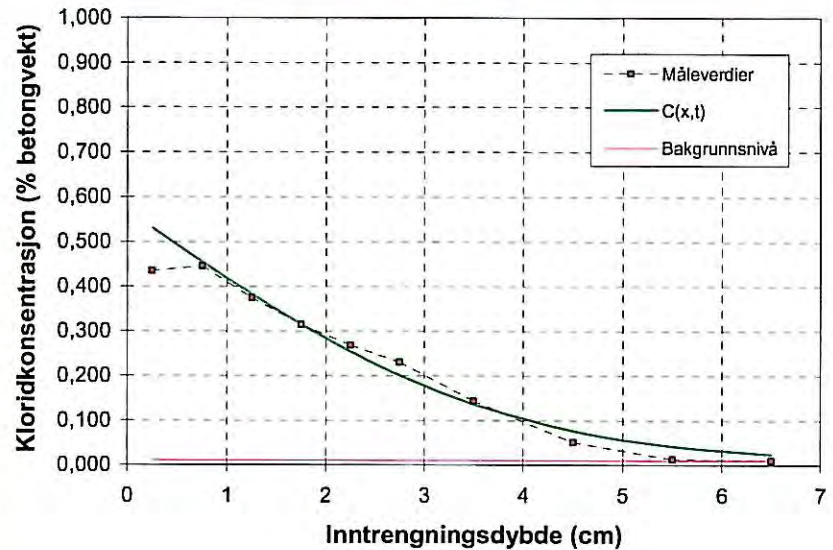
Kloridprofiler



Beregning av diffusjonskoeffisient
Beregning av C_0 og D **Prosjekt:** 3D0017.01/70277 **Profil 4** ©1998-06-30 ss

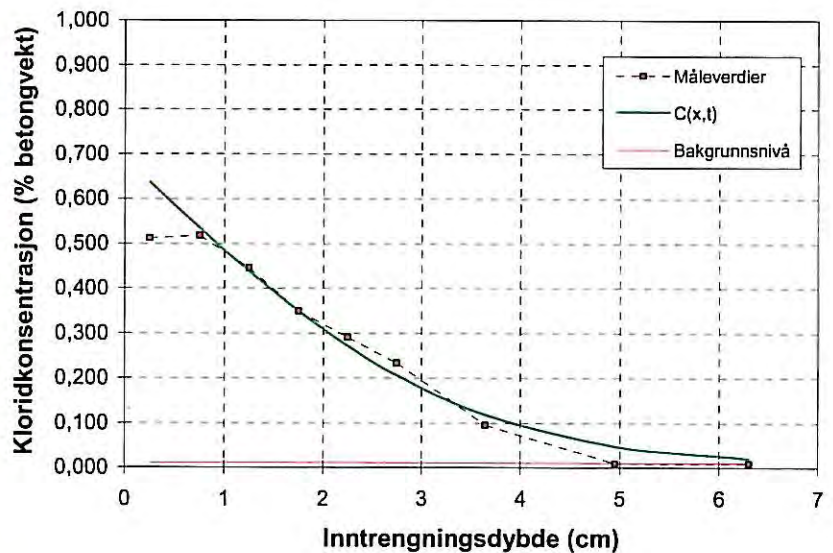
Ekspontert tid	227760	timer
Bakgrunn	0,010	% betong
C_0	0,569	% betong
D	0,51	10^{-12} m ² /s
R^2	0,9879	
Inntrengning	323,7	g/m ²
k (0.1 %)	0,79	cm

x	målt	status
0,25	0,435	
0,75	0,446	ok
1,25	0,374	ok
1,75	0,314	ok
2,25	0,268	ok
2,75	0,230	ok
3,5	0,143	ok
4,5	0,051	ok
5,5	0,013	ok
6,5	0,010	ok


Beregning av C_0 og D **Prosjekt:** 3D0017.01/70277 **Profil 8** ©1998-06-30 ss

Ekspontert tid	227760	timer
Bakgrunn	0,010	% betong
C_0	0,690	% betong
D	0,41	10^{-12} m ² /s
R^2	0,9883	
Inntrengning	357,1	g/m ²
k (0.1 %)	0,76	cm

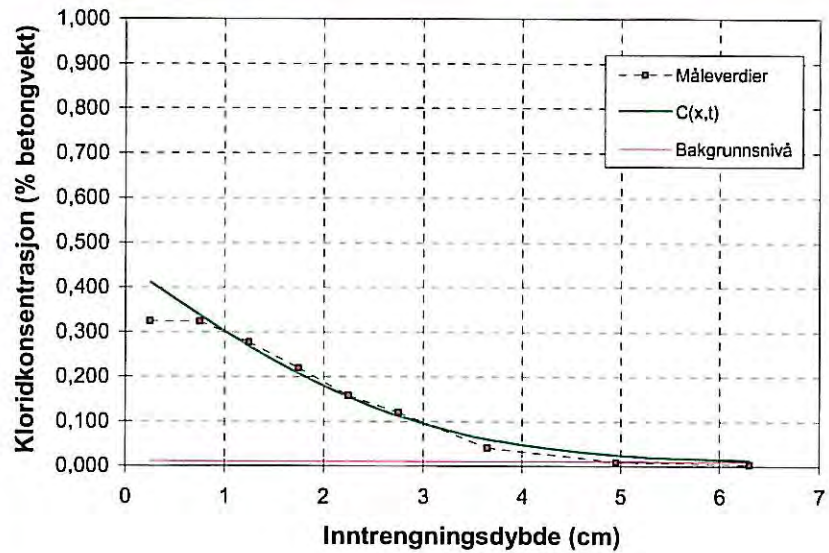
x	målt	status
0,25	0,512	
0,75	0,518	ok
1,25	0,445	ok
1,75	0,349	ok
2,25	0,290	ok
2,75	0,233	ok
3,65	0,095	ok
4,95	0,009	ok
6,3	0,009	ok



Beregning av diffusjonskoeffisient
Beregning av C_0 og D **Prosjekt:** 3D0017.01/70277 **Profil 9** ©1998-06-30 ss

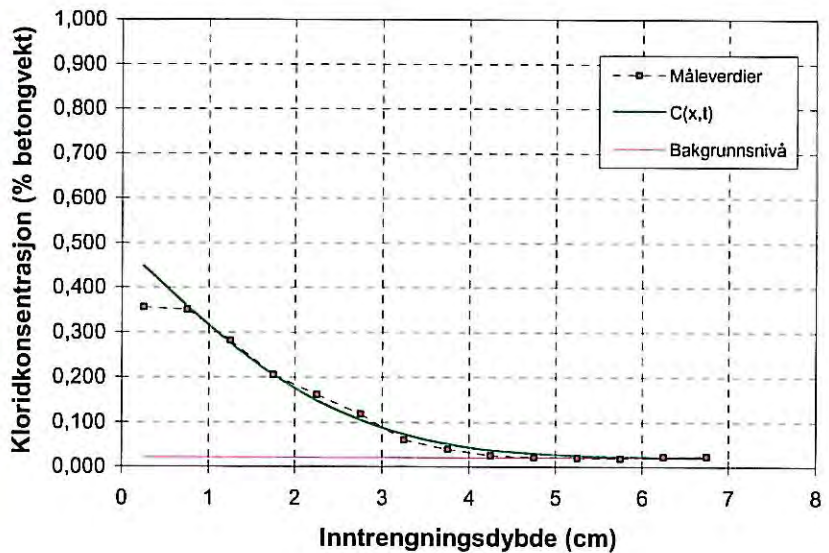
Ekspontert tid	227760	timer
Bakgrunn	0,010	% betong
C_0	0,449	% betong
D	0,33	10^{-12} m ² /s
R ²	0,9911	
Inntrengning	204,6	g/m ²
k (0.1 %)	0,57	cm

x	målt	status
0,25	0,324	
0,75	0,323	ok
1,25	0,277	ok
1,75	0,219	ok
2,25	0,158	ok
2,75	0,120	ok
3,65	0,041	ok
4,95	0,009	ok
6,3	0,004	ok


Beregning av C_0 og D **Prosjekt:** 3D0017.01/70277 **Profil 10** ©1998-06-30 ss

Ekspontert tid	227760	timer
Bakgrunn	0,020	% betong
C_0	0,494	% betong
D	0,25	10^{-12} m ² /s
R ²	0,9940	
Inntrengning	190,6	g/m ²
k (0.1 %)	0,55	cm

x	målt	status
0,25	0,355	
0,75	0,351	ok
1,25	0,282	ok
1,75	0,205	ok
2,25	0,161	ok
2,75	0,118	ok
3,25	0,061	ok
3,75	0,039	ok
4,25	0,025	ok
4,75	0,021	ok
5,25	0,021	ok
5,75	0,019	ok
6,25	0,023	ok
6,75	0,023	ok



Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 10

SINTEF report 70277/2:

“Utboret betong fra Shore Approach.
NT Build 443“

SINTEF Trondheim 2008-10-09
(In Norwegian)



SINTEF Byggforsk
Betong og natursteinlaboratoriene

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

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

Sertifisert prøvingslaboratorium U16



BA-LABORATORIENE VED SINTEF

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

pro\3D0017\70277-2 Skanska Shore Approach

For

FAGLIG ANSVARLIG

Harald Justnes

Ola Skjølsvold

RAPPORTNUMMER

70277/2

PROSJEKTNR

3D0017.01

DATO

2008-10-09

SAKSBEARBEIDER

Ola Skjølsvold/Tone Østnor

Tone Østnor

ANT SIDER/VEDLEGG

3/2

PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

Skanska Norge AS
Postboks 1175 Sentrum
0107 OSLO

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Henv. av 2008-06-19, Magne Maage

OPPDRAGETS ART

UTBORET BETONG FRA SHORE APPROACH

- **NT Build 443**

Prøvenes ankomst 2008-06-20
Mengde 9 borkjerner med diameter 74 mm og lengde 155-200 mm
1 borkjerne med diameter 95 mm og lengde 200 mm
Merking 1 - 10
Byggeplass Shore Approach

Prøvene var tatt ut uten SINTEF Byggforsks medvirkning. Oversikt over prøvematerialet og disponering av kjerner til ulike prøvingsmetoder er vist i Tabell 1.

Tabell 1 Oversikt over og disponering av borkjerner

Borkjerne mrk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diameter, mm	74									95
Lengde, mm	75 115 ¹	100 95 ¹	100 85 ¹	175	170	190	155	190	190	200
Armeringsjern, avst. fra overflata, mm		55	50 85			85				80
Trykkfasthet ²	Indre	Indre				Indre				
Elektrisk motstand ²				Indre	Indre		Indre	Indre	Indre	Indre
Kapillær sugeevne ²			Ytre		Ytre		Ytre			
Kloridprofil ²				Ytre				Ytre	Ytre	Ytre
Motstand mot kloridinntrenging				Indre				Indre	Indre	
SEM og tynnslipanalyse ³	Ytre	Ytre				Ytre				

- 1) Kjerner merket 1, 2 og 3 var delt i to biter ved ankomst
2) og 3) Rapporteres separat (prøvingsrapporter nr hhv 70277/1 og 70277/3)

1 Motstand mot kloridinntrenging

Indre del av borkjerner merket 4, 8 og 9 ble anvendt til bestemmelse av motstand mot kloridinntrenging i henhold til NT Build 443 ved neddykking i saltløsning i 35 døgn. Eksponeringen ble utført i perioden 2008-07-14--08-18. Umiddelbart etter at prøvene var tatt opp fra saltløsningen ble det frest tynne sjikt for bestemmelse av kloridprofil.

