



Statens vegvesen

Senketunnelen i Bjørvika, erfaringsrapport

Kontroll med opprissing i betongens herdefase

RAPPORT

Teknologiavdelingen

Nr. 2580



SKANSKA

Tunnel- og betongseksjonen
Dato: 2010-03-05



Statens vegvesen

TEKNOLOGIRAPPORT nr. 2580

Tittel

Senketunnelen i Bjørvika, erfaringsrapport Kontroll med opprissing i betongens herdefase

Vegdirektoratet
Teknologiavdelingen

Postadr.: Postboks 8142 Dep
0033 Oslo

Telefon: (+47 915) 02030

www.vegvesen.no

Utarbeidet av

Sverre Smeplass, AFB og Skanska Norge AS, Øyvind Bjøntegaard, Statens vegvesen, Reidar Kompen, Statens vegvesen, Eirik Haram, AFB og Skanska Norge AS

Dato:

2010-03-05

Saksbehandler

Øyvind Bjøntegaard

Prosjektnr:

602309

Kontrollert av

Ian Markey

Antall sider og vedlegg:

45 s og 46 vedl

Sammendrag

For prosjektet E18 mellom Festningstunnelen og Ekebergstunnelen ble det for første gang i Norge gitt krav til beregninger av rissrisiko i herdefasen som godkjenningskriterium og som verktøy for utførelsesplanlegging. Opprissing pga fastholdte volumendringer i herdefasen vil kunne gi funksjonsproblemer i form av lekkasjer, og potensielle bestandighetsproblemer knyttet til armeringskorrosjon. Konstruksjonene er meget massive, og er derfor spesielt utsatt for termiske volumendringer. Erfaringsrapporten omhandler arbeidet med risskontroll i Senketunnelen (entreprise Sjødelen) og den oppsummerer forhåndsvurderinger, krav og tolkning av krav, betong materialutvikling, beregninger, tiltak og observasjoner på byggeplass. Betongen som ble brukt i Senketunnelen besto av en sement med et flyveaskeinnhold på 31,5-33,5%.

De initielle beregningene viste seg å underestimere den virkelige rissfaren. Senketunnelen har mange sammenlignbare støpeavsnitt (seksjoner), og dermed repeterte spenningsberegninger og rissobservasjoner. Dette ga muligheten for å kalibrere beregningene av rissrisiko mot virkelig opprissingstendens, ved å anta at seksjoner med svak opprissingstendens har hatt en virkelig rissindeks tilnærmet lik 1,0. I de kalibrerte beregningene ble det benyttet nedjusterte verdier for konstruksjonsbetongens strekkfasthet, samt mer konservative beregningsforutsetninger for konstruksjonsoppførsel og stivhet i bunnpåta. Erfaringene fra Senketunnelen viser at beregning av betongens rissindeks kan være et nyttig produksjonsplanleggingsverktøy for massive betongkonstruksjoner der det stilles strenge krav til vann tetthet, eller rissfrihet kreves av bestandighetshensyn. Prosedyrer og tiltak på byggeplass basert på konkrete beregningsresultater gir bedre sikkerhet for oppnådd kvalitet. Slike beregninger er imidlertid ressurskrevende og krever spesiell kompetanse.

Summary

For the road project E18 between Festningstunnelen and Ekebergstunnelen it was, for the first time in Norway, required use of stress-based curing technology in order to avoid through-cracking during the hardening phase of the concrete. Such cracking could reduce structural performance as it can lead to water leakage and potential durability problems associated with reinforcement corrosion. The structures are very massive and therefore particularly subjected to volume changes caused by hydration heat. The report gathers the experience on crack-control in the submerged tunnel project (the sea-parcel contract). The report summarizes pre-evaluations, the requirements and the interpretations of requirements, concrete materials development, calculations, practical measures and observations on-site. The concrete that was used in the submerged tunnel used cement that had a fly-ash content of 31.5-33.5%.

The initial calculations under-estimated the crack-risk of the structure. Every tunnel element consists of several segments and calculations were performed for each segment. This enabled the pre-calculations to be re-calculated and calibrated according to crack-observations on-site. The calibrated calculations were then used in the successive work.

The experience is that stress-based curing technology can be a useful tool for production-planning in a project involving massive structures and strong demands for water tightness and long-term durability. Procedures and measures based on specific calculation results give higher safety with regard to the quality of the structure. Such calculations are however resource-demanding and require special competence.

Emneord:

Bjørvika, Senketunnelen, Opprissing i herdefasen, Kontraksgrunnlag, Spenningsberegninger, Herdetiltak, Kjøltiltak, Rissobservasjoner

Forord

For prosjektet "E18 mellom Festningstunnelen og Ekebergtunnelen" (heretter kalt "Bjørvikatunnelen") ble det for første gang i Norge gitt krav til beregninger av rissrisiko i herdefasen som godkjenningsskriterium og som verktøy for utførelsesplanlegging. Erfaringsrapporten oppsummerer forhåndsvurderinger, krav, beregninger, tiltak og de sluttresultatene som er oppnådd mht "risskontroll" i Senketunnelen (entreprise "Sjødelen"). I begrepet "risskontroll" menes alle aspekter knyttet til å unngå gjennomgående opprissing i konstruksjonens herdefase pga. betongens volumendringer.

Rapporten er laget i samarbeid mellom entreprenøren Arbeidsfellesskapet Bjørvika (AFB, bestående av Skanska Norge AS, BAM og Volker Stevin) og byggherren Statens vegvesen. I tillegg til forfatterne har prosjektorganisasjonene i AFB og Statens vegvesen Region Øst bidratt med innspill og, ikke minst, velvilje.

Innhold

0	<i>Sammendrag</i>	- 1 -
1	<i>Innledning</i>	- 2 -
2	<i>SVVs spesifikasjon av lavvarmebetong, bakgrunn og krav</i>	- 6 -
2.1	Bakgrunn	- 6 -
2.2	Utprøvningsprogram	- 7 -
2.3	Siktemål med spesifikasjonen	- 7 -
2.4	Beregning og beregningsverktøy for rissindeks	- 8 -
2.5	Prøvestøp	- 8 -
2.6	Spesifikasjonens ordlyd	- 9 -
3	<i>Betongproduksjon</i>	- 14 -
3.1	Reseptutvikling	- 14 -
3.2	Betongdokumentasjon	- 17 -
3.3	Produksjonserfaringer	- 18 -
4	<i>AFBs forståelse og implementering av spesifikasjonen</i>	- 20 -
4.1	Tolkning av spesifikasjonen	- 20 -
4.2	Inputparametre i analysen og dokumentasjon	- 21 -
4.3	Aktuelle herdetiltak	- 22 -
4.4	Programvare, beregning og rapportering	- 26 -
4.5	Temperaturkontroll og rapportering	- 27 -
4.6	Forenklet og tilpasset rapportering av beregnede rissindekser	- 27 -
4.7	Observert risstendens	- 29 -
4.8	Kalibrering av beregnet rissindeks	- 32 -
4.9	Sammenligning av ”formelle” og ”kalibrerte” rissindekser	- 33 -
4.10	Kontraktmessige konsekvenser	- 34 -
5	<i>Erfaringer – oppsummering</i>	- 35 -
5.1	2-dimensjonal modellering	- 35 -
5.2	Beregningsforutsetninger	- 36 -
5.3	Betongegenskaper	- 37 -
5.4	Beregningsresultater og observasjoner	- 39 -
6	<i>Konsekvenser for senere prosjekter</i>	- 42 -
6.1	Utforming av prøvestøp	- 42 -
6.2	Anbefalt loggeutstyr	- 43 -
6.3	Dokumentasjonsform	- 43 -
6.4	Valg av programvare	- 44 -
6.5	Kompetansebehov	- 45 -
7	<i>Referanser</i>	- 46 -

Oversikt over vedlegg

A. *Prosess 13.81 Dokumentasjon av lavvarmebetong*

B. *Prosess 84.419 Betong C40 Lavvarmebetong*

C. *Prosess 84.491 Prøvestøp*

D. *Prosedyrer*

1. P33 Prosedyre betongarbeider
2. P36 Prosedyre for utviklingsprogram for lavvarmebetong
3. P55 Prosedyre for veggstøp med lavvarme SKB
4. P49 Prosedyre for kjøling av betong

E. *Statusrapporter fra reseptutviklingsprogrammet*

1. Statusrapport 01
2. Statusrapport 02
3. Statusrapport 03
4. Statusrapport 04
5. Statusrapport 05

F. *Delmaterialer og resepter*

1. Beskrivelse av sertifiseringsprosess for Norcem Anlegg FA, sertifikat og prøvingsrapport for sement
2. Produktdatablad for silikastøv
3. Deklarasjonsblad for tilslag
4. Produktdatablad for tilsetningsstoffer
5. Produktdatablad for polypropylenfiber
6. Resept C40-50-26
7. Resept C40-50-26-SKB
8. Resept C40-50-26-PP
9. Resept C40-50-16-SKB

G. *Produksjonstillatelse for blandedanlegg*

1. Midlertidig produksjonstillatelse
2. Sertifikat NorBetong Hanøytangen

H. *Dokumentasjon av materialparametre med betydning for rissfølsomhet*

1. Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 28 døgns alder. SINTEF-rapport 33185-1
2. Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 90 døgns alder. SINTEF-rapport 33185-4
3. Autogent svinn og varmeutvikling, NTNU-rapport
4. Intern rapport om variasjon i sementens varmeutvikling

I. *Dokumentasjon av bestandighetsegenskaper*

1. Mekaniske egenskaper og luftporekarakteristikk - prøvestøp, SINTEF-rapport
2. Frostbestandighet, prøvestøp, SINTEF-rapport
3. Luftporekarakteristikk – tunnelement, SINTEF-rapport
4. Vanninntrengning og kapillærabsorpsjon ved 28 døgns alder, SINTEF-rapport
5. Vanninntrengning og kapillærabsorpsjon ved 90 døgns alder, SINTEF-rapport
6. Kloriddiffusjon ved 3 måneders alder, SINTEF-rapport
7. Kloriddiffusjon og elektrisk resistivitet i Norcem Anlegg FA og Norcem SR FA ved 1 års alder, SINTEF-rapport 33289

J. Byggeplasskontroll

1. Oppsummeringsrapport byggeplasskontroll, TE3 og TE5
2. Oppsummeringsrapport byggeplasskontroll, TE1 og TE2
3. Oppsummeringsrapport byggeplasskontroll, TE4 og TE6
4. Oppsummeringsrapport, støpelighet av SKB, alle elementer

K. NorBetongs produksjonsstatistikk

1. Oppsummering TE3 og TE5 NorBetong Hanøytangen
2. Oppsummering TE1 og TE2 NorBetong Hanøytangen
3. Oppsummering TE4 og TE6 NorBetong Hanøytangen

L. Simuleringsrapporter

1. Eksempel på simuleringsrapport
2. Eksempel på intern simuleringsrapport basert på kalibrerte beregningsforutsetninger, uten kjøling
3. Eksempel på intern simuleringsrapport basert på kalibrerte beregningsforutsetninger, med kjøling

M. Rapportering av temperaturmålinger

1. Eksempel på temperaturreport

0 Sammendrag

Rapporten gir bakgrunnen for de spesielle kravene til materialsammensetning og kontroll av betongens risstendens i herdefasen som ble utformet for prosjektet E18 mellom Festningstunnelen og Ekeberg tunnelen, Bjørvikatunnelen. Opprissing pga fastholdte volumendringer i herdefasen vil kunne gi funksjonsproblemer i form av lekkasjer, og potensielle bestandighetsproblemer knyttet til armeringskorrosjon. Konstruksjonene er meget massive, og er derfor spesielt utsatt for termiske volumendringer.

Rapporten gir videre en beskrivelse av det arbeidet entreprenøren AFB (Arbeidsfellesskapet Bjørvikatunnelen) utførte for å utvikle en tilpasset lavvarmebetong, dokumentere sentrale materialeegenskaper, samt beregne og rapportere rissrisiko for støpeavsnittene i Senketunnelen (entreprise Sjødelen). Beregningene ble benyttet til å tilpasse aktuelle tiltak som bruk av kjølerør i ytterveggene.

De initielle beregningene viste seg å underestimere den virkelige rissfaren med omtrent 25%. Senketunnelens har mange sammenlignbare støpeavsnitt (seksjoner), og dermed repeterte spenningsberegninger og rissobservasjoner. Dette ga muligheten for å kalibrere beregningene av rissrisiko mot virkelig opprissingstendens, ved å anta at seksjoner med svak opprissingstendens har hatt en virkelig rissindekstilnærmet lik 1,0. I de kalibrerte beregningene ble det benyttet nedjusterte verdier for konstruksjonsbetongens strekkfasthet, samt mer konservative beregningsforutsetninger for konstruksjonsoppførsel og stivhet i bunnplata.

De kalibrerte beregningene ga et større kjøleomfang enn først planlagt, det ble etter hvert gjennomført kjøling av alle yttervegg – seksjoner. Det er ikke observert riss i noen av de veggene der dette tiltaket har fungert etter sin hensikt. I de tidlige støpeavsnittene der det ikke ble brukt kjøling, eller i senere støpeavsnitt der kjølingen ikke fungerte som forutsatt, oppsto det fra 1 til 6 riss (typiske rissvidder 0,1 - 0,2 mm).

Erfaringene fra Senketunnelen viser at beregning av betongens rissindeks kan være et nyttig produksjonsplanleggingsverktøy for massive betongkonstruksjoner der det stilles strenge krav til vanntetthet, eller rissfrihet kreves av bestandighetshensyn. Prosedyrer og tiltak basert på konkrete beregningsresultater vil gi bedre sikkerhet for oppnådd kvalitet. Slike beregninger er imidlertid ressurskrevende, og krever spesiell kompetanse .

1 Innledning

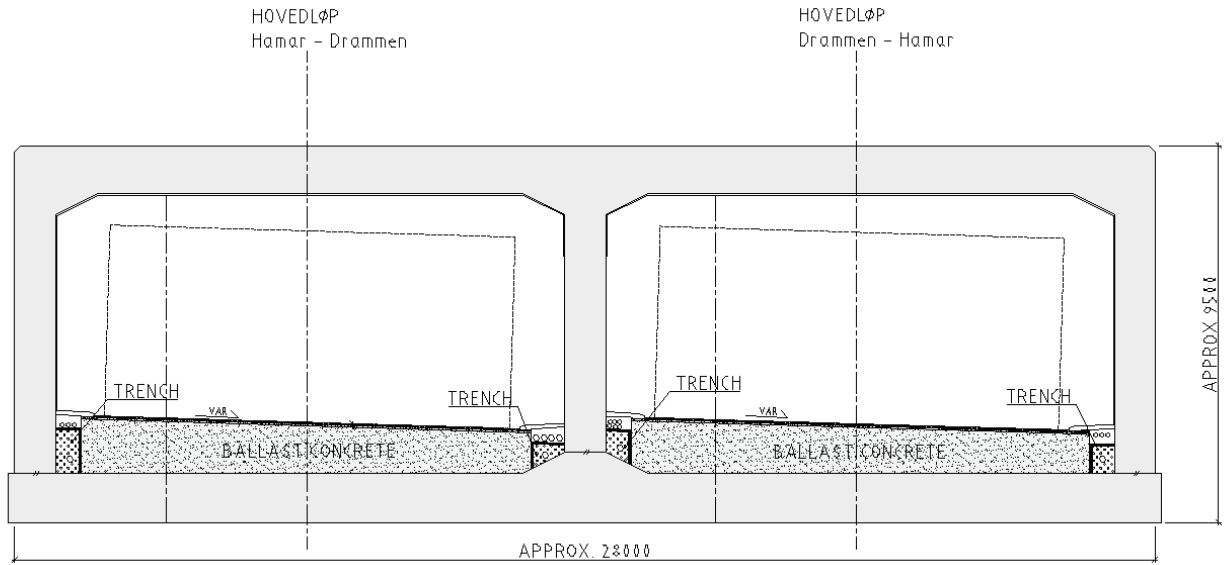
Bjørvikatunnelen er en del av den framtidige E18 i Oslo, og skal forbinde Festningstunnelen og Ekeberg tunnelen i Oslo. Tunnelen, som totalt er ca 1 km lang, består av kulvertkonstruksjoner på Sørenga og Havnelageret, forbundet av en senketunnel i Bjørvika. Trafikkbelastningen forventes å være som i dagens vegsystem, dvs en årsgjennsnittstrafikk på 90000.

Betongarbeidene i Bjørvikatunnelen er delt i tre entrepriser, her referert til som Sørenga, Senketunnelen og Havnelageret. Denne rapporten omhandler erfaringene med materialutvikling, betongproduksjon og risskontroll fra senketunnelen, dvs betongarbeidene innenfor AFBs entreprise. AFB, eller Arbeidsfellesskapet Bjørvikatunnelen, har bestått av Skanska Norge AS og de to nederlandske entreprenørselskapene BAM og Volker Stevin.

Senketunnelen består av to løp (3 + 3 kjørefelt), se figur1. Legg merke til at løpene har navn etter trafikketningen, dvs Hamar-Drammen (Ha-Dr), og Drammen-Hamar (Dr-Ha). Disse betegnelsene blir brukt også senere i rapporten. De tre veggene er alle 1 m tykke, bunnplatene og takplatene er 1,2 -1,4 m tykke. Tunnelens totalbredde varierer fra 28 – 42 meter. Totallengde ferdig tunnel er 675 meter.

Senketunneler bygges normalt som elementer i tørrdøkk, og slepes deretter til sin endelige lokalisering hvor de senkes og koples sammen sekvensielt. Elementene til senketunnelen i Bjørvika ble bygget i tørrdøkk på Hanøytangen utenfor Bergen. Tunnelen består av 6 elementer, hvert element er 112.5 meter langt.

Produksjonen på Hanøytangen ble gjennomført som tre døkksettinger, med 2 elementer for hver døkksetting. Elementene er nummerert fra 1-6 etter plasseringen fra Festningstunnelen til Sørenga; elementene 3 og 5 ble støpt først, deretter elementene 1 og 2, og til sist elementene 4 og 6. Hvert element er delt opp i 5 segmenter med en lengde på 22,5 meter. Bunnplaten i hvert segment utgjør en støpetappe, veggene og takplaten en annen. Dette gir totalt 60 store støpetapper, den største på ca 1750 m³. I tillegg kommer støp av endeskott, interne rømningsveier, og en rekke mindre støper. Senketunnelen består i alt av 67.000 m³ konstruksjonsbetong. I tillegg kommer midlertidige konstruksjoner og ca 21.000 m³ ballastbetong, hovedsakelig støpt ut i Bjørvika.



Figur 1. Tverrsnitt av senketunnelen i Bjørvika



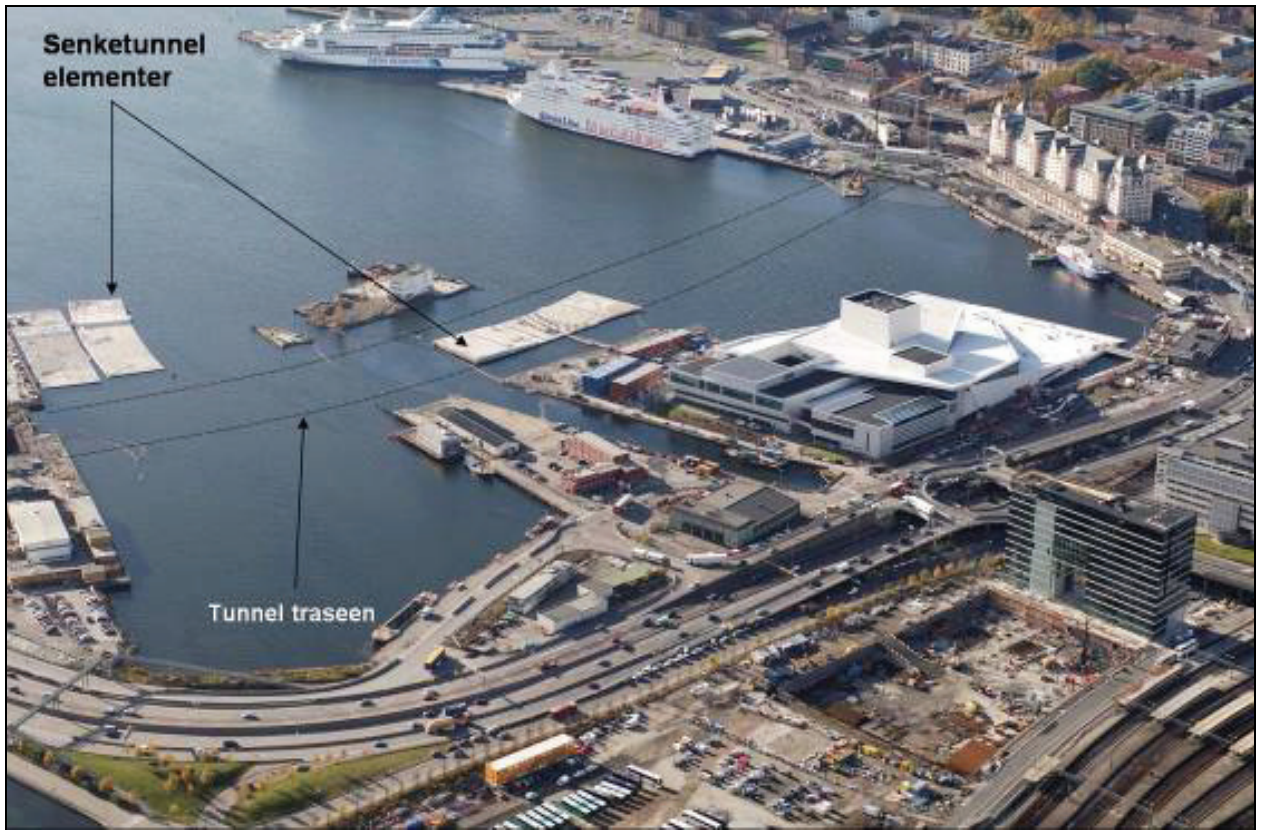
Figur 2. Dokka på Hanøytangen, 1. dokksetting



Figur 3. Tunnelement 3 før støp av endeskott



Figur 4. Fylling av dokka, 1.dokksetting



Figur 5. Mellomlagring av tunnelementene før montering i Bjørvika

2 SVVs spesifikasjon av lavvarmebetong, bakgrunn og krav

2.1 Bakgrunn

Fra første stund var det åpenbart at Bjørvika senketunnel krevde noe spesielt hva angår betong og utførelse:

1. Konstruksjonen ville bli utsatt for vanntrykk 24 timer i døgnet hele sin levetid. Sikring av vanntetthet var derfor et helt sentralt moment.
2. Konstruksjonens overflater ville bli utilgjengelige eller svært vanskelig og kostbart tilgjengelige, og man kunne ikke tenke seg noen løsninger som krevde utbedringer /vedlikehold.
3. Selv om SVV generelt sikter mot 100 års levetid for nye bruer og tilsvarende konstruksjoner i vegnettet, burde man her ha et enda lengre tidsperspektiv i bakhodet. Foruten vanntetthet måtte betongkonstruksjonen være bestandig mot alle kjente nedbrytningsmekanismer.