Kloridanalysene ble utført med spektrofotometrisk metode i henhold til SINTEFs interne prosedyre KS 14-05-04 108. Alle kloridprofilene er gjengitt i Figur 1. På grunnlag av kloridprofilene er det foretatt beregning av

- overflatekonsentrasjon (C_0)
- diffusjonskoeffisient (D)
- total kloridinntrenging
- $k(0,1 \%)$, som angir den teoretiske dybden for kloridinnhold 0,1 % etter 1 års eksponering med den beregnede diffusjonskoeffisient

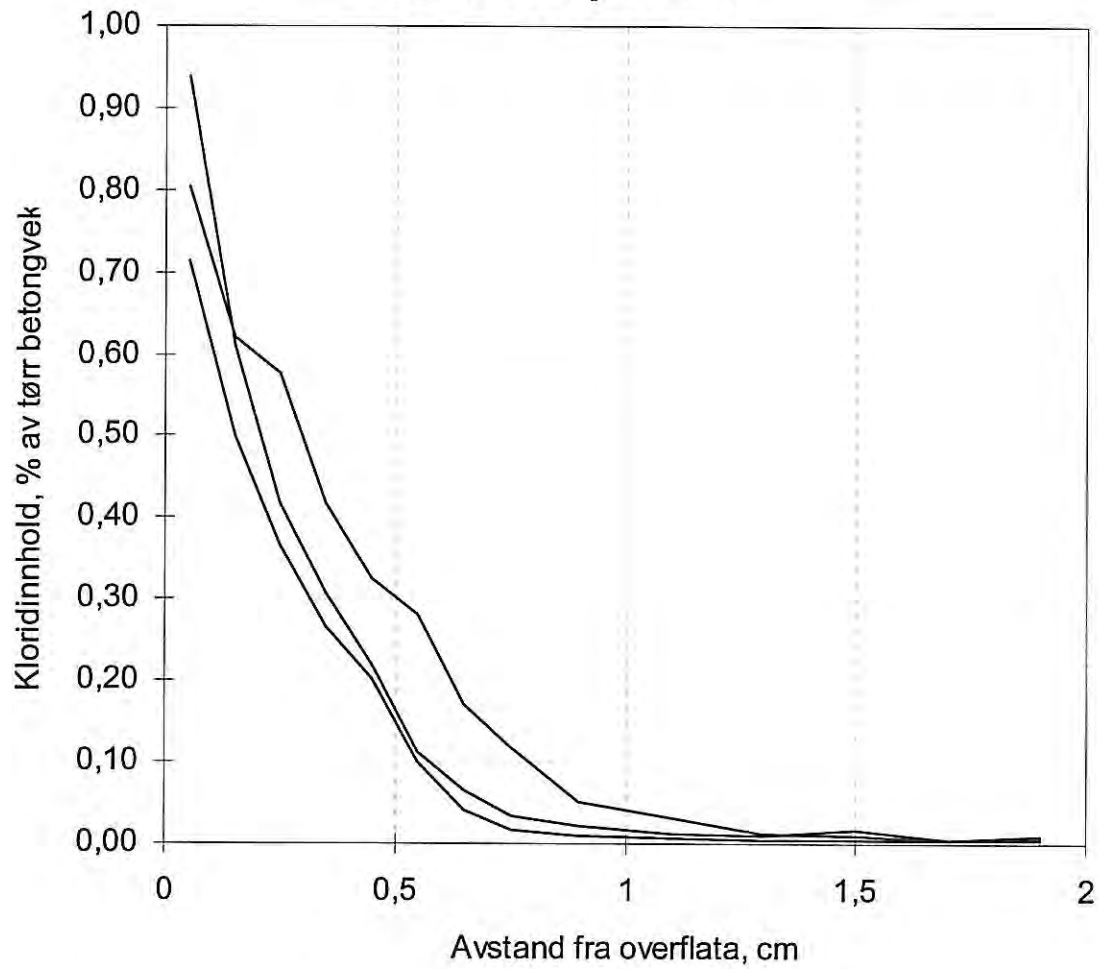
Beregningene er foretatt ved bruk av Ficks 2. lov for diffusjon. Resultatene er gjengitt i Tabell 2.

Tabell 2 Motstand mot kloridinntrenging

Prøvestykke nr	4	8	9	Middel
Overflatekonsentrasjon, C_0 , %	0,888	0,738	0,847	0,824
Diffusjonskoeff., D , $10^{-12} \text{ m}^2/\text{sek}$	2,15	2,23	4,36	2,91
Total inntrenging, Cl^- , g/m^2	75,5	58,9	91,7	75,4
$k(0,1 \%)$, mm	19,0	18,2	26,6	21,3

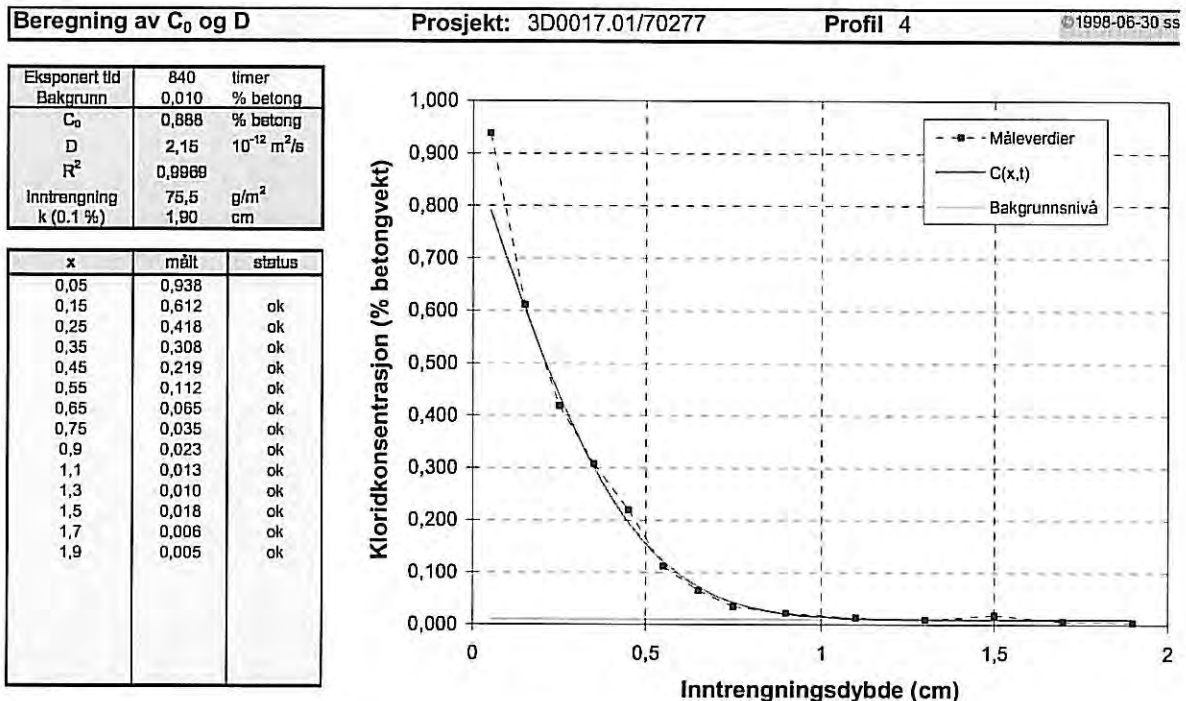
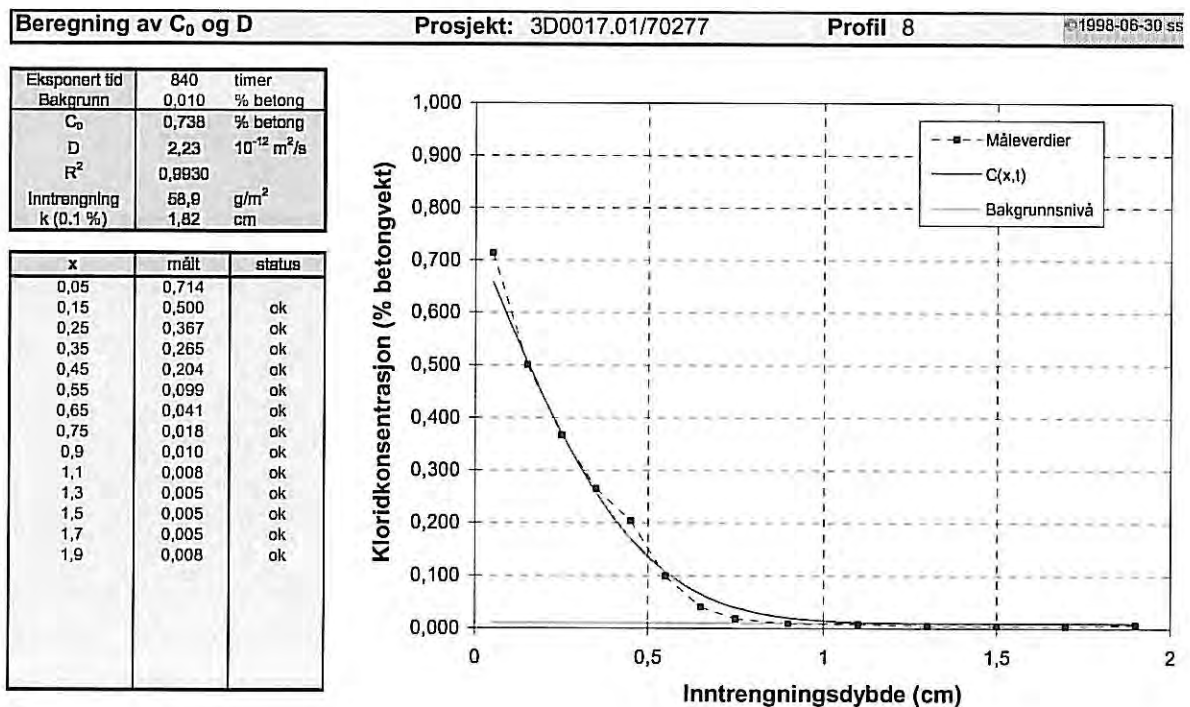
Detaljer vedr. beregning av diffusjonskoeffisient går fram av Figur 2 – 4 .

Oppdrag 70277 - NT Build 443 Alle kloridprofiler



Figur 1

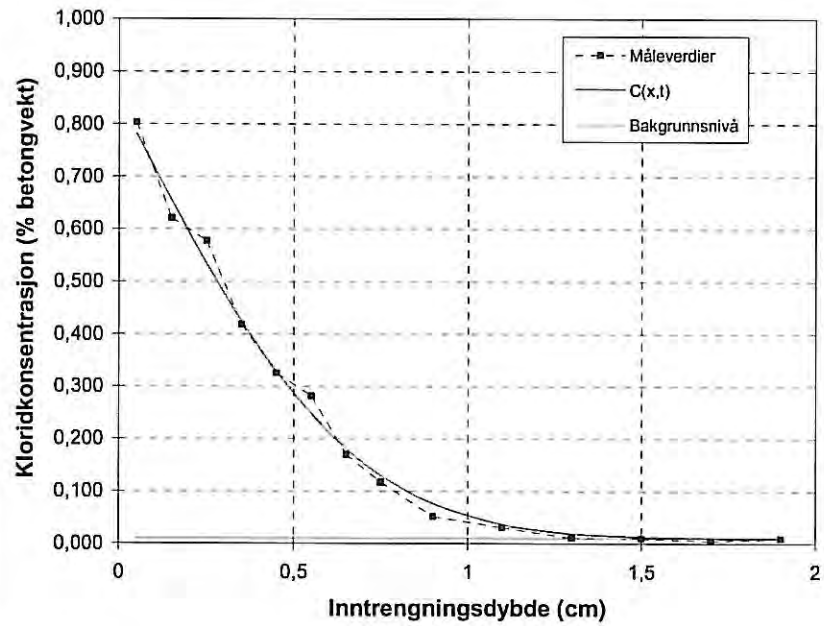
NT Build 443, kloridprofiler

NT Build 443, prøve merket 4 og 8

Figur 2 NT Build 443, kloridprofil prøve 4

Figur 3 NT Build 443, kloridprofil prøve 8

NT Build 443, prøve merket 9
Beregning av C_0 og D **Prosjekt: 3D0017.01/70277** **Profil 9** ©1998-06-30 ss

Ekspontert tid	840	timer
Bakgrunn	0,010	% betong
C_0	0,847	% betong
D	4,38	10^{-12} m ² /s
R^2	0,9914	
Inntrengning k (0.1 %)	0,17	g/m ²
	2,88	cm

x	målt	status
0,05	0,803	
0,15	0,621	ok
0,25	0,578	ok
0,35	0,419	ok
0,45	0,326	ok
0,55	0,282	ok
0,65	0,170	ok
0,75	0,117	ok
0,9	0,052	ok
1,1	0,031	ok
1,3	0,011	ok
1,5	0,010	ok
1,7	0,005	ok
1,9	0,010	ok


Figur 4
NT Build 443, kloridprofil prøve 9

Annex 11

SINTEF report 70277/3:

“Utboret betong fra Shore Approach.
Tynnslipanalyse, SEM-analyse“

SINTEF Trondheim 2008-10-17
(In Norwegian)



SINTEF Byggforsk
Betong- og natursteinlaboratoriene

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

Foretaksregisteret: NO 948 007 029 MVA

Sertifisert prøvingslaboratorium U16



PRØVINGSRAPPORT

OPPDRAGSGIVER

Skanska Norge AS
Postboks 1175 Sentrum
0107 OSLO

BESTILLING / OPPDRAGSGIVERS REF

Henv. av 2008-06-19, Magne Maage

OPPDRAGETS ART

UTBORET BETONG FRA SHORE APPROACH

- tynnslipanalyse
- SEM-analyse

ARKIVKODE

GRADERING

Fortrolig

ELEKTRONISK ARKIVKODE

I:\pro\3D0017\70277-3 Skanska Shore Approach

FAGLIG ANSVARLIG

Per Arne Dahl

RAPPORTNUMMER

70277/3

PROSJEKTNR

3D0017.01

DATO

2008-10-17

SAKSBEARBEIDER

Marit Haugen

ANT SIDER/VEDLEGG

15

Prøvenes ankomst 2008-06-20
Mengde 9 borkjerner med diameter 74 mm og lengde 155-200 mm
1 borkjerne med diameter 95 mm og lengde 200 mm
Merking 1 - 10
Byggeplass Shore Approach

Prøvene var uttatt uten SINTEF Byggforsks medvirkning. Oversikt over prøvematerialet og disponering av kjerner til ulike prøvingsmetoder er vist i Tabell 1.