Erfaringene med SV-30 (som er den betongspesifikasjonen SVVs regelverk beskriver for denne konstruksjonen) og SV-40 betong tilsa at det ville bli problemer med opprissing og lekkasjer dersom slik betong ble brukt. Varmeutvikling i herdefasen og tilbakeholdt temperaturkontraksjon er generelt hovedproblemet, men man måtte også regne med et betydelig bidrag fra autogent svinn (også kalt selvuttørkingssvinn).

Fra faglitteraturen kjente SVV til hvilke hjelpemidler som brukes internasjonalt i slike tilfeller. Lavvarmesement er mye omtalt i litteraturen, men produseres i svært beskjedent omfang. Om lavvarmesement var tilgjengelig noe sted, kunne det bli upålitelige leveranser. Pozzolane eller latent hydrauliske erstatningsmaterialer for portlandsement, eksempelvis flygeaske og råjernsslag, er de hjelpemidlene som benyttes i dag for å produsere betong med lav varmeutvikling. Positive bivirkninger ved riktig bruk av slike materialer er redusert risiko for armeringskorrosjon og redusert risiko for alkalireaksjoner.

Utenom erfaringene med de blandingssementene Norcem har levert (MP30-I, MP30-II, flygeaske og slag) eksisterte ingen bransjeerfaring verken med utvelgelse av erstatningsmateriale eller egenskaper for betong som inneholder erstatningsmaterialer. Det var forventet at det i Bjørvikaprojektet var behov for utstrakt bruk av erstatningsmaterialer i betongen.

Kravene var klare og problemene definert, prinsipløsningen var også klar, og tanken var at byggherren måtte kunne an vise minst en konkret og gjennomførbar løsning. Men man kunne ikke teste alle mulige materialer i verden; materialvalget måtte naturlig nok begrenses. Et aspekt var også at disse materialene måtte med rimelig sikkerhet være tilgjengelige i tilstrekkelige kvanta på det tidspunktet de skulle leveres.

2.2 Utprøvningsprogram

SVV gjennomførte et utprøvningsprogram med en flygeaske og to slagg-varianter. Det ble også undersøkt en Nederlandsk slaggsement som har vært brukt i tilsvarende konstruksjoner tidligere, og som hadde et godt renommé. Ut fra denne laboratorieprøvingen ble flygeasken valgt som den beste/mest lovende løsningen.

Det ble deretter gjennomført to fullskala betongproduksjoner/betongarbeider med flygeaskebetong i henhold til spesifikasjonene, for å se om vi kunne oppdage problemområder i fullskala drift. (Støttemurer Lunden, Kontrollstasjon Taraldrud). Total 10 rapporter ble laget fra utprøvningsprogrammet, inklusive fullskalaforsøkene og i tillegg spenningsberegninger og evalueringer av risistendens. En CD med disse 10 rapportene [1] ble gjort tilgjengelige for anbyderne.

Resultatet av dette forarbeidet tydet på at man hadde en prinsipielt god løsning, selv om det langt fra var sikkert at kunstig kjøling i herdefasen kunne unngås. Valg gjort av entreprenøren kunne også påvirke behovet for kjøling. SVV måtte også være åpne for at anbyderne kunne ha bedre løsninger enn det som var funnet fra utprøvningsprogrammet. "SVVs løsning" kunne i så fall være referanse for bedømming av alternativer.

2.3 Siktemål med spesifikasjonen

Spesifikasjonen måtte utformes slik at den var mer "åpen" for entreprenørens initiativ og egen kompetanse enn det som er vanlig i vanlige enhetspriskontrakter. Denne "friheten" måtte nødvendigvis medføre en forskyvning i ansvar og risiko over til entreprenøren. Siktemålene for spesifikasjonen var:

1. Angi så klart som mulig hva byggherren bestilte og var ute etter. Tallfestede og presise krav der det var mulig, mer funksjonsorienterte krav der målet kunne oppnås ved en rekke kombinasjoner av parametere.
2. Engasjere entreprenøren i reseptutvikling og utprøving av betongens egenskaper. Dette gjaldt så vel de materialeegenskapene som påvirker det ferdige produktet og de som har innflytelse på utførelse/anleggsdrift/framdrift. Entreprenøren fikk "alt byggherren hadde og visste" (alle SVVs rapporter fra utprøvningsprogrammet), men hadde selv ansvar for å verifisere dette, supplere med slik prøving etc. som han fant nødvendig/ønskelig, og slik at han hadde risiko for det ingen av oss visste da arbeidene startet (hvis det var noe).
3. Grenseverdiene for kravene kunne være romslige der det egentlige funksjonskravet kunne ivaretas mer direkte, og hvor lufttemperatur/værforhold kunne innvirke sterkt på hva som ville være optimal drift. (Eksempler: Anbyder kunne selv foreslå annen sement enn Norcem Anlegg, annet erstatningsmateriale enn dansk flygeaske; i byggherrens forslag 30-65% FA av Portlandsementvekten).
4. Det ble ansett som viktig å legge klare rammer for vesentlige detaljer i spesifikasjonene, for eksempel hvordan masseforhold skulle beregnes (k-faktor for flygeaske) og krav til masseforholdet (m). Analysen av laboratoriedataene viste at hvis $k=0,4$ ble valgt for flygeaske ville mye av vinningen gå opp i spinningen mht betongens varmeutvikling. Vi måtte regne en høyere k-verdi hvis vi skulle få nytte av flygeasken. Riktignok kunne det spesifiseres en annen m-verdi for å kompensere, men

i så fall måtte dette ha medført en innsnevring av FA-grensene 30-65 %. Med hensyn til fasthet så $k=0,7$ ut til å være en rimelig faktor ved 28-døgn, og denne ble valgt. (denne vurderingen kan diskuteres, og det kan diskuteres om 28-døgn var en riktig alder. Men fordelene ved å bruke 28-døgn, det samme som alderen ved fasthetskontroll, var at entreprenøren lettere kunne sjonglere med FA-doseringen avhengig av varierende værforhold, var tanken.)

2.4 Beregning og beregningsverktøy for rissindeks

Dette var med hensikt noe åpent beskrevet, og noe annet var vanskelig å tenke seg. Teoretisk eksisterte verktøyet og alt som skulle til, men det eksisterte ikke ”flere års erfaring” i benyttelse av slikt verktøy. Det måtte forventes at ulike anbydere ville stille med eget beregningsverktøy og at forutsetningen for å ta ansvar var at de ville benytte eget verktøy. Angivelsen av krav til rissindeks ville fungere som et klart faglig signal (ikke 0,95 eller 0,90, heller ikke 0,60, men et tall som i nyere litteratur har vært antydning som godt, men ikke absolutt sikkerhet). Det var en sjans for at entreprenørens prøvings- /dokumentasjonsmetoder, parametervalg og beregningsmetodikk kunne være feilaktige i god tro, eller kunne manipuleres av den som måtte ønske det - og uten at byggherren kunne skaffe seg innsyn i det. Strategien var at beskrivelsen skulle utformes slik at den appellerte til ingeniøren i entreprenøren ved å si: ”Bruk all din kunnskap, erfaring og kompetanse, og vis oss at du gjør ditt beste, vi gir deg frihet til å bruke din kompetanse men vil ikke tillate deg å ta store sjanser på våre vegne. Lekkasjer er din risiko.”

2.5 Prøvestøp

Det ble sett på som viktig at entreprenøren gjennomførte prøvestøping for arbeidet med konstruksjonen startet. Det ble krevd gjennomført minst en ”stor prøvestøp” og en ”liten prøvestøp” på anlegget for den eller de betongreseptene som ble ønsket brukt. Tanken var at prøvestøpene skulle fungere som en test og kontroll på beregninger og temperaturloggeutstyr. Hvis forhåndsberegninger skulle vise at det var nødvendig med tiltak som kjøling/varming (samt etterinjisering av kjølerør) av betong var tanken at ”stor prøvestøp” også skulle innbefatte disse.

Stor prøvestøp ble beskrevet å skulle representere et utsnitt av tunnelen. Denne skulle i tillegg til momentene ovenfor fungere som en utførelseskontroll for aktuelt utstyr og personell. Det var forventet at det var store utfordringer knyttet til utførelsen; det gjaldt for eksempel støping av tett armert høy vegg, omstøping av waterstop etc. Det var viktig at spesielle utfordringer mht. utførelsen ble avdekket før selve byggingen startet.

2.6 Spesifikasjonens ordlyd

For senketunnelen ble det dermed spesifisert bruk av lavvarmebetong og krav til å sannsynliggjøre rissfrihet gjennom spenningsberegninger. Sentral tekst i tilbudsgrunnlaget som omhandler betongresept, risskontroll og utførelse er gitt i det følgende. For å øke lesbarheten er aktuell tekst tatt direkte fra tilbudsteksten (i kursiv) og samlet her etter faglig innhold og således gjort prosessuavhengig. De aktuelle prosessene i kontrakten er gitt i Vedlegg A.

Betongresept/delmaterialer

Byggherrens forslag er en trepulverblanding bestående av:

- *Norcem Anleggsement, CEM I 52.5, NS-EN 197-1*
- *Flyveaske av dansk fabrikat (samme som i Norcem Anlegg FA)*
- *Ikke-alkalireaktivt tilslag*
- *med mer..*

Betongsammensetning/egenskaper

Tilslagsvolumet pr. m³ betong tilstrebes høyest mulig, slik at limandelen (som gir varmeutvikling og svinn) kan holdes på et lavt nivå.

- *Silikastøv: 4-8 % av portlandsementvekten. Dette gjelder uansett valg av sementtype/-fabrikat.*
- *Flyveaske: Doseringen skal være minimum 30 %, maksimum 65 % av Portlandsementvekten. Mengden tilpasses temperatur og utførelsesforholdene slik at betongen ikke har høyere varmeutvikling og opprissingstendens enn det som er akseptabelt. For flyveaske regnes virkningsfaktor 0,7 ved beregning av masseforhold. Flyveaskens lavere bidrag til 28 døgns fasthet sammenliknet med Portlandsement kompenseres hvis nødvendig med lavere masseforhold for betonger med høyt flyveaskeinnhold.*

Betongen skal tilfredsstillende følgende krav:

- *Fasthetsklasse C40*
- *Miljøklasse MA, masseforhold $m = v/b \leq 0,45$, hvor bindemiddelmengden $b = c + \sum(kp)$*
- *Densitet i herdnet, vannlagret tilstand $2,45 + 0,10/-0,05 \text{ kg/dm}^3$*
- *God støpelighet/komprimerbarhet, minimal separasjon*

Byggherren har utført laboratorieundersøkelse med ulike betongsammensetninger for utvikling av egnet betongtype. Feltforsøk er gjennomført for verifisering av betongegenskapene og evaluering av produksjonsmessige forhold. Rapporter fra disse undersøkelsene er vedlagt konkurransegrunnlaget for informasjon. På grunnlag av den informasjonen rapportene gir, skal entreprenøren utarbeide og gjennomføre et reseptutviklingsprogram, tilpasset produksjonsforholdene i prosjektet. Entreprenøren skal utvikle resepter tilpasset ulike utstøpingsforhold, eksempelvis støpeskjøter og armeringstetthet, og resepter tilpasset ulike temperaturforhold.

Utførelsesplanlegging, generelt

Før betongarbeidene starter skal entreprenøren overlevere til byggherren en plan som viser hvordan alle hovedelementene i betongarbeidene tenkes utført, hvilke kapasiteter og hovedressurser som er forutsatt og hvilke operasjoner som eventuelt blir å variere avhengig av årstid/utførelsesforhold. Denne planen kommenteres av byggherren og eventuelt justeres før den legges til grunn for planleggingen av hver enkelt støp.

Den tekniske oppfølgingen av lavvarmebetong og bruken av denne vil være spesielt kompetansekrevene i forhold til normal betong. Entreprenøren skal derfor ha eget, sertifisert betonglaboratorium med kvalifisert personell og nødvendig utstyr på produksjonsstedet. Spesielt i forberedelsesfasen, oppstartfasen og inntil erfaringer er vunnet må entreprenøren regne med stort omfang av kontrollarbeid, deriblant kontroll/styring av luftinnhold, fersk betong temperatur, styring av tiltak for å unngå opprissing, varme- og fasthetsutvikling etc. Kostnadene for dette skal være inkludert i prosessen.

Hver enkelt betongstøp skal detaljplanlegges i tilstrekkelig tid på forhånd, og av planen skal det framgå hvordan en vil sikre at produktet tilfredsstillende alle krav.

Betongresept og utførelse skal sikre at alle konstruksjonsdeler som blir utsatt for vanntrykk blir vanntette og rissfrie. Herdeforløpet skal på forhånd simuleres med et egnet dataprogram som foruten temperatur- og fasthetsutvikling også beregner spenninger på grunn av tilbakeholdte temperatur- og svinnbevegelser i den herdnede konstruksjonsdelen under de aktuelle forhold. Alle tiltak for å unngå opprissing er entreprenørens risiko og ansvar, og kostnadene skal inkluderes i betongprisen.

Betongresept og utførelse for øvrig skal velges slik at den opptredende strekkspenningen under utstøping og herding av betongen til enhver tid holdes under 75 % av betongens strekkfasthet. Entreprenøren kan om ønskelig velge en større sikkerhet mot opprissing enn krevd ovenfor. Dersom opprissing skjer til tross for tilfredsstillende beregningsmessig sikkerhet på forhånd, er også injeksjonsmessige tiltak for fullstendig vanntetting av rissene entreprenørens ansvar.

Alle arbeider med evaluering av betongreseppter og egenskaper samt utførelsesmessige tiltak og risiko, skal forelegges byggherren for uttalelse så tidlig at det er rimelig tid for å gi kommentarer og slik at kommentarene kan innarbeides i videre arbeidsopplegg og i selve konstruksjonsutførelsen. Byggherrens kommentarer skal vurderes og innarbeides fortløpende.

Som del av utførelsesplanen skal entreprenøren utarbeide en kontrollplan, både for å styre utførelsen og for å verifisere samsvar mellom simulering og egenskapsutvikling i konstruksjonen.

Dersom det viser seg at det finnes riss med større rissvidde i betongoverflaten enn 0,15 mm, eller at konstruksjonen ikke er vanntett ved at vannlekkasjer observeres, skal dette repareres. Dette kan repareres med to-komponent epoxyblanding eller egnet sement som gir varig tetting. Entreprenøren skal selv utarbeide detaljert metode. Denne injiseringen skal foretas når konstruksjonen er i temperaturlikevekt med omgivelsene.

Entreprenøren skal utarbeide en inspeksjonsmetode for hvordan det skal kontrolleres at konstruksjonen er vanntett. Denne forelegges byggherren. Kontroll og eventuell reparasjon skal foretas både før og etter dokken fylles med vann. All reparasjon skal være ferdig før dokkporten åpnes.

Både kontroll og reparasjoner skal dokumenteres på en systematisk måte slik at det klart framkommer på skisser, tegninger eller bilder hvor riss og vannlekkasjer er oppdaget og hvordan reparasjonen er foretatt. Denne dokumentasjonen skal fremlegges byggherren i rimelig tid etter at kontroll og reparasjon er foretatt.

Risskontroll/simuleringsprogram

Herdeforløpet skal på forhånd simuleres med et egnet dataprogram som foruten temperatur- og fasthetsutvikling også beregner spenninger på grunn av tilbakeholdte temperatur- og svinnbevegelser i den herdnende konstruksjonsdelen under de aktuelle forhold.

Entreprenøren skal ved hjelp av temperatur- og spenningsanalyser dokumentere at den planlagte risikoen for herderiss er akseptabel under de klimatiske forhold som er aktuelle.

Temperaturberegningene skal utføres med bruk av et anerkjent program basert på elementmetoden. Valg av dataprogram og all input til simuleringsprogrammet er entreprenørens ansvar.

Temperaturberegningene skal baseres på dokumenterte verdier for adiabatisk varmeutvikling for den aktuelle betongen og for konduktivitet for forskaling og eventuelle isolasjonsmaterialer. Inngangsdata i analysen kan omfatte realistiske data for å simulere aktuell utførelse.

Resultatene fra analysen skal inneholde informasjon slik som:

- Temperaturkurve som viser gjennomsnittstemperatur for konstruksjonsdelene*
- Temperaturkurve som viser temperaturforskjellen mellom gjennomsnittstemperaturen av nylig støpte konstruksjonsdeler og tidligere støpte konstruksjonsdeler*
- Temperaturkurve som viser temperaturforskjellen mellom gjennomsnittstemperaturen av nylig støpte konstruksjonsdeler og overflatetemperaturen av de samme konstruksjonsdeler*
- Temperaturkurve som viser maksimal temperatur i betongen*

Spenningsberegningene skal utføres med bruk av et anerkjent program basert på elementmetoden. Inngangsdata i analysene skal omfatte resultatene fra temperaturberegningene og realistiske data for øvrig.

Resultatene fra analysen skal inneholde informasjon slik som:

- En generell presentasjon av spenningsnivå i konstruksjonen*
- Utvikling av hovedspenninger*
- Utvikling av risikoen for oppsprekking i kritiske områder*

Risikoen for oppsprekking (P) defineres ved:

$$P = \frac{\text{Maksimal hovedtrekkspenning}}{\text{Aksiell strekkfasthet}}$$

Den aksielle strekkfastheten av betongen ($f_{ct,ax}$) kan bestemmes fra spaltestrekkfastheten ($f_{ct,sp}$) dersom den ikke bestemmes direkte.

Basert på spenningsanalysen skal entreprenøren fastlegge grenseverdier for temperaturdifferanser for de enkelte konstruksjonsdeler.

Dersom simuleringsberegninger viser at opptredende strekkspenninger blir for høye til tross for maksimal innsats av betongteknologiske virkemidler, deriblant flygeaskedosering, skal det treffes utførelsesmessige tiltak for å redusere spenningene. Slike tiltak kan være:

- å sørge for at fersk betong ikke har høyere temperatur enn absolutt nødvendig (sprinkling av grovt tilslag med ferskvann for kjøling etc.)
- å utnytte lavere nattetemperatur for betongstøping
- benytte varmeisolering på betongoverflatene i herdeperioden

Dersom tiltak ut over dette er nødvendig, eksempelvis kjøling med innstøpte kjølerør eller kjøling av fersk betong, skal slike tiltak planlegges, utføres og kontrolleres av entreprenøren slik at rissrisikoen reduseres til et akseptabelt nivå i henhold til simuleringsberegninger av herdeforløpet. Innstøpte kjølerør skal injiseres med sementmasse av samme kvalitet som benyttes for spennkabelrør når de ikke lenger skal brukes til kjøling.

Prøvestøp

Prøvestøp skal utføres for den eller de reseptene som entreprenøren ønsker å benytte. Prøvestøp skal utføres med den betong og de metoder / utstyr og personell som entreprenøren vil benytte på anlegget. Det skal utføres "stor prøvestøp" og "liten prøvestøp".

Entreprenøren skal utarbeide et program og en fremdriftsplan for arbeidet med prøvestøpen hvor dette ses i sammenheng med reseptutviklingsprogrammet. Denne dokumentasjonen skal forelegges byggherren minst 2 uker før arbeidet med prøvestøpen tar til.

Av hver resept som forutsettes å kunne benyttes i konstruksjonen skal det støpes ut minimum en vegg med tykkelse 0,5 m, lengde 3 m og høyde 1 m. Prøvestøp ("liten prøvestøp") benyttes til evaluering av støpelighet og forløp av konsistenstap, og instrumenteres for måling av temperaturforløp i kjerne og rand. Målte temperaturforløp sammenholdes med simulert temperaturutvikling.

Minst en prøvestøp ("stor prøvestøp") skal representere et utsnitt av tunnelen som skal være minst 3 m i lengderetningen og dekke minst 5 m bredde av bunnplaten og takplaten og hele veggghøyden. For å eliminere usikkerhet med hensyn til varmetap til omgivelsene, skal modellens endesteng være isolert med minst 50 mm ekstrudert polystyren.

Om nødvendig skal det utføres flere prøvestøper for å dekke det program som kreves. Programmet skal benyttes for å prøve ut følgende:

- *Temperaturutvikling og temperaturgradienter*
- *Kjøling/varming av betong*
- *Injeksjon av eventuelle kjøle/varmerør. Testen skal gjøres med den største rørlengden som skal benyttes.*

Entreprenøren skal verifisere temperatur- og spenningsberegninger ved hjelp av simuleringsprogram. Temperaturen i herdnende betong skal overvåkes kontinuerlig med datalogger tilknyttet PC for simultan presentasjon av temperaturmålinger. Prøvestøpen må derfor utstyres med temperaturmålere. Målingene fra disse skal sammenliknes med beregnede verdier. Temperaturen skal vises i figurer og sammenliknes med temperaturforløp som er fastlagt ved simuleringsberegninger og krav til grenseverdier som er gitt for øvrig. Målingene skal starte ved utstøping og skal fortsette inntil det er klart at alle krav er oppfylt. Målingene skal utgjøre et beslutningsgrunnlag for entreprenøren med hensyn til iverksetting av herdetiltak. Nøyaktigheten på temperaturmålingsutstyret skal være ± 1 °C. Resultatene skal rapporteres til byggherren på en oversiktlig måte.

Entreprenøren skal gjøre uttak av tilstrekkelig antall kjerneprøver for å vise om utstøping har vært vellykket eller ikke. I prinsippet gjelder dette alle resepter som entreprenøren vil benytte, men for betonger med de samme delmaterialene fordelt i ulike mengdeforhold, eksempelvis betonger med flyveaskedosering fra 30 til 65 % av portlandsement-vekten, dokumenteres et utvalg resepter, for eksempel 30, 45 og 60 % flyveaske. Dokumentasjonen skal minimum omfatte:

- *Elastisitetsmodul NS 3646 ved 7, 28 og 90 døgn*
- *Trykkfasthetsutvikling fram til minimum 90 døgn alder*
- *Spaltestrekkfasthet NS 12390-6 fram til minst 28 døgn alder*
- *Frostbestandighet, NS-EN 480-11. Krav: Avstandsfaktor luft mindre enn 0,25 mm og spesifikk overflate luft større enn $25 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$.*

Betongen kan benyttes etter at prøver ved 28 døgn er utført, forutsatt at kravene som er satt ved denne alder er oppfylt.