Tabell 1 Oversikt over og disponering av borkjerner

Borkjerne mrk	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Diameter, mm	74									95
Lengde, mm	75 115 ¹	100 95 ¹	100 85 ¹	175	170	190	155	190	190	200
Armeringsjern, avst. fra overflata, mm		55	50 85			85				80
Trykkfasthet ²	Indre	Indre				Indre				
Elektrisk motstand ²				Indre	Indre		Indre	Indre	Indre	Indre
Kapillær sugeevne ²			Ytre		Ytre		Ytre			
Kloridprofil ²				Ytre				Ytre	Ytre	Ytre
Motstand mot kloridinntrenging ³				Indre				Indre	Indre	
SEM og tynnslipanalyse	Ytre	Ytre				Ytre				

- 1) Kjerner merket 1, 2 og 3 var delt i to biter ved ankomst
2 og 3) Rapporteres separat (prøvingsrapporter nr hhv 70277/1 og 70277/2)

1 UTFØRTE UNDERSØKELSER

Det er utført følgende analyser av borkjerne nr 1, 2 og 6:

- * Visuell undersøkelse av betongoverflaten samt måling av nøytraliseringsdybde ved hjelp av pH-indikatoren fenolftalein på sageflaten
- * Mikroanalyse av tynnslip undersøkt i polarisasjonsmikroskop påmontert UV-filtre
- * Sveipeelektronmikroskopi (SEM-analyse) koblet med en elementanalysator. SEM-analysen er utført på de samme prøvene som ble benyttet til tynnslipanalysen

2 RESULTATER

2.1 Visuell undersøkelse samt måling av nøytraliseringsdybde

En visuell undersøkelse av betongoverflatene viser at Prøve 1 og 2 synes å ha en noe mer "forvitret" overflate. Her er tilslaget stedvis frilagt, noe som *kan* indikere at støpehuden er slitt vekk. Prøve 6 synes å ha bevart sin støpehud bedre, her stikker ikke tilslaget opp i samme grad som i Prøve 1 og 2.

Fenolftalein får et fargeomslag ved pH 9,5, og undersøkelsen viser at nøytraliseringsdybden i alle prøvene er neglisjerbar.

2.2 Tynnslipanalyse

Fra alle borkjernene ble det framstilt 1 stk fluorescensimpregnert, polert tynnslip. Tynnslipets størrelse er 48 mm x 24 mm, og det ble lagt fra overflaten og 48 mm inn i betongen (tynnslipets lengdeakse i sylinders lengdeakse). Resultatene fra tynnslipobservasjonene er presentert i Tabell 2, samt i foto nr 4-9.

Tabell 4 Observasjoner i tynnslip

Tynnslip fra kjerne	1	2	6
Foto nr	4-5	6-7	8-9
Anslått v/c-forhold 1)	Ca 0,35	Ca 0,35	Ca 0,35
Porøsitet i mørtelfasen	Homogen (unntak i overflaten)	Homogen (unntak i overflaten)	Homogen (unntak i overflaten)
Mikroriss	Høyt innhold	Høyt innhold	Høyt innhold
Fine riss i betongen	En del (ingen inn fra overflaten)	En del (ett inn fra overflaten)	En del (ett inn fra overflaten)
Grove riss	Ingen	Ingen	Ingen
Kommentar	De ytre maks 1,8 mm har høyere porøsitet enn betongen videre innover. Spor av karbonatisering til en maks dybde av 1,8 mm (et lite område på overflaten er imidlertid tydelig karbonatisert). Også spor av karbonatisering langs riss	De ytre maks 1,6 mm har høyere porøsitet enn betongen videre innover. Stedvis karbonatisering til en maks dybde av 1,6 mm. Også karbonatisering langs riss. Rissene i denne prøven har større rissvidde enn rissene i Prøve 1	Overflaten virker stedvis noe "forvitret", og det er enkelte uregelmessige luftflommer. De ytre maks 1,0 mm har høyere porøsitet enn betongen videre innover. Spor av karbonatisering til en maks dybde av 1,3 mm. Også spor av karbonatisering langs riss. Rissene i denne prøven har også større rissvidde enn rissene i Prøve 1

1) antatt v/c-forhold basert på mørkhet av sementpastaen (fluorisert) sammenlignet med referansetynnslip

2.3 Sveipeelektronmikroskopi (SEM-analyse)

Prøve 1

SEM-analysen viser at betongen i de ytterste 1,2 mm er noe mer porøs enn betongen videre innover. Det er også observert tydelig opprissing i betongen (høyt innhold av mikroriss, en del fine riss). Det er i tillegg foretatt måling av konsentrasjonen av ulike elementer fra overflaten og 4,5 mm innover i betongen. Det ble spesielt fokusert på om magnesiumkonsentrasjonen kunne være høyere i overflaten enn videre innover, og om magnesium eventuelt hadde vasket ut kalsium. Dette ble ikke observert. Elementfordelingen viser at kalsium-, og magnesiumkonsentrasjonene er jevne over hele det undersøkte profilet. Punktanalyser viser at svovelkonsentrasjonen er litt høyere i overflaten enn videre innover i betongen, målt til dybde 5 mm. Det kunne ikke observeres utfellinger i luftporer i prøven.

Foto nr 10-13 viser bilder fra SEM-analysen for Prøve 1.

Prøve 2

SEM-analysen viser at betongen i de ytterste 1,2 mm er noe mer porøs enn betongen videre innover. Det er også observert tydelig opprissing i betongen (høyt innhold av mikroriss, en del fine riss), og rissvidden er større enn i Prøve 1. Måling av elementkonsentrasjonen fra overflaten og 4,5 mm innover i betongen viser at også her er kalsiumkonsentrasjonen jevn over hele det undersøkte profilet. Magnesium ser imidlertid ut til å være felt ut i risset inn fra overflaten (se Foto nr 17). Punktanalyser viser at svovelkonsentrasjonen er relativt høy i betongen (inn til dybde 5 mm). I en luftpore nær overflaten ble det observert en utfelling som har kjemisk sammensetning som gips. Andre utfellinger i luftporer kunne ikke observeres i denne prøven.

Foto nr 14-17 viser bilder fra SEM-analysen for Prøve 2.

Prøve 6

SEM-analysen viser at betongen i den ytterste 1,0 mm er noe mer porøs enn betongen videre innover. Det er også observert tydelig opprissing i betongen (høyt innhold av mikroriss, en del fine riss), og rissvidden er også her større enn i Prøve 1 (rissviddene i Prøve 2 og 6 synes å være i samme størrelsesorden). Måling av elementkonsentrasjonen fra overflaten og 4,5 mm innover i betongen viser at kalsiumkonsentrasjonen er noe lavere i de ytterste maks 0,4 mm enn lenger innover i betongen, mens magnesiumkonsentrasjonen her er høyere. Her har det trolig skjedd en ionebytting/utvasking (se Foto nr 21). Ellers er kalsiumkonsentrasjonen jevn over hele det undersøkte profilet. Punktanalyser viser at svovelkonsentrasjonen er relativt høy i betongen, spesielt fra 2-5 mm. Det kunne ikke observeres utfellinger i luftporer i prøven.

Foto nr 18-21 viser bilder fra SEM-analysen for Prøve 6.

3 VURDERING AV RESULTATER

Prøve 1:

De utførte analysene viser at betongen er noe mer porøs i de ytterste 1,2 mm enn videre innover. Betongen synes imidlertid å være i god fysisk tilstand. Det kan heller ikke observeres utvasking av kalsium. Svovelinnholdet i betongen er noe høyt, spesielt i overflaten (total undersøkelsesdybde 5 mm). Det kan ikke utelukkes at det har trengt sulfater fra sjøvann inn i betongen. Prøven har høyt innhold av mikroriss, og en del fine riss. Den visuelle undersøkelsen av borkjernen kan indikere at det er slitt vekk et yttersjikt på prøven.

Prøve 2:

De utførte analysene viser at betongen er noe mer porøs i de ytterste 1,2 mm enn videre innover. Betongen synes imidlertid å være i god fysisk tilstand. Det kan heller ikke observeres utvasking av kalsium. Svovelinnholdet i betongen er noe høyt (undersøkelsesdybde 5 mm). Det kan ikke utelukkes at det har trengt sulfater fra sjøvann inn i betongen. Prøven har høyt innhold av mikroriss, og en del fine riss. Rissviddene i denne prøven er større enn i Prøve 1. Ett fint riss (med utfelt magnesium i) går inn fra overflaten. Den visuelle undersøkelsen av borkjernen kan indikere at det er slitt vekk et yttersjikt på prøven.

Prøve 6:

De utførte analysene viser at betongen er noe mer porøs i den ytterste 1,0 mm enn videre innover. Betongen synes imidlertid å være i god fysisk tilstand. Magnesium har trolig erstattet kalsium i de ytterste maks 0,4 mm, men videre innover langs det undersøkte profilet er kalsiumkonsentrasjonen stabil. Svovelinnholdet i betongen er noe høyt (undersøkelsesdybde 5 mm). Det kan ikke utelukkes at det har trengt sulfater fra sjøvann inn i betongen. Prøven har høyt innhold av mikroriss, og en del fine riss. Ett fint riss går inn fra overflaten, og rissviddene i denne prøven er også større enn i Prøve 1. Den visuelle undersøkelsen av borkjernen kan indikere at et yttersjikt her ikke er slitt vekk i samme grad som i Prøve 1 og 2.

4 KONKLUSJON

De utførte undersøkelsene viser at alle betongprøvene har litt høyere porøsitet i de ytre ca 1 mm. Innenfor dette sjiktet er betongen tettere.

Det kan ikke observeres utvasking av kalsium i Prøve 1 og 2, men i de ytterste maks 0,4 mm av Prøve 6 er det observert en ionebytting/utvasking (magnesium har erstattet kalsium).

Svovelinnholdet i alle betongprøvene er høyere enn forventet inn til dybde 5 mm, og det kan ikke utelukkes at sulfater fra sjøvann har trengt inn i betongen. Om ønskelig kan sulfatnivået måles kjemisk, for eksempel i overflaten og i ønsket dybde innover i betongen.

Alle prøvene har tydelig opprissing (høyt innhold av mikroriss, en del fine riss). Rissviddene er større i Prøve 2 og 6 enn i Prøve 1.

Betongen i alle de tre undersøkte prøvene synes imidlertid å være i god fysisk tilstand.



Foto nr 1-3. Overflaten til Prøve 1, 2 og 6.



Foto nr 4. Prøve 1. Overflaten med et tynt, tydelig karbonatisert sjikt helt i toppen samt stedvis karbonatisering inn fra overflaten. Bildet er 2,2 mm x 1,4 mm.