3 Betongproduksjon

3.1 Reseptutvikling

Et utdrag fra kontraktens *Prosess 13.81 Dokumentasjon av lavvarmebetong* er gitt i vedlegg A. *Prosess 13.811 Reseptutviklingsprogram* spesifiserer hvilket arbeid som skal gjennomføres for å utvikle og dokumentere de ulike variantene av lavvarmebetongen til senketunnelen. Kravene til materialsammensetning, funksjonskrav og krav til dokumentasjon er gitt i *Prosess 84.419 Betong C40 Lavvarmebetong* og *Prosess 84.491 Prøvestøp*. Et utdrag fra disse prosessene er gitt i vedlegg B og C.

AF Bjørvikatunnelens prosedyre *P-36 Prosedyre for utviklingsprogram for lavvarmebetong* er gitt i vedlegg D. Det ble utarbeidet i alt 5 statusrapporter fra dette utviklingsarbeidet, disse er gjengitt i vedlegg E.

Utviklingsarbeidet ble gjennomført ved:

- Betonglaboratoriet ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU, i samarbeid mellom AF Bjørvikatunnelen og NorBetong
- Norcems betonglaboratorium i Brevik, i samarbeid mellom AF Bjørvikatunnelen, NorBetong og Norcem
- NorBetongs blandeanlegg på Hanøytangen, i samarbeid mellom AF Bjørvikatunnelen og NorBetong

Utviklingsarbeidet tok utgangspunkt i kontaktens beskrivelse av en trepulverblending bestående av:

- Norcem Anleggsement, CEM I 52,5 (NS-EN 197-1)
- Flygeaske av dansk fabrikat. (Samme flygeaske som Norcem anvender i Standard FA sement, levert av Eminent a/s). Flygeaske NS-EN 450
- Silikastøv NS 3045.

Bindemidlet er videre spesifisert med:

- Masseforhold $m \leq 0,45$
- Andel flyveaske 30-65 % av klinkermengden, virkningsfaktor 0,7
- Andel silikastøv 4-8 %, virkningsfaktor 2

Betongen er spesifisert med en luftporekarakteristikk som i praksis tilsvarer et luftinnhold i den ferske betongen på 5 % (kravet er gitt som et dokumentasjonskrav for prøvestøpene). Betongen er videre spesifisert med en densitet i vannlagret, herdet tilstand på $2450 +100/-50 \text{ kg/m}^3$.

Densitetskravet i kombinasjon med kravet til frostbestandighet utløste behov for spesielt tungt tilslag. AF Bjørvikatunnelen og NorBetong valgte å prøve ut kombinasjoner av granittgrus fra Årdal og pukkk av typene Eklogitt fra Visnes og Norit fra Rekefjord, begge med densitet i området 3100 kg/m^3 . Eklogitt ble etter hvert valgt pga bedre støpelighetsegenskaper, og forhold rundt logistikken.

Granittgrusen fra Årdal ble spesielt designet for å gi høy pakningsgrad, og samtidig et høyt finstoffinnhold (8-9 %). Et høyt finstoffinnholdet ble valgt for å gi betongen tilstrekkelig høyt matriksvolum for produksjon av selvkomprimerende betong, og samtidig god stabilitet i hele konsistensområdet.

Etter gjennomføring av et stort antall prøveblandinger konkluderte AF Bjørvikatunnelen og NorBetong at trepulverblandingene ikke ga tilstrekkelig stabilitet til at det ville være mulig å unngå steinseparasjon ved de ønskede konsistensnivåene, og spesielt ikke i selvkomprimerende betong. Selvkomprimerende betong ble på et tidlig stadium vurdert nødvendig ved støp av veggene i tunnelelementene. Det ble derfor tatt kontakt med Norcem for å utrede muligheten for sammaling av sementklinker og flyveaske. Dette ble antatt å kunne gi forbedrede stabilitetsegenskaper i betongene, og samtidig enklere logistikk og mer robust betongproduksjonen pga færre bindemiddelkomponenter.

Norcem stilte seg umiddelbart positiv til dette forslaget, og det ble utviklet sammalte sementer i laboratorieskala for utprøving ved betonglaboratoriene ved NTNU og i Brevik. Samtidig begynte Norcem arbeidet med å modifisere en sementmølle for produksjon av en sammalt sement med inntil 50 % flyveaske (i % av klinkermengden). Det viste seg etter hvert at denne møllen ikke hadde innmatingskapasitet til mer enn en flyveaskeandel på ca 44 % (dette ble senere økt til ca 50 % ved en enkel modifikasjon av sementmøllen).

I utgangspunktet valgte AF Bjørvikatunnelen å utvikle lavvarmebetonger med hhv. 30 % og 50 % flyveaske. Betongen med 50 % flyveaske ble vurdert å ha godt nok potensiale mht. risstendens ved fastholdt termisk og autogen dilatasjon, men samtidig for langsom egenskapsutvikling for de aktuelle produksjonsyklusene på Hanøytangen. Begrensningen i flyveaskeinnholdet som skyldes sementmøllen ga litt høyere varmeutvikling i betongene enn ønskelig, men ble likevel vurdert å være akseptabel. Isoterm varmeutvikling ble i reseptutviklingsprogrammet målt til 270 kJ/kg. Ideell varmeutvikling ble vurdert å være i området 230-260 kJ/kg for tunnelveggene, og ca 300 kJ/kg for takplatene.

Betongen med 30 % flyveaske ble utviklet for bruk i takplatene, som ble vurdert å gi behov for noe raskere fasthetsutvikling enn bunnplater og vegger. Ved prøveblanding ble en andel flyveaske på 30 % oppnådd ved å kombinere sammalt sement med 44 % flyveaske med ren anleggssement.

Bruken av betongen med 30 % flyveaske ble etter hvert revurdert, fordi prøving av fasthetsutvikling av betongen med sammalt sement med flyveaskeandel 44 % likevel viste seg å ha tilstrekkelig rask fasthetsutvikling. All betong i senketunnelen er derfor produsert med et flyveaskeinnhold på 44-50 % (iht kontraktens definisjon).

Den nye sammalte flyveaske-sementen klassifiseres som CEM II/B-V iht sementstandarden NS-EN 197-1. Den innledende produksjonen på Hanøytangen ble gjennomført uten sertifikat på sementen, men med en midlertidig deklarasjon fra Norcem, og godkjenning fra byggherren. Sertifiseringsprosessen er dokumentert i vedlegg F. Sementstandarden angir flyveaskeinnhold i prosent av samlet sement, dvs den sammalte sementen har et flyveaskeinnhold på 30,5-33,5 % iht standardens definisjon. Sementen ble gitt det foreløpige navnet Norcem Anleggssement FA.

Når sement og flyveaske er sammalt er det ikke praktisk mulig å operere med to ulike virkningsfaktorer for de to komponentene ved produksjon av betong. Kravet til masseforhold

($m \leq 0,45$) er derfor omregnet slik at sementen samlet har virkningsfaktor 1. I denne omregningen ble det i utgangspunktet forutsatt et flyveaskeinnhold i sementen på 44 % (kontraktens definisjon), og en virkningsfaktor på flyveasken på 0,7, slik kontrakten forutsetter. Maksimalt tillatt masseforhold for det samlede bindemidlet blir da 0,41. Silikastøv er tilsatt i en mengde beregnet ut fra sementmengden fratrukket flyveaskeinnholdet.

Betongen i bunnplater og takplater er produsert med et masseforhold på 0,39, men den selvkomprimerende betongen i veggene er produsert med et masseforhold på 0,38. Dette ble vurdert å gi tilstrekkelig margin til å tilfredsstille kravet til største tillatte masseforhold, også ved en viss variasjon i sementens flyveaskeinnhold.

Kombinasjonen tung pukk, høy flyteevne og strenge krav til stabilitet utløste behov for videreutvikling av de tilgjengelige plastiserende tilsetningsstoffene. NorBetongs leverandør Sika Norge utviklet det polykarboksylat-baserte tilsetningsstoffet Sika Viscocrete HT-250, som har noe større stabiliseringsevne enn basisvarianten Sika Viscocrete FB-2, som er alment tilgjengelig. I den selv-komprimerende betongen ble det i tillegg valgt å benytte en moderat mengde co-polymer-basert stabilisator av typen Sika Stabilizer 4R.

Prøveproduksjon av betongvariantene i full skala på Hanøytangen viste at kombinasjonen av lavt vann/pulverforhold (stort totalt finstoffinnhold) og stabiliserende tilsetningsstoffer ga betong med behov for lang blandetid, og tendens til konsistensutvikling etter avsluttet blandedprosedyre. Dette ga behov for faste prosedyrer for etterblanding av betong under transport, og strengere krav til kontinuerlig dialog mellom NorBetongs blandeoperatører og AF Bjørvikatunnelens mottakskontroll.

Flyveaskecement eller tilsetning av flyveaske ved betongproduksjon gir normalt vesentlig høyere forbruk av luftinnførende tilsetningsstoff. Dette ble også observert i reseptutviklingsprogrammet. Ved prøveproduksjon på Hanøytangen ble det også observert en tendens til langsom utvikling av luftporesystemet, og dermed tendens til økt luftinnhold etter transport og pumping.

Betongen med 2 kg PP-fiber er en variant av bunnplate- og takplatebetongen med 44 % flyveaske. Det ble også utviklet en fiberbetong med 30 % flyveaske, men denne ble aldri satt i produksjon av samme årsak som nevnt over. Fiberen er av type Sika Crackstop 6 mm. Bindemiddelforbruket i fiberbetongen er noe større for å kompensere for redusert konsistens pga fiberen. Ved støp ble fiberbetongen vurdert å ha omtrent samme støpelighet som betongen uten fiber. I betongproduksjonen ble fiberen matet inn manuelt via tilslagsvekta. All innmating ble loggført kontinuerlig.

Totalt ble det gjennomført ca 60 prøveblandinger før gjennomføring av prøvestøpene på Hanøytangen, derav ca 15 i full skala. Tabell 1 og 2 viser de 4 reseptene som ble satt i produksjon. Det ble bare gjort mindre endringer i reseptene i løpet av de tre dokksettingene. Reseptene er også gitt i regneark i vedlegg F. Materialdokumentasjon for hvert enkelt delmateriale er også gitt i Vedlegg F.

Reseptbenevnelsene angir fasthetsklasse (C40), mengde flyveaske (opprinnelig satt til hhv 30 og 50 %), største steinstørrelse (hhv 16 og 26 mm), SKB-betong, og eventuell PP-fiber.