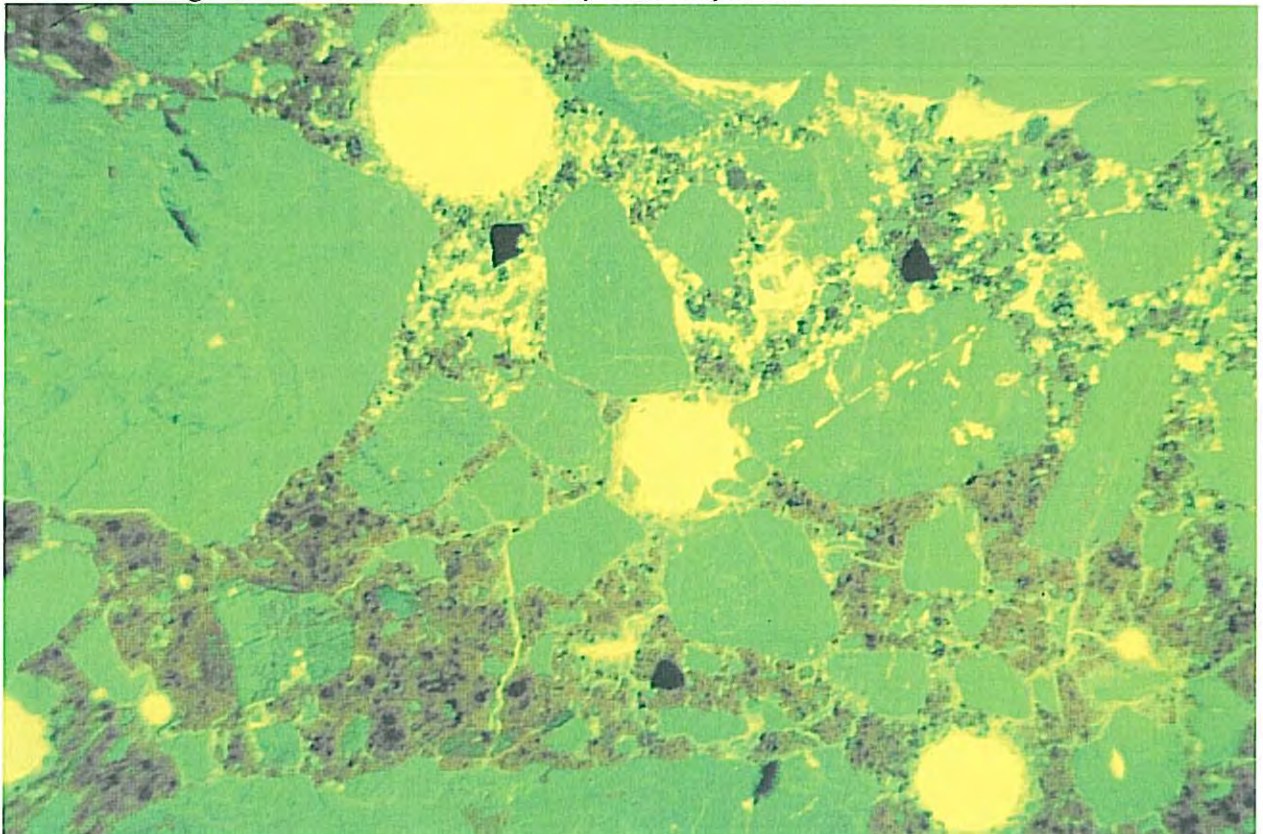


Foto nr 5. Prøve 1. Bildet viser overflaten av prøven fotografert i fluorescerende lys. Porøsiteten er høyere i overflaten (lysere farge) enn lenger innover i betongen. Bildet er 4,2 mm x 2,7 mm.

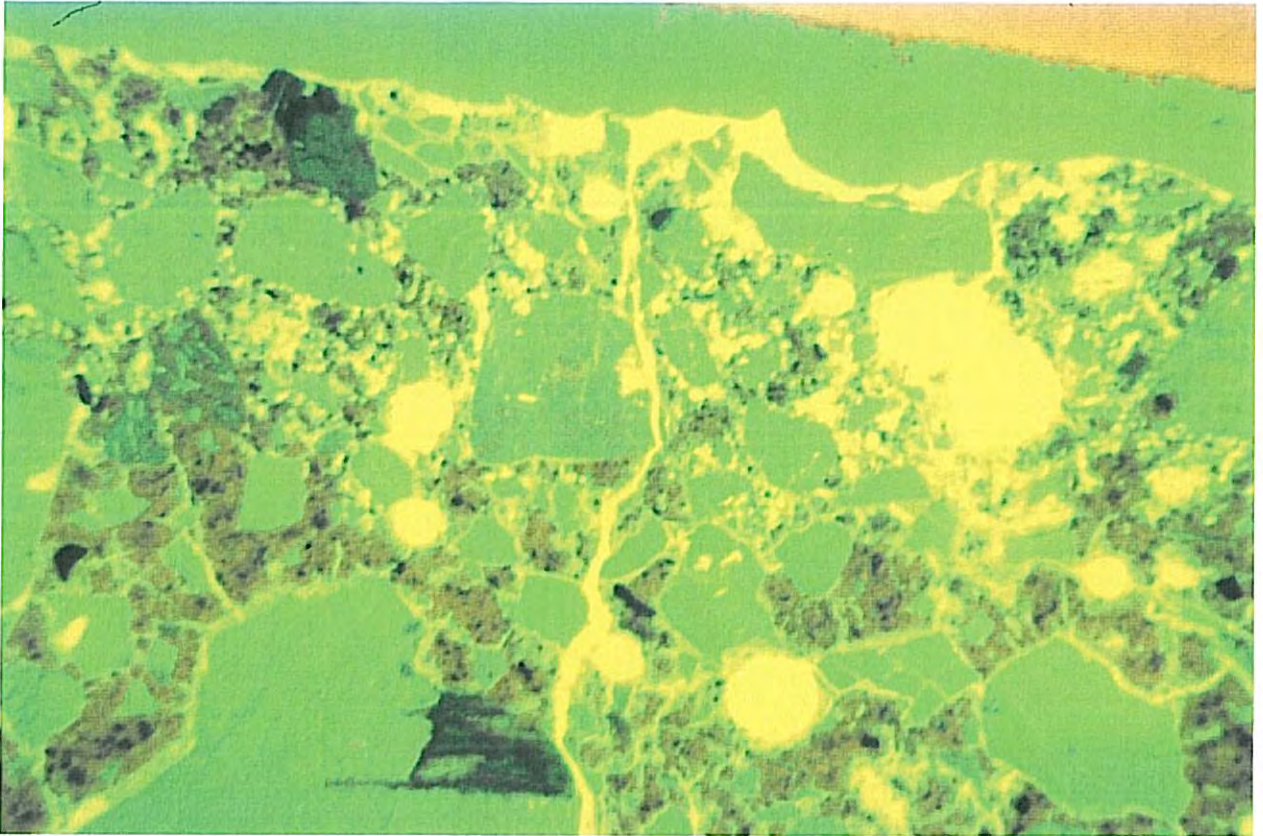


Foto nr 6. Prøve 2. Bildet viser overflaten av prøven fotografert i fluorescerende lys. Porøsiteten er høyere i overflaten enn lenger innover i betongen. Merk risset som går fra overflaten og innover i betongen. Bildet er 4,2 mm x 2,7 mm.

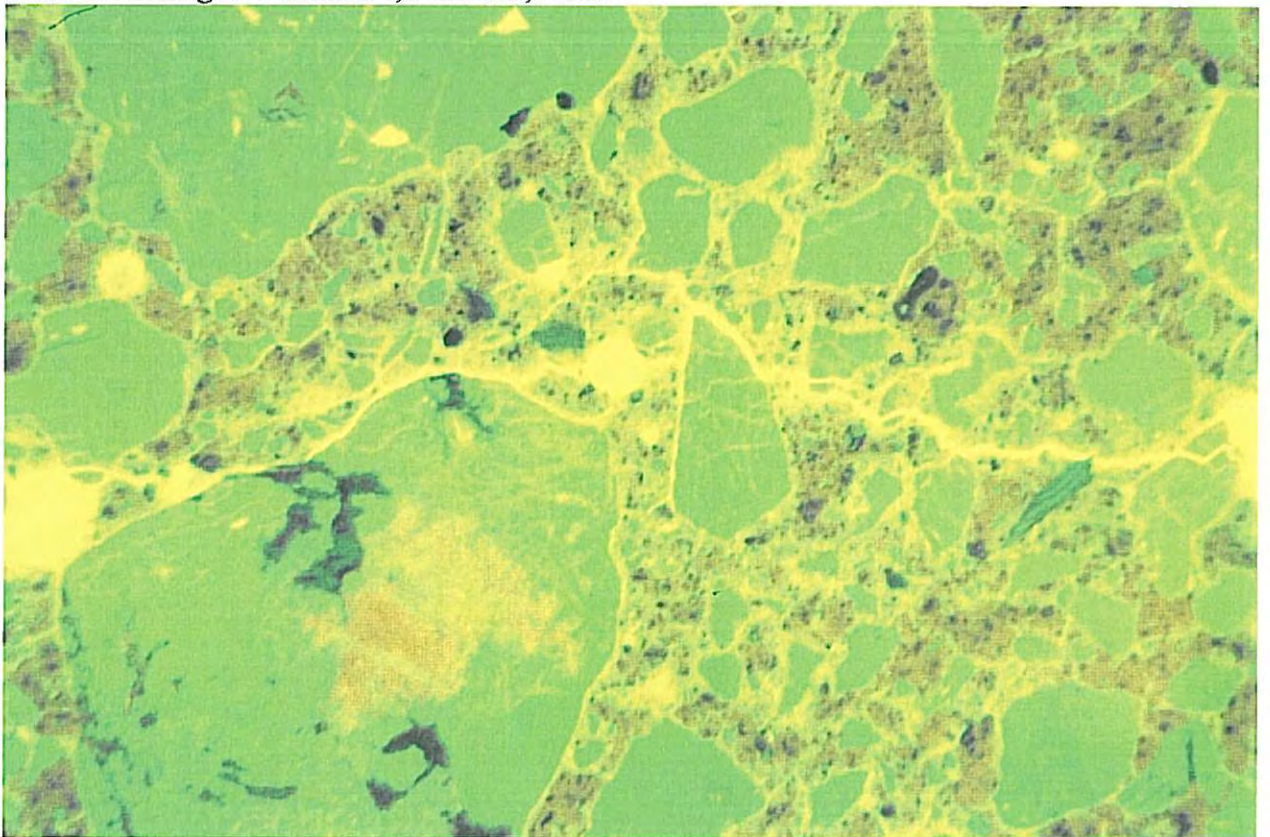


Foto nr 7. Prøve 2. Bildet viser riss ca 15 mm inn i betongen (fluorescerende lys). Bildet er 4,2 mm x 2,7 mm.

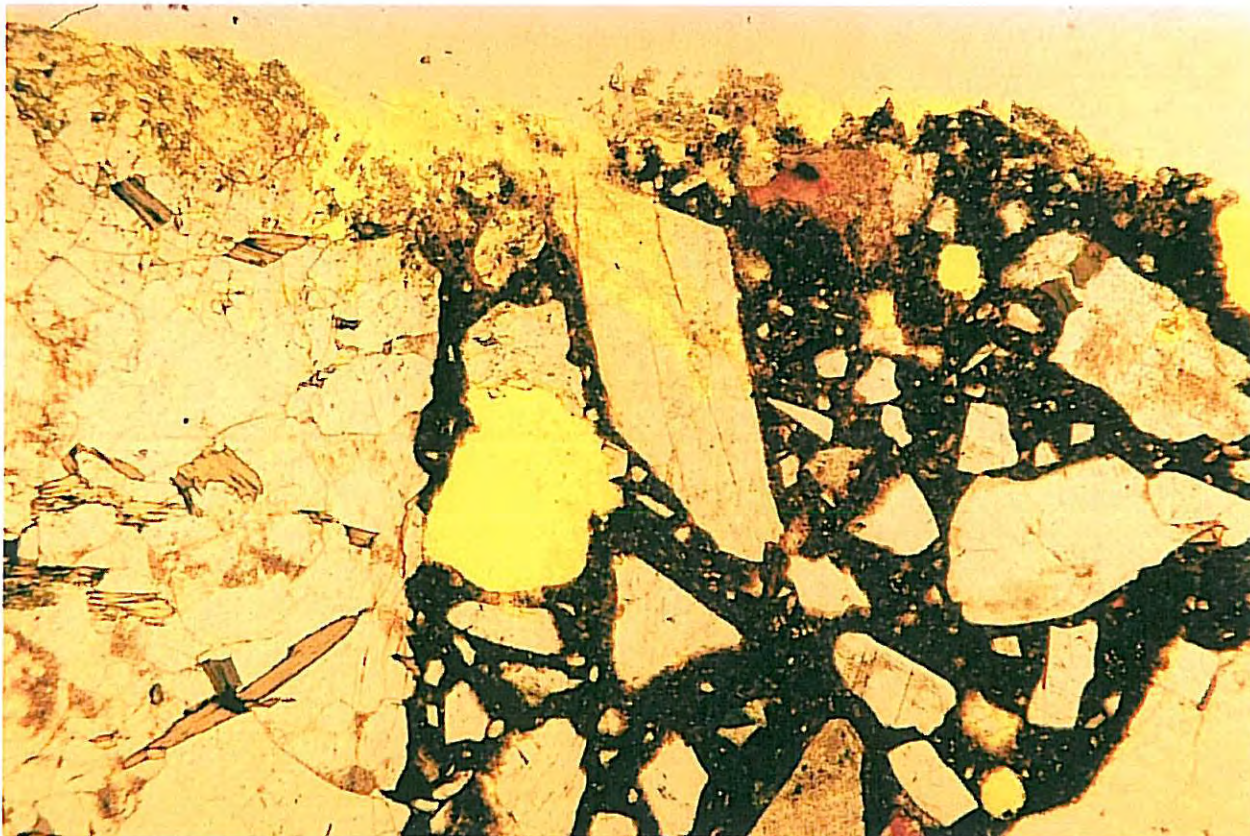


Foto nr 8. Prøve 6. Bildet viser overflaten av prøven. Overflaten er forvitret (glissen). Bildet er 4,2 mm x 2,7 mm.

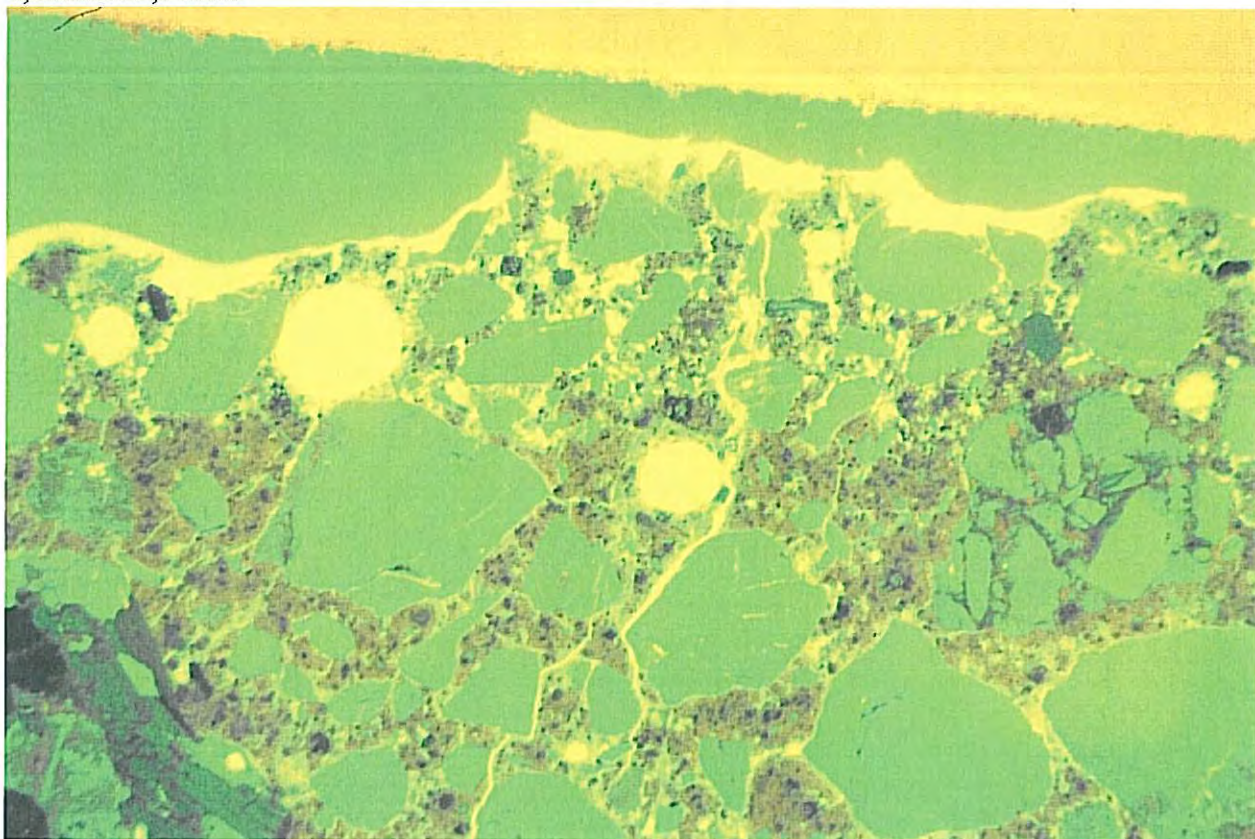


Foto nr 9. Prøve 6. Overflaten av prøven fotografert i fluorescerende lys. Porøsiteten er høyere i overflaten enn lenger innover i betongen. Merk risset som går fra overflaten og innover i betongen. Bildet er 4,2 mm x 2,7 mm.

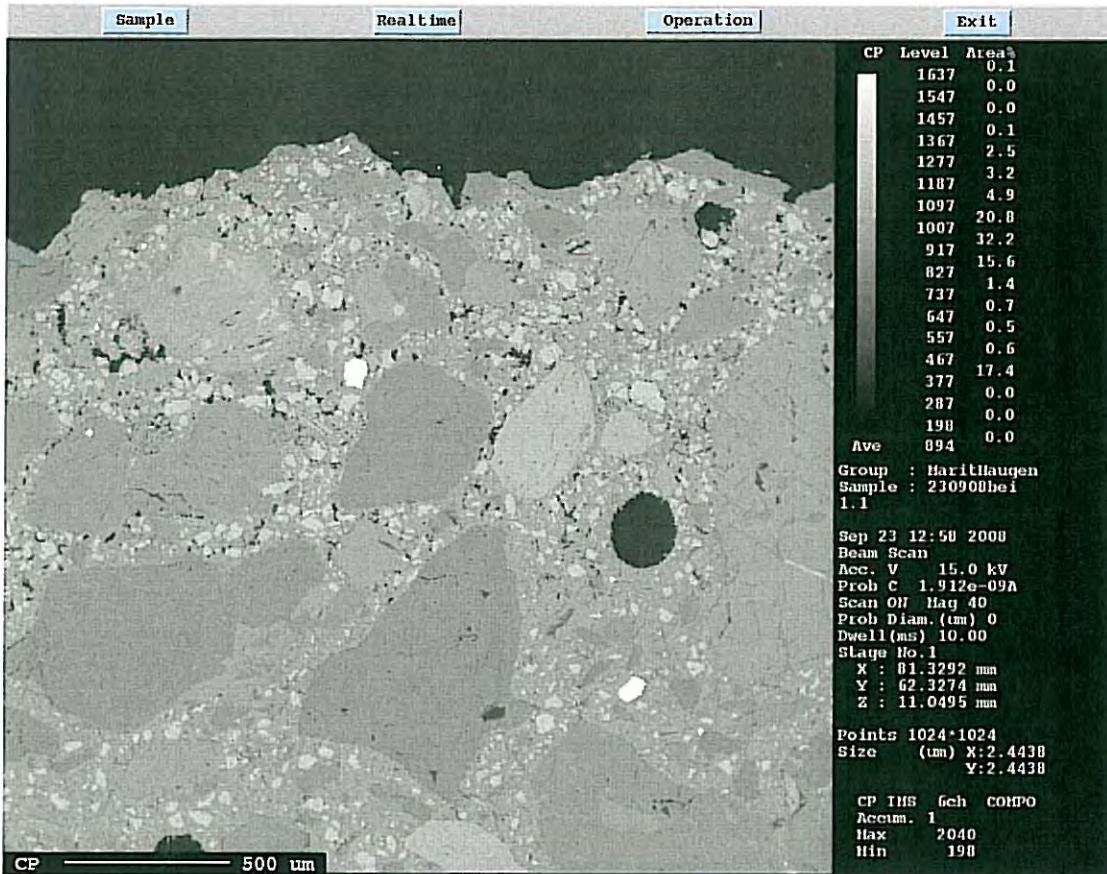


Foto nr 10. Prøve 1. Bildet viser overflaten av betongen. Porøsiteten i de ytterste 1,2 mm er høyere enn porøsiteten videre innover i betongen.

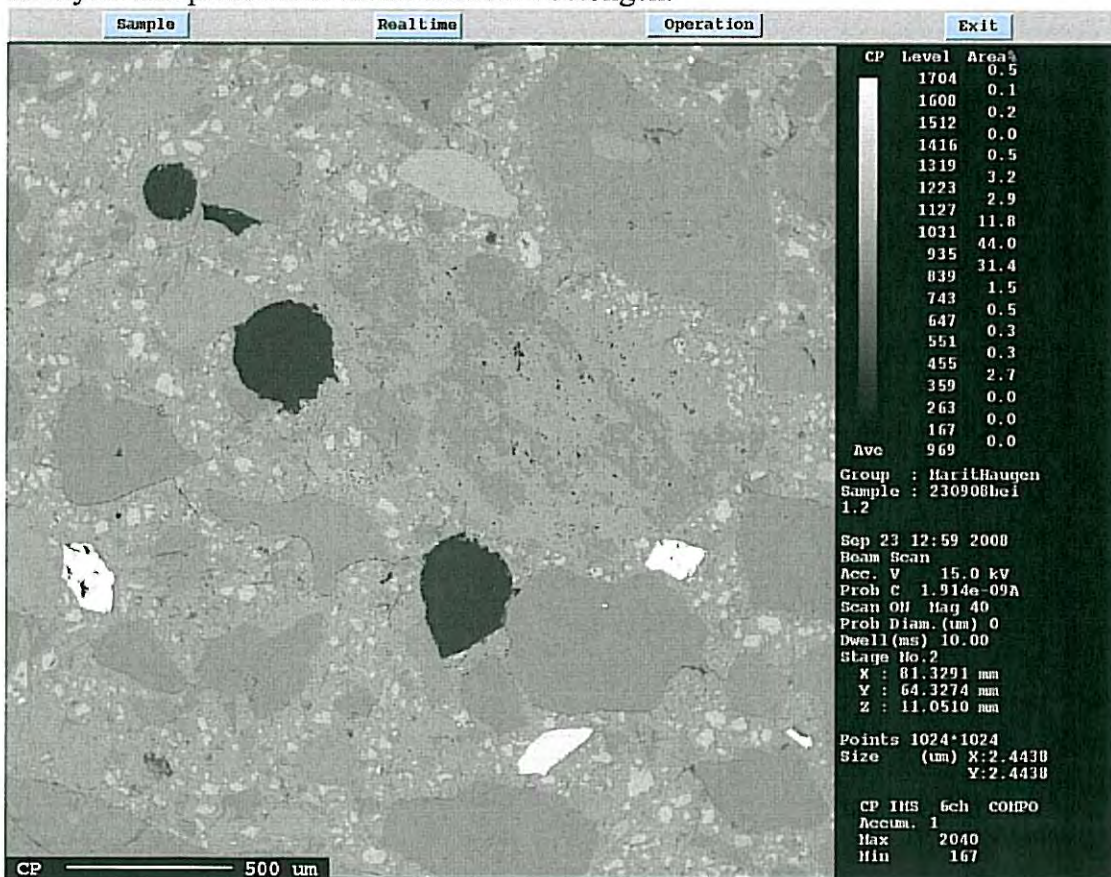


Foto nr 11. Prøve 1. Bilde som overlapper foto nr 10. Betongen er homogen med tanke på porøsitet.