Tabell 1. Bruksområder og reseptbetegnelser

Bruksområde	Resept
Bunnplater, takplater over himling	C40-50-26
Vegger	C40-50-26-SKB
Takplater, himling	C40-50-26-PP
Spesielt trange forhold, innredningsarbeider, endeskott	C40-50-16-SKB

Tabell 2. Basisreseppter for betongene i senketunnelen

Delmaterialer (kg/m ³)	C40-50-26	C40-50-26-SKB	C40-50-26-PP	C40-50-16-SKB
Norcem Anleggssement FA	376,3	390,4	417,8	421,4
Elkem Microsilica	10,6	19,5	13,8	21,1
Fritt vann	157,1	163,2	173,7	168,2
Absorbent vann	10,0	9,5	9,5	9,1
Årdal 0-8 mm (granitt)	990,4	1043,9	938,6	1163,8
Visnes 8-16 mm (eklogitt)	331,3	376,5	305,0	622,9
Visnes 16-26 mm (eklogitt)	578,6	423,3	557,3	-
Sika Viscocrete HT 250	4,14	5,07	4,18	5,48
Sika Stabilizer 4R	-	0,98	-	1,05
Sika Aer-S (1:9)	1,13	1,37	1,25	1,05
Sika Crackstop 6 mm	-	-	2,0	-

3.2 Betongdokumentasjon

Dokumentasjon av betongegenskapene iht kravene i kontrakten ble gjennomført av SINTEF. Alle aktuelle SINTEF prøvingsrapporter er gitt i vedlegg H og I. Rapporter fra prøving av betong med 30 % flyveaske er utelatt her.

Tabell 3 viser hvilke rapporter gjelder prøving av egenskaper som inngår som input i beregning av rissrisiko.

Tabell 3. Prøvingsrapporter som gjelder parametre for simulering av herdeforløp

Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 28 døgns alder.	SINTEF-rapport 33185-1
Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 90 døgns alder	SINTEF-rapport 33185-4
Autogent svinn og varmeutvikling	NTNU-rapport datert 2006-06-19

Tabell 4 viser hvilke rapporter som gjelder prøving av bestandighetsegenskaper.

Tabell 4. *Prøvingsrapporter som gjelder bestandighetsegenskaper*

Luftporekarakteristikk - prøvestøp	SINTEF-rapport 33188-1
Frostbestandighet, prøvestøp	SINTEF-rapport 33188-2
Luftporekarakteristikk – TE3 og TE5	SINTEF-rapport 33253-2
Vanninntrengning og kapillærabsorpsjon ved 28 døgn alder	SINTEF-rapport 33253-1R
Vanninntrengning og kapillærabsorpsjon ved 90 døgn alder	SINTEF-rapport 33253-3
Kloriddiffusjon ved 3 måneders alder	SINTEF-rapport 70261
Kloriddiffusjon og elektrisk resistivitet ved 1 års alder	SINTEF-rapport

AF Bjørvikatunnelen, NorBetong og Norcem har i fellesskap gjennomført fullskala prøveproduksjon av betong med en sementtype med samme flyveaskeinnhold som sementen til senketunnelen (30 % iht sementstandarden), og samme klassifisering iht NS-EN 197-1 (CEM II/B-V), men basert på klinker med lavt C₃A-innhold. Klinkeren er den samme som brukes i Norcem SR (sulfatresistent sement). Prøveproduksjonen ble gjennomført på Hanøytangen i mars 2007, og omfattet støp av en uarmert bjelke for uttak av borkjerner til prøving av bestandighets-egenskaper. Det ble også støpt en tilsvarende bjelke av betong basert på Norcem Anleggssement FA. SINTEF-rapporten fra prøvingen av kloriddiffusjonskoeffisient og elektrisk resistivitet i disse betongene etter 90 døgn og 1 års herding er gitt i Vedlegg I.7.

3.3 Produksjonserfaringer

Vedlegg J gir en oppsummering av resultatene fra byggeplasskontrollen (luftinnhold og trykkfasthet) for TE3 og TE5, TE1 og TE2, samt TE4 og TE6. En oppsummering av byggeplasskontrollen av støpeligheten av den selvkomprimerende betongen i veggene er gitt i et eget dokument. Vedlegg K inneholder NorBetongs rapporter fra produksjonskontrollen på blandeverket.

Betongproduksjonen har gitt meget jevne resultater, med et fåtall, og små avvik. Det er generelt godt samsvar mellom resultatene fra NorBetongs produksjonskontroll og AF Bjørvikatunnelens byggeplasskontroll. De små forskjellene i trykkfasthet som er observert skyldes sannsynligvis hovedsaklig at prøvingen er gjennomført med uavhengig prøveuttak hhv før og etter transport og pumping, med uavhengig lagring, og med forskjellig utstyr og personell.

Størst forskjell er observert for betongens luftinnhold. Som angitt i tidligere kapittel har betongene hatt en tendens til økende luftinnhold etter avsluttet blanding, og etter transport og pumping. Denne tendensen var størst ved produksjon av TE3 og TE5, og har senere avtatt markert. I perioder ble doseringen av luftinnførende tilsetningsstoff styrt med basis i AF Bjørvikatunnelens byggeplasskontroll, dvs ikke NorBetongs egen produksjonskontroll. Dette ga et etterslep på eventuelle justeringer på ca 30 minutter, men førte likevel bare til et enkelt tilfelle av underkjent betong i byggeplasskontrollen.

Den innledende prøvingen viste at det ikke var mulig å oppnå tilstrekkelig sikkerhet i bestemmelsen av betongens densitet ved måling av vekt og volum på 100 mm terninger, dvs de prøvestykkene som ble produsert for kontroll av betongens trykkfasthet. Bruken av tung pukk gjorde denne prøvingen ekstremt avhengig av prøveuttaket, spesielt for SKB-betongen til veggstøpene. Etter forslag fra AF Bjørvikatunnelen ble det besluttet å produsere større prøvestykker ved å fylle 12 liters plastbøtter direkte fra pumpe slang under støp. Det ble gjort ett prøveuttak pr 200 m³ betong gjennom all produksjon på Hanøytangen.

4 AFBs forståelse og implementering av spesifikasjonen

4.1 Tolkning av spesifikasjonen

Et utdrag fra kontraktens *Prosess 13.81 Dokumentasjon av lavvarmebetong* er gitt i vedlegg A. *Prosess 13.812 Simuleringsprogram* angir at:

”Herdeforløpet skal på forhånd simuleres med et egnet dataprogram som foruten temperatur- og fasthetsutvikling også beregner spenninger på grunn av tilbakeholdte temperatur- og svinnbevegelser i den herdnede konstruksjonsdelen under de aktuelle forhold. Entreprenøren skal ved hjelp av temperatur- og spenningsanalyser dokumentere at den planlagte risikoen for herderiss er akseptabel under de klimatiske forhold som er aktuelle.

Risikoen for oppsprekking (P) defineres ved:

$P = \text{Maksimum hovedtrekkspenning} / \text{aksiell strekkfasthet}$

Den aksielle strekkfastheten av betongen ($f_{ct,ax}$) kan bestemmes fra spaltetrekkfastheten ($f_{ct,sp}$) dersom den ikke bestemmes direkte.”

Akseptabel risiko for opprissing pga fastholdt termisk og autogen deformasjon i herdefasen er gitt i *Prosess 84.419 Betong C40 Lavvarmebetong*:

”Betongresept og utførelse for øvrig skal velges slik at opptredende strekkspenning under ut støping og herding av betongen til enhver tid holdes under 75 % av betongens strekkfasthet ved det aktuelle tidspunktet.

Entreprenøren kan om ønskelig velge en større sikkerhet mot opprissing enn krevd ovenfor. Dersom opprissing skjer til tross for tilfredsstillende beregningsmessig sikkerhet på forhånd, er også injeksjon for fullstendig vanntetting av rissene entreprenørens ansvar.”

”Opptredende strekkspenning” ble her fra AFBs side forstått utelukkende å være et resultat av fastholdt termisk og autogen dilatasjon i herdefasen. Eventuelle andre kilder til spenningsutvikling i betongen i denne fasen ble derfor neglisjert ved vurdering av kravet.

AFB var i utgangspunktet i tvil om kravet om simulering av herdeforløpet utelukkende gjaldt prøvestøpen, eller alle støpeseksjoner i tunnelen. Prøvestøpen, som ble utformet som et utsnitt av bunnplate, vegg og takplate var reelt sett for liten til å gi et realistisk bilde av påliteligheten av simuleringene, først og fremst fordi fastholdingslengden i støpeskjøten var relativt kort. Ved prøvestøpene ble det derfor primært fokusert på betongens støpelighetsegenskaper, støpeteknikk, og prosedyren for omstøp av waterstop.

Dersom kravet om simulering av herdeforløp skulle gjelde alle støpeseksjoner vurderte vi videre å gjennomføre en serie analyser som skulle dekke alle relevante geometrier, randbetingelser og herdetiltak, og rapportere dette samlet før første støp.

AFB endte opp med å integrere analysen av rissrisiko i den løpende driftsplanleggingen, og levere rapporter for temperaturforløp og rissindeks for hver eneste støpeseksjon.

Vi var i utgangspunktet i tvil om analysene ville gi den ønskede sikkerheten mot opprissing, og ønsket derfor å tilpasse valgte herdetiltak både til beregninger og observert opptreden av riss i foregående støpeseksjoner. Dette ville også gi en mulighet til å tilpasse beregningene til de løpende justeringene av betongsammensetningen, og kalibrere beregningene mht konveksjonstall, fastholdingseffekter samt betongegenskaper som ikke inngår i dokumentasjonsprogrammet, f eks kryp.

Kostnadene ved en slik detaljert oppfølging ble veid opp mot risikoen for omfattende injeksjons- og reparasjonsarbeider som følge av ukontrollert opprissing og lekkasjer.

AFB vurderte i utgangspunktet kravet om maksimal tillatt rissindeks på 0,75 som godt oppnåelig, og i realiteten lite konservativt, fordi prosess 13.812 tillater at aksiell strekkfasthet bestemmes indirekte ved måling av spaltestrekkfasthet. Måling av spaltestrekkfasthet gir normalt høyere verdier enn direkte måling av enaksiell strekkfasthet.

AFB vurderte innledningsvis å innføre et internt, strengere krav til maksimal rissindeks, for å redusere risikoen for å måtte sette i verk omfattende injeksjon av riss. Dette ble likevel utsatt inntil vi hadde erfaring fra de første vegg-/ dekkeseksjonene i TE3 og TE5. For de etterfølgende elementene valgte AFB å operere med ”kalibrerte” beregninger av rissindeksen, der inngangsdata og beregningsforutsetninger ble tilpasset den observerte risstendensen i TE3. Dette er beskrevet mer detaljert i kapittel 4.8.

Ved simulering av prøvestøpene fant vi at den generelle beskrivelsens krav om maksimal tillatt temperaturforskjell i to tilgrensende støpeavsnitt på 15°C var vesentlig strengere (*Prosess 84.57 Kjøling av betong*) enn kravet til maksimal tillatt rissindeks. Kravet til rissindeks < 0,75 (dvs. 75 % utnyttelse) ble imidlertid vurdert å overstyre det generelle kravet (kontraksbestemmelsen pkt. 4.2), og kravet til temperaturforskjeller mellom støpeavsnitt ble derfor neglisjert.

4.2 Inputparametre i analysen og dokumentasjon

Materialdata for simulering av temperaturforløp og spenningsoppbygging ble generert og dokumentert som en del av reseptutviklingsprogrammet, se kapittel 3. Følgende egenskaper ble prøvd iht gjeldende prøvingsstandarder, eller andre anerkjente metoder der det mangler standarder:

- Varmeutvikling (semi-adiabatisk kalorimetri)
- Aktiveringsenergi
- Trykkfasthetsutvikling
- E-modulsutvikling
- Strekkfasthetsutvikling (spaltestrekk)
- Termisk dilatasjonskoeffisient
- Autogent svinn (konstant temperatur og semi-adiabatisk forløp)

Prøvingen ble gjennomført hos SINTEF og NTNU i Trondheim. Rapportene er lagt ved i Vedlegg H. Tabell 5 viser hvilke rapporter som gjelder prøving av de egenskapene som inngår som input i beregning av rissrisiko.