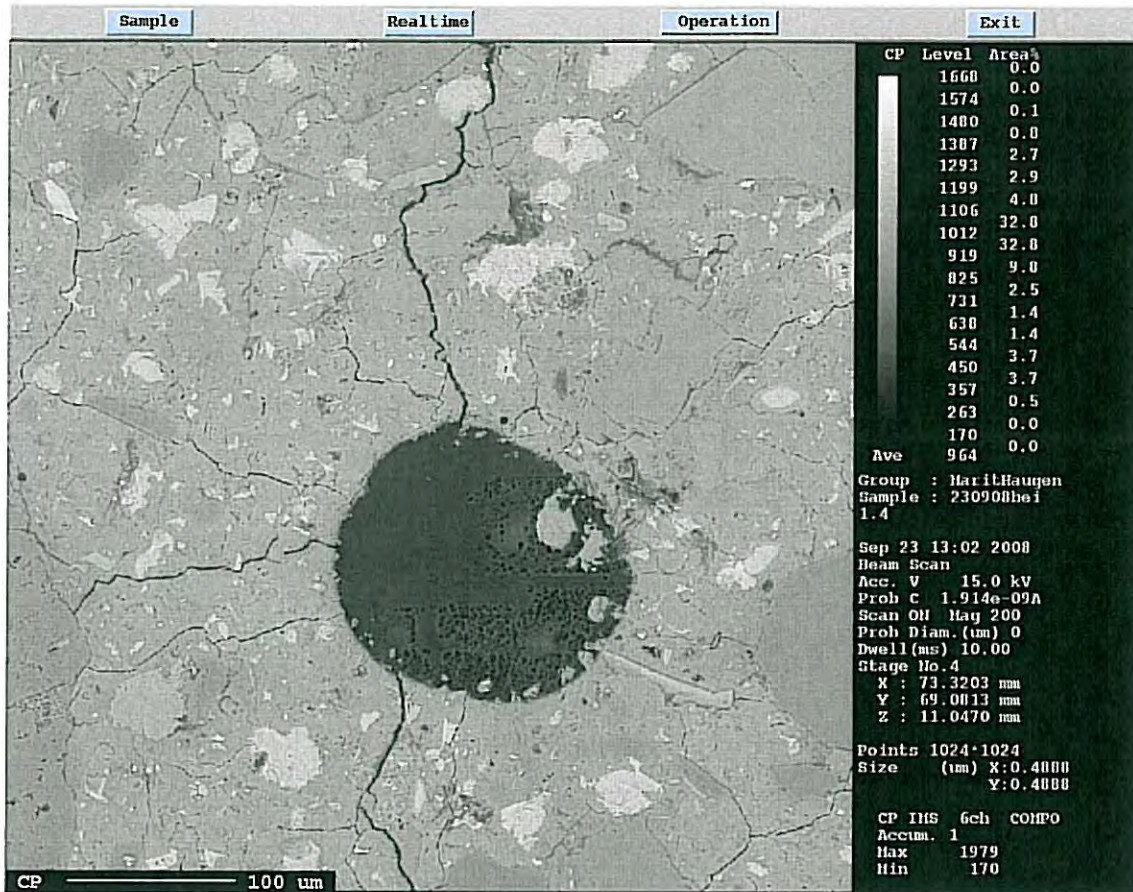


Foto nr 12. Prøve 1. Bildet viser riss som går inn mot en luftpore 6 mm inn i betongen.

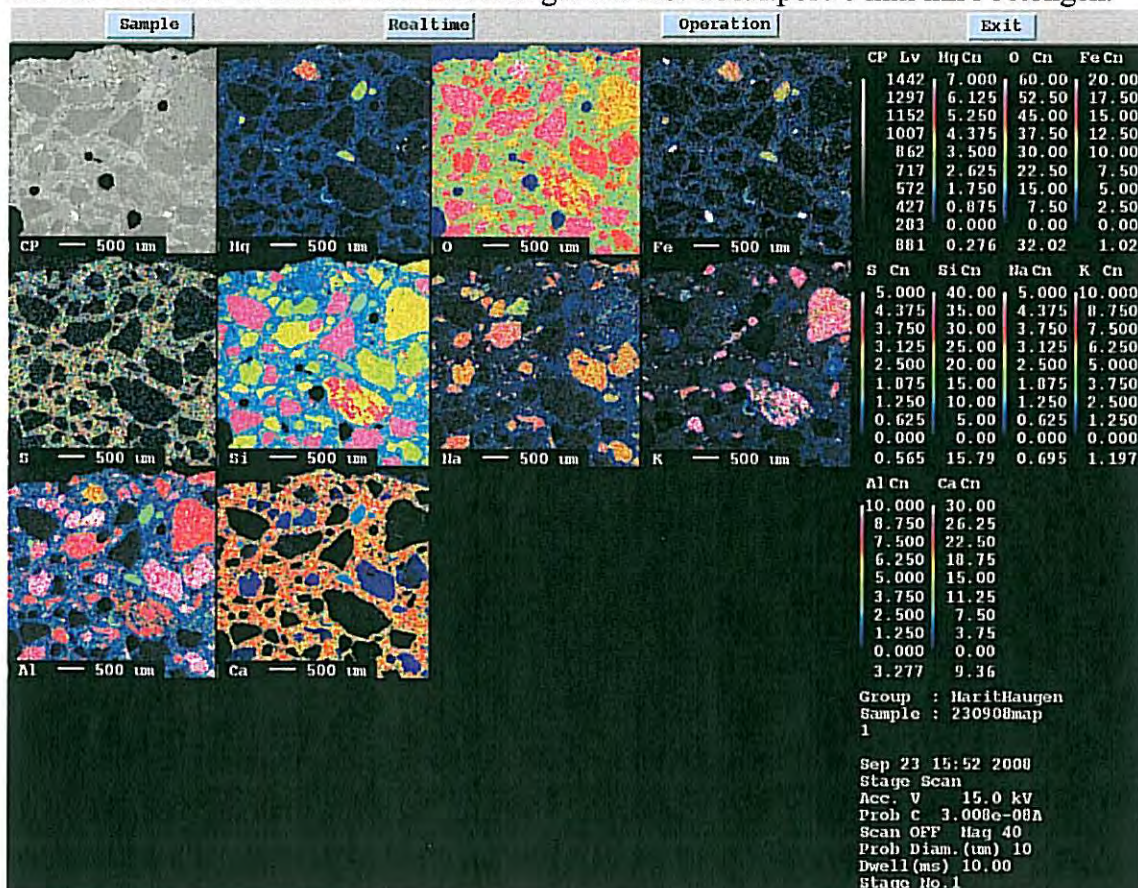


Foto nr 13. Prøve 1. Bildet viser fordelingen av ulike elementer fra overflaten og 4,5 mm inn i betongen.

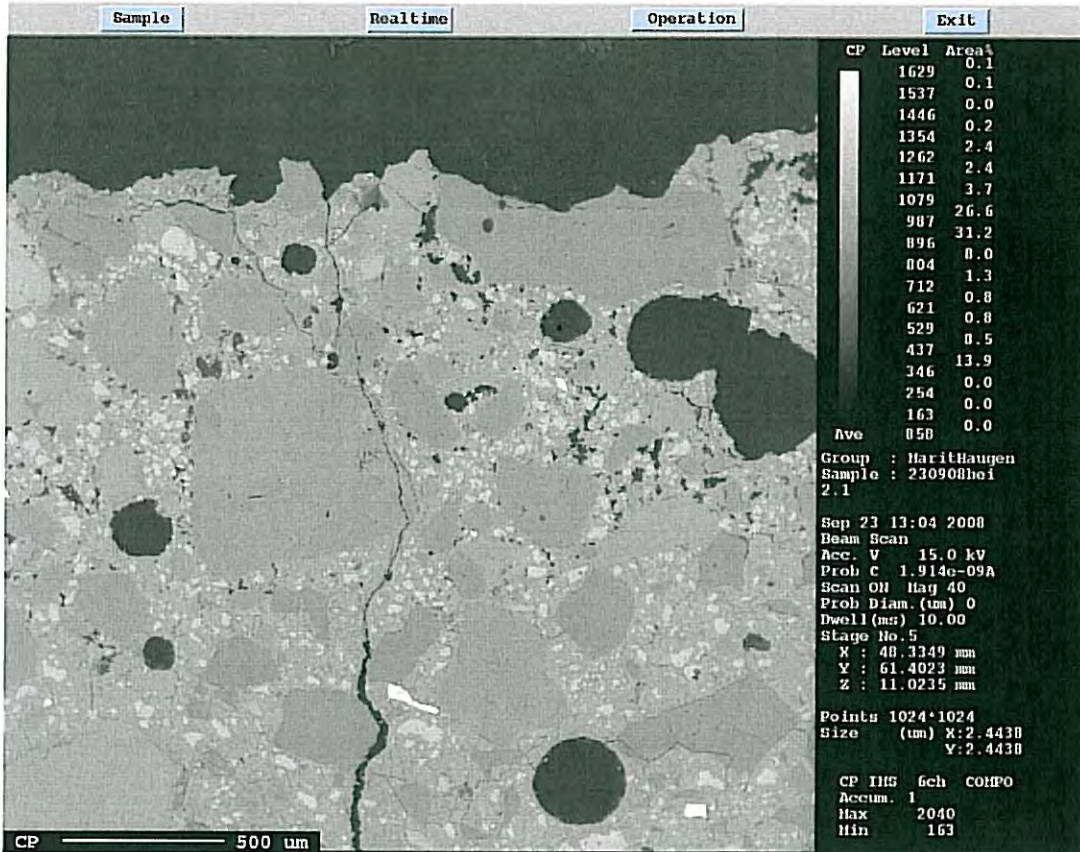


Foto nr 14. Prøve 2. Bildet viser overflaten av betongen. Porøsiteten i de ytterste 1,2 mm er høyere enn porøsiteten videre innover i betongen. Merk risset som går inn fra overflaten.

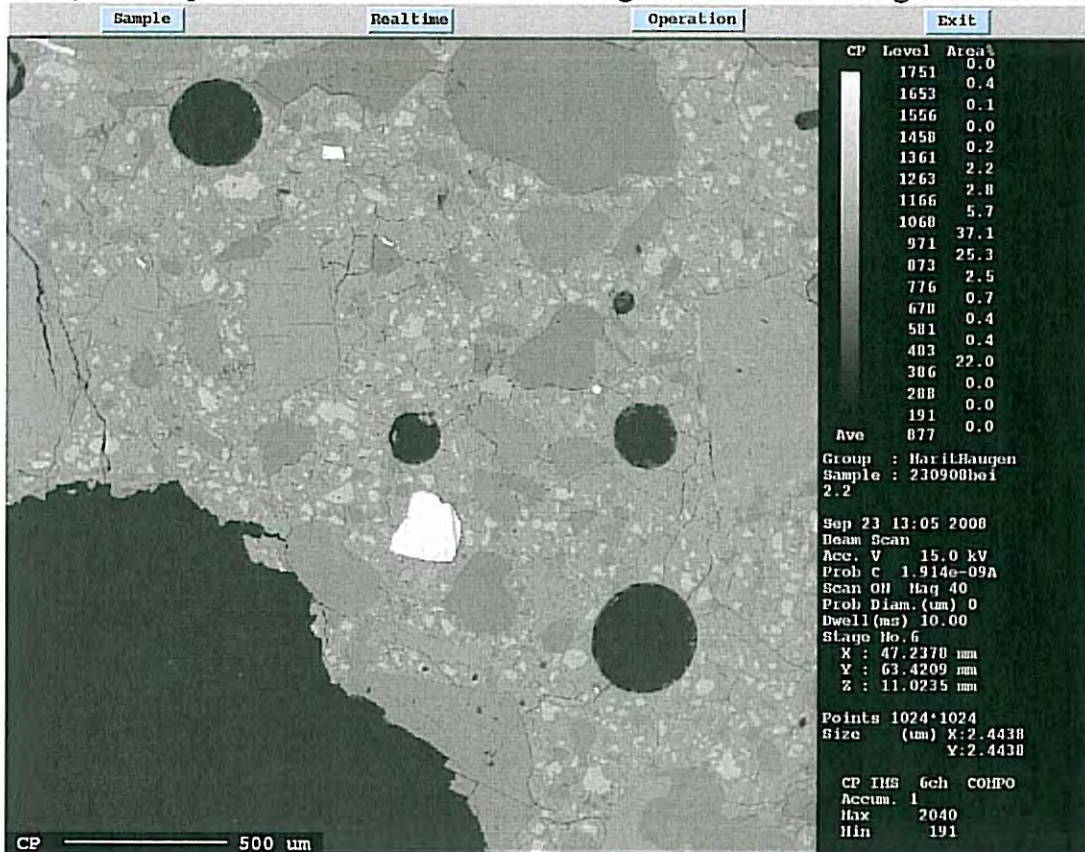


Foto nr 15. Prøve 2. Bilde som overlapper foto nr 14. Betongen er homogen med tanke på porøsitet.

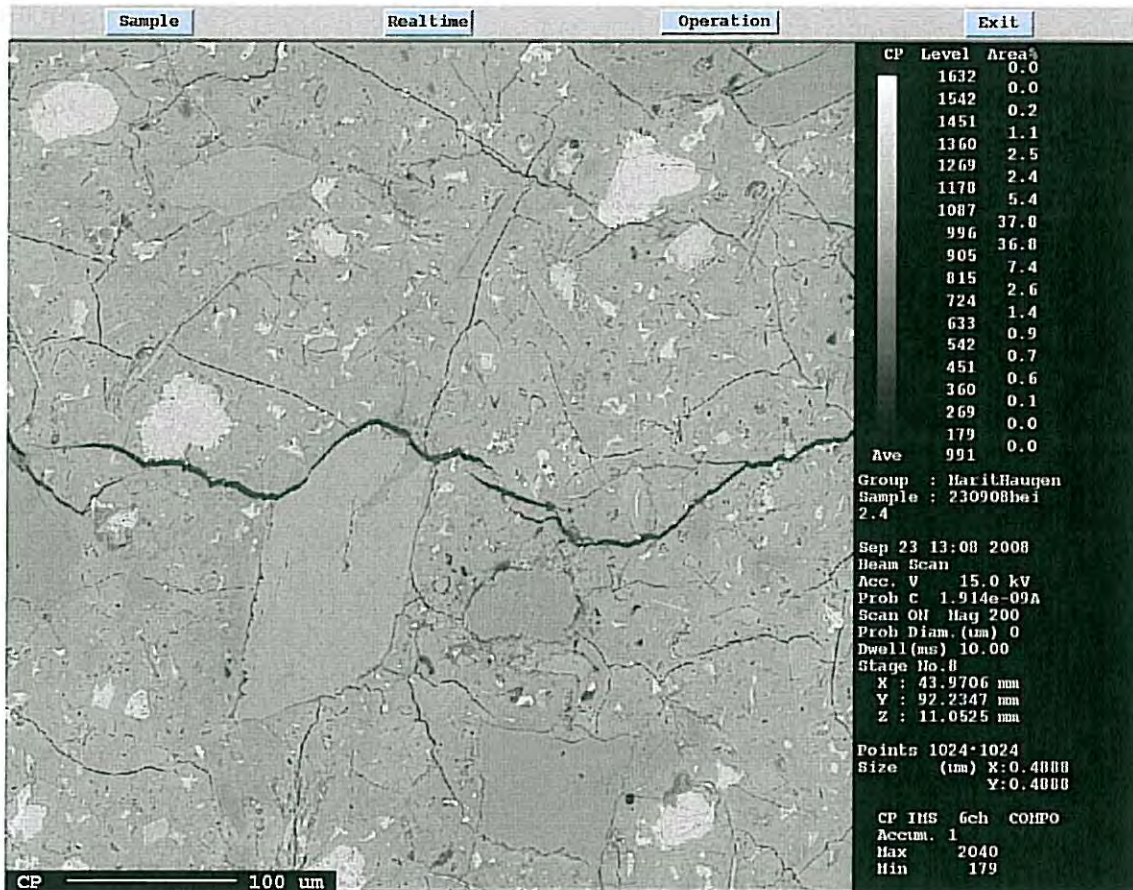


Foto nr 16. Prøve 2. Bildet viser riss 30 mm inn i betongen

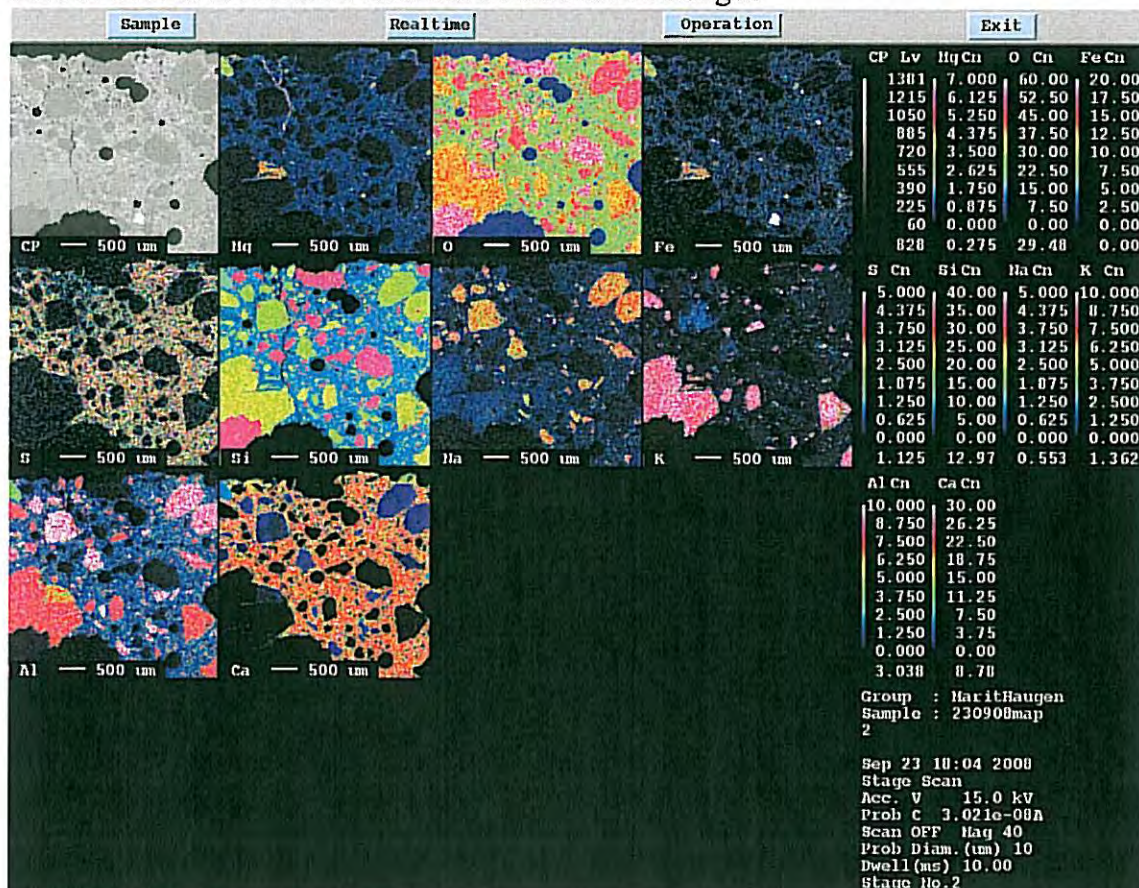


Foto nr 17. Prøve 2. Bildet viser fordelingen av ulike elementer fra overflaten og 4,5 mm inn i betongen.

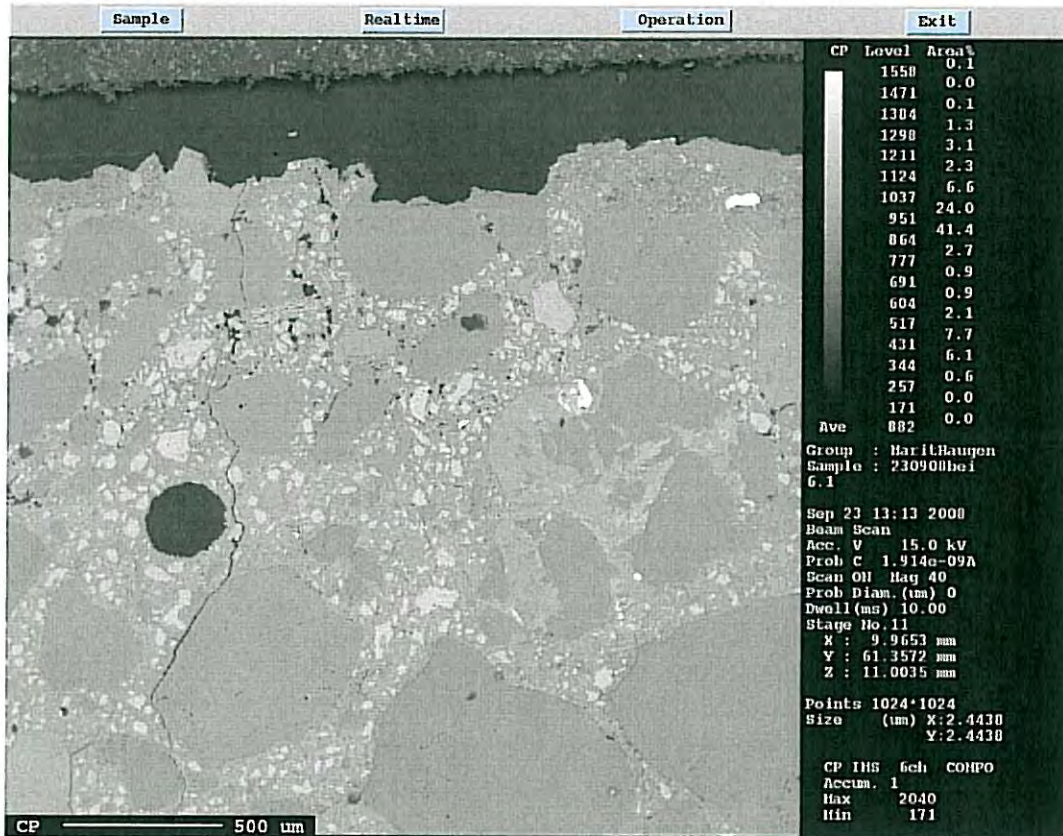


Foto nr 18. Prøve 6. Bildet viser overflaten av betongen. Porøsiteten i de ytterste 1,0 mm er høyere enn porøsiteten videre innover i betongen. Merk risset som går inn fra overflaten.

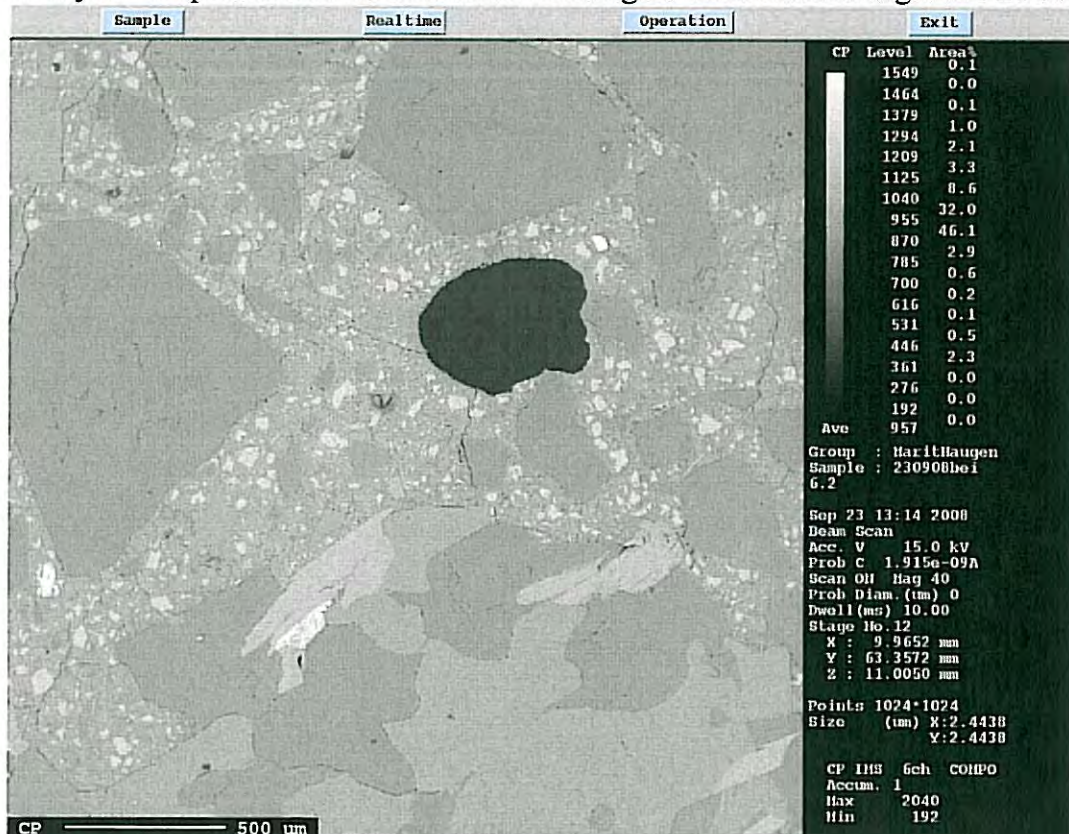


Foto nr 19. Prøve 6. Bilde som overlapper foto nr 18. Betongen er homogen med tanke på porøsitet.