Tabell 5. *Rapporter som gjelder prøving av rissparametere*

Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 28 døgns alder.	SINTEF-rapport 33185-1
Rissparametre og egenskapsutvikling, prøving ved 90 døgns alder	SINTEF-rapport 33185-4
Autogent svinn og varmeutvikling	NTNU-rapport datert 2006-06-19

I tillegg ble det gjennomført en rekke herdekasseforsøk på Hanøytangen for å kartlegge eventuell variasjon i betongens varmeutvikling knyttet til variasjon i sementens reaktivitet. Disse forsøkene ble gjennomført ved måling av temperaturforløpet i godt isolerte prøvestøper på ca 1m³. Resultatet ble omregnet til isoterm varmeutvikling ved bruk av modenhetsprinsippet, og en enkel regneteknisk kompensasjon for varmetapet til omgivelsene. Resultatene er vist i kapittel 4.5.

4.3 Aktuelle herdetiltak

Alle herdetiltak er beskrevet i P33 Prosedyre for betongarbeider tunnelelementer, se Vedlegg D.1. De aktuelle herdetiltakene kan grupperes i tre kategorier.

Fri betongoverflater

Fri betongoverflater ble oversprøytet med herdemembran av typen Sika O umiddelbart etter avretting, forbruk 0,3-0,5 kg/m³. Flaten ble deretter dekket med 0,2 mm plast som ble sikret mot vind ved hjelp av lekter når dette var nødvendig. Plasten lå i 7-14 døgn, avhengig av nedbørforhold, og eventuelt arbeid på flaten. Disse herdetiltakene ble etter vårt syn gjennomført konsekvent og etterrettelig. Betydningen av slike tiltak ble poengtert overfor fagarbeiderne så ofte som mulig i den tidlige fasen, og også repetert ved senere anledninger.

Prosess 84.419 (spesiell beskrivelse) beskriver tildekking med presenning i tillegg til bruk av herdemembran og plastfolie. Dette ble vurdert av AFB å være unødvendig.

For enkelte av bunnplatene og takplatene på TE 3 og TE5 ble det observert plastisk opprissing under plastfolien. Dette skyldes ikke tradisjonelt plastisk svinn, men en kombinasjon av temperaturdifferanser gjennom platene, og et tap av vann i det øverste betongsjiktet pga nedadrettet kapillær vanntransport. Begge disse effektene har sammenheng med meget grove betongtverrsnitt, og store støpetapper, inntil 1750 m³. Dette ga total utstøpningstid på takplatene på inntil 26 timer. Betongen som ble lagt ut i bunnsjiktet var dermed langt inne i herdefasen ved avretting av toppsjiktet. Dette ga en temperaturdifferanse på inntil 8°C i tverrsnittet, og samtidig en kapillær vanntransport fra fersk mot herdende betong. Hypotesen er at dette nedadrettede vanntapet fra det øvre betonglaget kan gi samme plastiske kontraksjonen i toppsjiktet som avdampning fra fri flater kan gi.

For å motvirke opprissingstendensen ble det etter avtale mellom AFB og SVRØ iverksatt to tiltak.

- Betongflatene ble dekket med ethafoam direkte etter utlegging av plast, se bildet under. Dette reduserte temperaturdifferansen mellom bunn- og toppsjikt i platene.
- Betongen i bunnsjiktet ble retardert for å utjevne avbindingstidspunktene, og dermed redusere den kapillære vanntransporten.



Figur 6 Herdetiltak ved støp av takplate; herdemembran, plastfolie og ethafoammatter

Tiltakene ga den ønskede effekten, og det ble senere ikke observert plastisk opprissing av betydning. En tilsvarende effekt ble observert i oppstøpene på bunnplaten. Her forsvant også opprissingstendensen etter at den fri flaten ble dekket med ethafoam.

Forskalte flater

På utvendige veggflater ble forskalingen klemt tilbake på veggen etter at stagene ble løsnet 1-3 døgn etter støp. Forskalingen ble beholdt på i ytterligere 2-4 døgn. Deretter ble veggene holdt fuktige ved vaning eller naturlig nedbør inntil 14 døgn etter støp. Innvendige veggflater og himling ble avforskalt etter 3 døgn, for framflytting av forskalingsvognene. Flatene ble deretter delvis holdt fuktige ved vaning inntil 14 døgn etter støp.

Temperaturkontroll

Tiltak for styring av herdetemperaturene ble valgt med utgangspunkt i simuleringsrapportene, se neste kapittel 4.4. Følgende tiltak ble brukt:

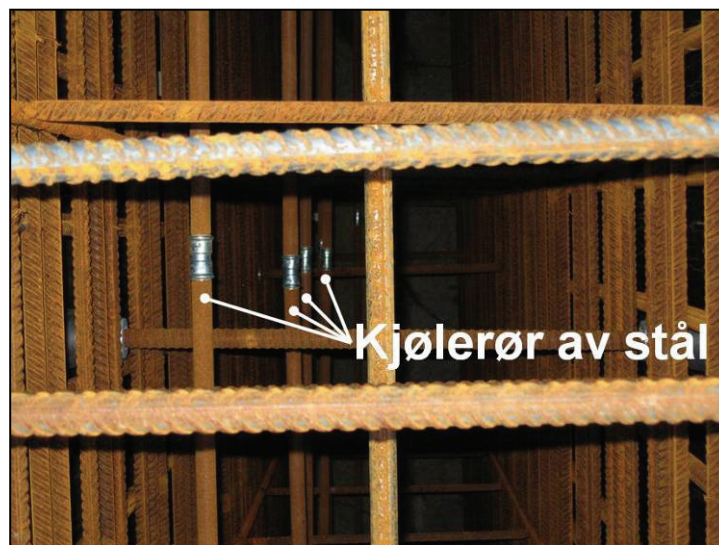
- Betongsammensetning. Valget av sammalt sement eliminerte den frihetsgraden som tilpasning av flyveaskeinnholdet ellers kunne ha gitt. Påvirkning av varmeutviklingen

gjennom materialsammensetningen kunne derfor i praksis bare skje ved å holde sementforbruket på et så lavt nivå som praktisk mulig.

- Fersk betongtemperatur. En lav fersk betongtemperatur ga fordeler både mht herdetemperaturer, støpelighet og åpningstid. All konstruktiv betong på Hanøytangen ble produsert uten bruk av varmt vann eller oppvarming av tilslaget. Typisk fersk betongtemperatur på vinters tid var 8°C, og på sommers tid 18°C.
- Kjølerør ble benyttet i ytterveggene i TE1, TE2, TE4 og TE6, samt i to seksjoner i TE3 og TE5. Kjølerørene var 30 mm stålrør, koblet i sløyfer på inntil 160 meter (1 sløyfe per vegg) med skjøtestykker i stål. AFB valgte etter hvert å standardisere kjøleopplegget. Rasjonell montasje og gjennomføring ble vurdert å gi en høyere gevinst enn detaljert tilpasning av kjøleomfanget med utgangspunkt i simuleringsrapportene. Kjølerørene ble plassert i ytterveggenes senterplan, med innbyrdes avstand 0,55 m. I TE3 og TE5 ble kjølerørene montert horisontalt, i de øvrige elementene ble rørene montert vertikalt. Rørsløyfene ble forsynt med kjølevann fra et kjøleaggregat med innebygget pumpe, effektiv kjølekapasitet er 90-140 kW. Dette var tilstrekkelig til å forsyne kjølesløyfene i begge ytterveggene samtidig. Både innløp og utløp fra kjølesløyfene ble koblet til aggregatet slik at kjølesystemet var lukket. Kjølingen ble igangsatt ved oppstart av veggstøpene, og avsluttet 48 timer etter avsluttet støp. Etter at veggene var fullstendig nedkjølt, dvs minst 7 døgn etter støp ble kjølerørene blåst rene for vann ved hjelp av trykkluft, og injisert med TM LadeGrout.

De innledende beregningene av spenningsforløp og rissindekser, blant annet fra prøvestøpene, tilsa at det ville være mulig å gjennomføre de aller fleste veggstøpene uten bruk av kjøling. Datagrunnlaget for disse beregningene var imidlertid noe mangelfullt, det endelige datasettet fra prøvingen hos SINTEF var fortsatt ikke tilgjengelig på dette tidspunktet. Beregningene av rissindeks for var derfor basert på et noe ufullstendig datasett for betong med tilsatt flyveaske.

De nederlandske partnerne i AFB hadde erfaring med obligatorisk kjøling av støpeavsnitt med fastholdingseffekter, og mente at beregning av rissindeks ga for liten sikkerhet mot opprissing, og kunne utløse behov for kostbare tettingstiltak. Det ble besluttet å anskaffe utstyr for kjøling fra Nederland, inkludert et komplett kjøleaggregat med pumpe, integrert i en stålcontainer. Utstyret ble prøvd ut i ytterveggene i de to første segmentene i TE3 og TE5.



Figur 7. Kjølerør montert horisontalt i vegg, TE3



Figur 8. Kjøleaggregat (grønn container) og manifold for fordeling av kjølevann

Det ble også montert kjølerør i TE3, segment 2. Etter trykkprøving av kjølerørene i dette segmentet ble vannet stående i rørene, dvs rørene ble ikke blåst. Dette førte til frostsprengning av rørene. Kjølerørene måtte derfor demonteres, og segmentet ble støpt uten kjøling.

For senere segmenter i TE3 og TE5 var beregning av rissindekser basert på det endelige datasettet, og det ble konkludert med tilstrekkelig sikkerhet for opprissing også uten kjøling. Denne konklusjonen ble underbygget av at det ikke ble observert riss i TE3, segment 2, som altså ble støpt uten kjøling.

Etter avtale med SVRØ ble det ikke benyttet kjølerør i midtveggene i noen av elementene, til tross for at beregnede rissindekser var større enn 0,75. I tråd med dette ble det også observert en del flere riss i midtveggene enn i ytterveggene, se kapittel 4.7. Riss i midtveggen har ikke betydning for konstruksjonens tetthet og funksjonalitet, og vil mest sannsynlig heller ikke påvirke bestandigheten.

I enkelte seksjoner oppsto det driftsproblemer med kjøleaggregatet, og kjøleeffekten ble derfor noe mindre enn forutsatt, se kapittel 4.7.

Det ble ikke benyttet isolasjonsmaterialer på forskalte flater. På fri flater ble det benyttet ethafoam-matter for å forhindre plastisk opprissing, se figur 6.

4.4 Programvare, beregning og rapportering

Simulering av temperatur- og spenningsforløp i prøvestøp og tunnel-elementene ble gjennomført ved hjelp av FEM-programmet 4C Temp&Stress fra DTI i Danmark. Dette programmet er begrenset til to-dimensjonal modellering, men dette ble vurdert å være tilstrekkelig for de aktuelle analysene.

Programmet er utviklet på 90-tallet, og er ikke oppdatert mht datateknisk funksjonalitet og brukergrensesnitt. Arkivsystemet er også nokså primitivt, og krever en del manuell oppfølging. Vi vurderte i en tidlig fase å bruke et annet programsystem, men valgte å holde oss til 4C Temp & Stress på grunnlag av tidligere erfaring med programmet.