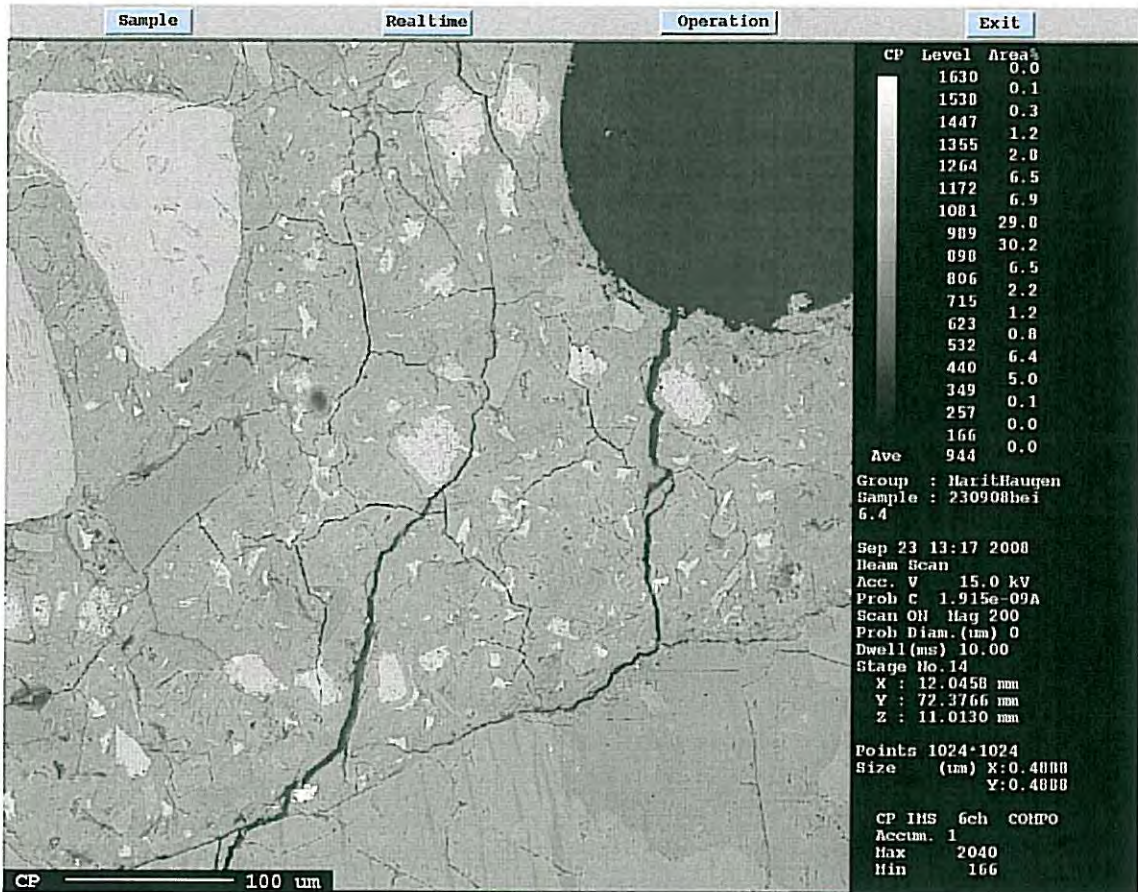


Foto nr 20. Prøve 6. Bildet viser riss 11 mm inn i betongen

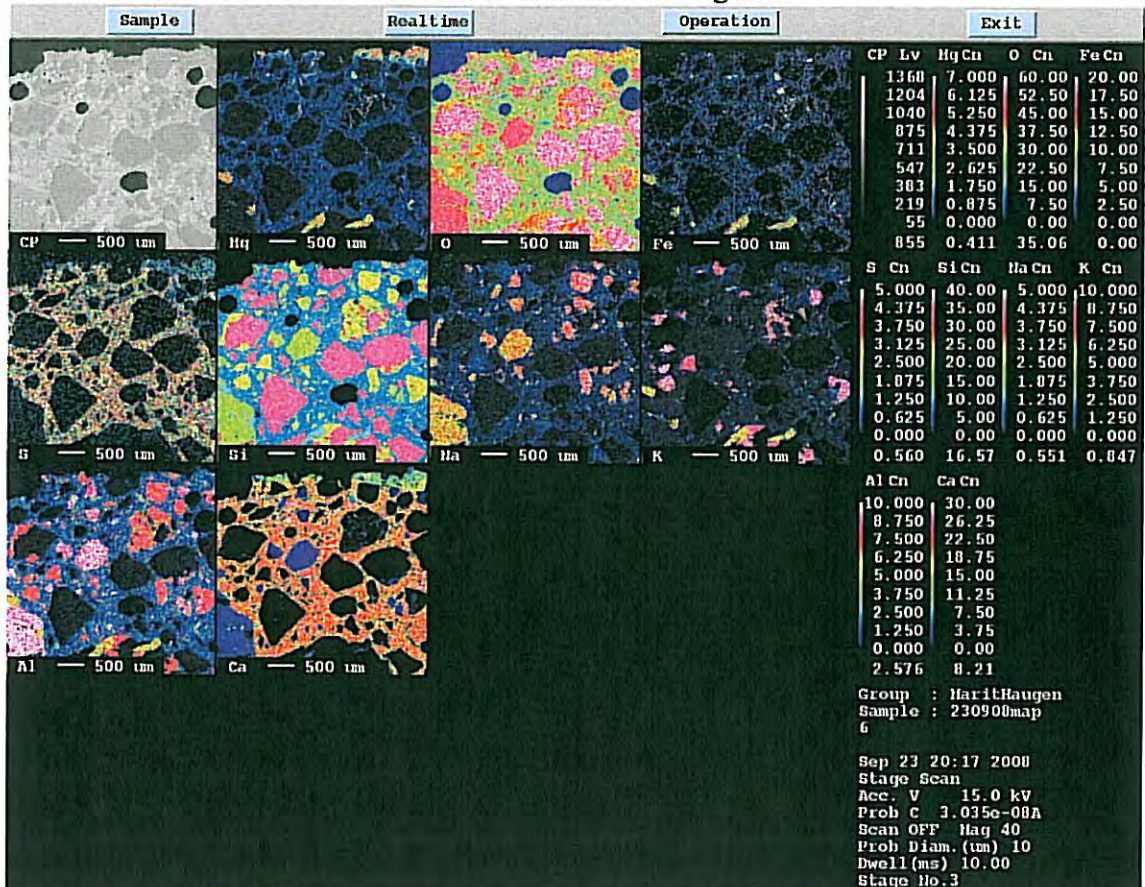


Foto nr 21. Prøve 6. Bildet viser fordelingen av ulike elementer fra overflaten og 4,5 mm inn i betongen.

Shore Approach.
26 years performance of high quality concrete in a marine environment.

Annex 12

Technical data for:

Cement and Silica fume

F. SELMER
Ingeniør F. SELMER A/S
Civil Engineers and Contractors

1 of 4

MILL CERTIFICATES ORDINARY PORTLAND CEMENT SP 30

Ordinary Portland Cement SP 30 used in the production of tunnel elements in Kristiansand, are supplied by NORCEM/Dalen.

A certificate showing representative values for the SP 30 cement and a summary certificate which covers all SP 30 cement delivered from NORCEM/Dalen within the period 1. March to 31. October 1982 are enclosed.

for Ingeniør F. SELMER A/S

Finn Fluge
Finn Fluge
QA-Manager

C E R T I F I C A T E

We give the following values as representative for our -
NS SP 30-cement - tested according to NS 3049.

FINENESS			
Specific surface Blaine	320	sq.m./kg	
SETTING TIME			
Initial	2 : 22	hrs. min	
Final	2 : 57	hrs. min	
SOUNDNESS			
Le Chatelier expansion	1	mm	
BENDING STRENGTH			
1 day	3.5	MPa (N/mm ²)	
3 days	5.5	" "	
7 days	6.5	" "	
28 days	7.5	" "	
COMPRESSIVE STRENGTH			
1 day	16.0	MPa (N/mm ²)	
3 days	30.0	" "	
7 days	37.0	" "	
28 days	46.0	" "	
CHEMICAL ANALYSIS			
Loss on ignition	0.7	%	
Silica (SiO ₂)	20.6	%	
Alumina (Al ₂ O ₃)	4.7	%	
Ferric Oxide (Fe ₂ O ₃)	3.1	%	
Lime (CaO)	63.6	%	
Magnesia (MgO)	2.5	%	
Sulphuric Anhydride (SO ₃)	3.3	%	
Insoluble Residue	---	%	
Undetermined	1.5	%	
Total	100.00	%	

Mineral Composition:

C ₂ S	16.1	%
C ₃ S	56.9	%
C ₃ A	7.2	%
C ₄ AF	9.4	%

Reviewed
18/4.83
for Ingeniør F. SEJMER A/S

Brevik, 25rd June 1981

H.B.Knutsson
Production Manager



NORCEM CEMENT

Dalen Fabrikker

Postboks 38, 3951 Brevik
Telefon: (035) 70 111
Telex: 21410 dacem n
Telegram: Dalen, Brevik
Postgiro: 5 56 01 07
Bankgiro: 7147.05.26550

3 of 4

Average 1982.03.01
1982.10.31

C E R T I F I C A T E

Samples n= 37 Chemical
" n= 101 Physical

We give the following values as representative for our -
SP 30 -cement (Ordinary) - tested according to NS 3049.

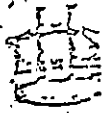
FINENESS			
Specific surface Blaine	326	sq.m./kg	
SETTING TIME			
Initial	2 : 21	hrs. min	
Final	2 : 57	hrs. min	
SOUNDNESS			
Lé Chatelier expansion	0.4	mm	
BENDING STRENGTH			
1 day	3.5	MPa (N/mm ²)	
3 days	5.5	" "	
7 days	6.4	" "	
28 days	7.6	" "	
COMPRESSIVE STRENGTH			
1 day	16.4	MPa (N/mm ²)	
3 days	30.5	" "	
7 days	37.2	" "	
28 days	46.3	" "	
CHEMICAL ANALYSIS			
Loss on ignition	0.67	%	
Silica (SiO ₂)	20.39	%	
Alumina (Al ₂ O ₃)	4.95	%	
Ferric Oxide (Fe ₂ O ₃)	3.26	%	
Lime (CaO)	63.26	%	
Magnesia (MgO)	2.36	%	
Sulphuric Anhydride (SO ₃)	3.33	%	K ₂ O = 1.16 %
Insoluble Residue	-----	%	Na ₂ O = 0.37 %
Undetermined	1.81	%	
T o t a l	<u>100.00</u>	<u>%</u>	

Mineral Composition:	C ₂ S	16.8	%
	C ₃ S	55.2	%
	C ₃ A	7.6	%
	C ₄ AF	9.9	%

Reviewed
for Mr. F. SELMER A/s
18/12/83 F

Brevik, 22nd December 1982

Egil Oavaldsen
Laboratory Manager



Ås og Lilleby Smelteverk

4 of 4

Box 493, 7001 Trondheim, Norway
Tel. (075) 21 120 - Telegr.adr. Fazo - Telex 55044 n

ANALYSESERTIFIKAT SILICA - STØV

<u>Bestanddel</u>	<u>Typisk analyse</u>
SiO ₂	89 - 93%
Al ₂ O ₃	0,10 - 0,30%
Fe ₂ O ₃	0,60 - 2,00%
MgO	0,40 - 1,30%
CaO	0,30 - 1,00%
C	0,70 - 1,80%
Na ₂ O	0,10 - 0,50%
K ₂ O	0,10 - 1,00%
Glødetap (1000°C)	1,2 - 1,8 %
Bulktetthet:	150 - 180 kg/m ³
Egenvekt :	2,2 - 2,3 g/cm ³
Spesifik overflateareal:	23 - 25 m ² /g
Partikkelstørrelse:	60% = 1 mikron

Revised F.S. 8/6
[Signature]

Lab. Lilleby Smelteverk
[Signature]
Lab:sjef

3
4
5

SINTEF Building and Infrastructure is the third largest building research institute in Europe. Our objective is to promote environmentally friendly, cost-effective products and solutions within the built environment. SINTEF Building and Infrastructure is Norway's leading provider of research-based knowledge to the construction sector. Through our activity in research and development, we have established a unique platform for disseminating knowledge throughout a large part of the construction industry.

COIN – Concrete Innovation Center is a Center for Research based Innovation (CRI) initiated by the Research Council of Norway. The vision of COIN is creation of more attractive concrete buildings and constructions. The primary goal is to fulfill this vision by bringing the development a major leap forward by long-term research in close alliances with the industry regarding advanced materials, efficient construction techniques and new design concepts combined with more environmentally friendly material production.