Analysene ble i hovedsak gjennomført og rapportene skrevet av Øyvind Bjøntegaard (TE3 og TE5), som var innleid fra NTNU, og Eirik Haram (TE1, TE2, TE4 og TE6), AF Bjørvikatunnelen. Alle rapporter ble kontrollert og attestert av Sverre Smeplass, AF Bjørvikatunnelen, før oversending til SVRØ. Eksempler på rapporter er gitt i Vedlegg L.

Rapportene ble utformet så enkelt som praktisk mulig, og hadde følgende oppbygging (eksempel fra TE3, segment 3-5, vegg / tak).

1. Sammendrag
2. Generelt om beregninger i 4C-Temp&Stress
3. Generelle beregningsforutsetninger / randbetingelser
4. Forutsetning betongegenskaper
5. Effekt av geometriske variasjoner
6. Effekt av klimavariasjoner og fersk betongtemperatur
 - 6.1. Effekt av (konstant) lufttemperatur
 - 6.2. Effekt av endring i lufttemperaturen under herding
 - 6.3. Effekt av fersk betongtemperatur
 - 6.4. Effekt av vind
 - 6.5. Effekt av bunnplatetemperatur
7. Instrumentering
8. Referanser
9. Vedlegg (Beregningsutskrifter)

Rapportene innhold avviker noe fra det som er beskrevet i kontrakten, se vedlegg A - *Prosess 13.812 Simuleringsprogram*. AFB valgte spesielt å unngå å fastlegge grenseverdier for tillatte temperaturdifferanser for de enkelte konstruksjonsdelene, fordi dette etter vårt syn ville medføre et urimelig omfang av temperaturkontrollen.

Beregningene ble som nevnt forsøkt gjennomført i god tid før støp, slik at det ville være mulig å bruke resultatene til å velge optimale herdetiltak for hvert støpeavsnitt. Dette lykkes bare delvis, og ble forstyrret bl.a av at sementen hadde noe større variasjon i varmeutvikling enn forutsatt.

Etter hvert som vi vant erfaring med sammenhengen mellom beregnet rissindeks og reell rissopptreden ble det utarbeidet rapporter som dekket flere støpeseksjoner, og alle aktuelle vær-scenarier. Dette gjaldt særlig TE 4 og TE6.

4.5 Temperaturkontroll og rapportering

Alle støpeseksjoner ble instrumentert med termoelementer for kontroll av temperaturforløpet. Data ble registrert ved hjelp av dataloggere av typen Intab og Ahlborn Almemo. Intab-loggerne hadde ikke batteridrift, og var følsomme for jordingsfeil i strømforsyningen. Dette ga forstyrrelser og avbrudd i datainnsamlingen, og Intab-loggerne ble derfor etter hvert faset ut.

Målepunktene ble valgt ut slik at det skulle være enkelt å sammenligne målte temperaturforløp med beregnede forløp. Termoelementene ble derfor plassert for å registrere maksimaltemperatur i hvert enkelt konstruksjonselement, og i tillegg ble det registrert utvalgte temperaturprofiler. I støpeseksjoner med kjølerør ble enkelte termoelementer plassert på kjølerørene for å kontrollere kjøleeffekten. Alle måleserier omfattet også en registrering av lufttemperatur, for å sikre muligheten for å kontrollere beregningsforutsetningene.

Temperaturmålingene ble rapportert i egne rapporter, delvis seksjon for seksjon, delvis oppsummert for flere seksjoner. Et eksempel på en temperaturreport er gitt i vedlegg M.

Temperaturmålingene var i hovedsak i bra samsvar med de simulerte temperaturforløpene. Normalt avvik var inntil $\pm 2^{\circ}\text{C}$ på maksimaltemperaturen. Det som oppsto av avvik kunne forklares som:

- Endring i sementens varmeproduksjon ved ankomst av ny sement-batch
- Svikt i kjøleopplegget
- Feilplasserte termoelementer

Fersk betongtemperatur har stor innflytelse både på maksimaltemperatur og -forløp. I senketunnelen, med meget massive tverrsnitt, er denne effekten sterkere enn effekten av vær- og vindforholdene. De valgte scenariene i simulering rapportene dekket imidlertid alle de aktuelle forholdene, både mht fersk betong, og vær. Feil i beregningsforutsetningene mht ytre forhold ga derfor aldri vesentlige avvik mellom målte og beregnede temperaturer.

4.6 Forenklet og tilpasset rapportering av beregnede rissindekser

Etter hvert som det ble opparbeidet erfaring fra spenningsberegningene på tunneltverrsnittet ble det klart at de geometriske variasjonene fra segment til segment på senketunnelen hadde liten innvirkning på spenningsoppbyggingen i veggene i herdefasen. AFB gikk derfor over til beregne spenningene for et standardisert tverrsnitt som var tilstrekkelig representativt for en hel dokksetting. Det ble også bestemt et standard utvalg klimascenarier som dekket det tunnelelementene kunne bli utsatt for under utførelsen. Dette ble gjennomført fra og med andre dokksetting, dvs TE1 og TE2.

Beregnet rissindeks med kontraktens forutsetninger og uten bruk av kjøling lå i et område 0,60 - 0,74 for ytterveggene i TE1 og TE2. Midtveggen har generelt noe høyere rissindekser enn ytterveggene. Ettersom det er benyttet et standardisert tverrsnitt er variasjonen utelukkende en effekt av de forskjellige klimascenariene.

Temperaturforskjellen mellom bunnplaten og veggene er primært styrt av årstidseffekter, og fersk betongtemperatur. Kortsiktige variasjoner i lufttemperatur har liten effekt både på bunnplaten og vegg med forskaling, fordi tverrsnittene er svært grove. Det har vist seg at fersk betongtemperatur er mer følsom for døgnvariasjoner og solinnstråling, sannsynligvis fordi tilslagslager og siloer på blandeverket er mer eksponert for værpåvirkning. Dette har ført til at temperaturforskjellene og dermed beregnet rissindeks har økt i perioder med stigende lufttemperatur, f eks på våren, og tilsvarende avtatt med fallende lufttemperatur, f eks på høsten.

Ved ankomst av ny sementbatch etter oppstart av støpearbeidene i andre dokksetting ble det målt høyere varmeutvikling fra betongen enn i første dokksetting. Økt varmeutvikling gir større temperaturforskjeller over støpeskjøtene, og dermed høyere spenninger pga fastholdt termisk dilatasjon. Dette medførte at beregnet rissindeks overskred kontraktens krav for flere værscenarier. Denne økte varmeutviklingen viste seg å avta med lagring av sementen. Det ble derfor nødvendig å rapportere beregninger basert på ”høy” og ”lav” varmeutvikling i rapportene slik at de fortsatte å gjelde gjennom hele dokksettingen selv med ankomst av ny sement-batch. Tabell 6 viser målt varmeutvikling i sementen på ulike tidspunkt. Måleverdiene er hentet fra herdekasseforsøk (”semi-adiabatisk kalorimeter”, se vedlegg H.4).

Tabell 6. Målt varmeutvikling i sementen på Hanøytangen.

Herdekasseforsøk	Isoterm varmeutvikling ved 300 mh	Sement-batch
Hanøytangen 19.01.2006	270 kJ/kg	1. dokksetting
NTNU 03.05.2006	264 kJ/kg	1. dokksetting
Hanøytangen 28.09.2006	300 kJ/kg	2. dokksetting, ankommet 28/9, ”fersk”
Hanøytangen 03.10.2006	320 kJ/kg	2. dokksetting, ankommet 28/9, ”fersk”
Hanøytangen 13.11.2006	ca 290 kJ/kg	2. dokksetting, ankommet 28/9, ”gammel”
Hanøytangen 30.11.2006	284 kJ/kg	2. dokksetting, ankommet 15/11, ”fersk”
Hanøytangen 27.08.2007	288 kJ/kg	3. dokksetting, ankommet 20/8, ”fersk”

Spenningsberegningene relatert til en strekkfasthetsutvikling basert på spaltestrekkmotoden, og med ”normal” varmeutvikling ligger under kontraktens krav om 75 % utnyttelse av betongens strekkspenningskapasitet. Etter hvert ble det klart at beregningene underestimerte opprissingsfaren. Det ble da gjort en avtale med byggherren om å endre forutsetningene for rapportering av beregnet rissindeks. De tilpassede beregningene av rissindeks ble kalt ”kalibrerte” beregninger, og ble rapportert parallelt med de ”formelle” beregningene. Det ble også gjort avtale om konsekvent å benytte kjøling i ytterveggene for alle segmenter, se kapittel 4.10.

4.7 Observert risstendens

Tabell 7 gir en oversikt over hvilke segmenter som er utført med kjøling, og om det er blitt observert riss. Fersk betongtemperatur er tatt med siden den i dette tilfellet er den viktigste variable faktoren for temperaturforløpet i den herdende konstruksjonen.

I første dokksetting (TE3 og TE5) ble 8 av 10 segmenter støpt uten kjøling av ytterveggene. Siden beregnet rissindeks var lavere enn kontraktens krav, ble kjølingen sløffet etter de to første segmentene. Vegg/ dekke- støpene ble utført vinter/vår 2006. De første segmentene ble derfor utført med fersk betongtemperatur ned mot 8°C. Siste vegg dekkestøp ble utført i slutten av april med fersk betongtemperatur på 17°C.

Det ble observert riss fra og med segment 3.3. Antall riss og rissviddene økte for segmentene som ble utført utover våren 2006. Segment 3.3 hadde et svært fint riss midt på ytterveggen i Ha-Dr - løpet. Dette segmentet er brukt for å kalibrere spenningsberegningene siden rissmønsteret antyder at reell rissindeks har vært nært 1,0.

Under andre dokksetting ble de to første, dvs 2 av i alt 10 segmenter utført uten kjøling. Det ble utført herdekasseforsøk da en ny sement-batch ankom distribusjonssiloen på Damsgård, og blandeverket på Hanøytangen. Her ble det målt en høyere varmeutvikling enn det som var registrert i løpet av første dokksetting. Spenningsberegningene basert på den nye varmeutviklingen overskred kontraktens krav til rissindeks for enkelte vær-scenarier. Dette, sammen med den observerte sammenhengen mellom beregnede rissindekser og reell risstendens fra TE3 og TE5 tilsa at det ville bli behov for å iverksette kjøling på flere støpeseksjoner i TE1 og TE2.

Tabell 7. Observert risstendens

TE	Seg.	Kjøling	Fersk bet.temp. [°C]	Typisk risslengde [m]	Typiske rissvidder [mm]	Antall riss			Kommentar
						Y.vegg Dr-Ha	Midt-vegg	Y.vegg Ha-Dr	
3	1	JA	12			0	0	0	
	2		9			0	0	0	
	3		8	2 - 3	0,05-0,10	2	1	1	
	4		12	3 - 4	0,15-0,20	6	6	3	
	5		17	4	0,15-0,25	5	7	6	
5	1	JA	12			0	0	0	
	2		8			0	0	0	
	3		13	3	0,05-0,15	4	ikke reg.	1	
	4		14			0	ikke reg.	0	
	5		14	4	0,10-0,20	4	4	4	
1	1		15	4	0,10-0,15	2	ikke reg.	5	
	2	JA	15			0	ikke reg.	0	
	3	JA	14	2	0,05-0,10	1	ikke reg.	1	
	4	JA	10			0	ikke reg.	0	
	5	JA	13			0	ikke reg.	0	
2	1		18	2-3	< 0,10	1	ikke reg.	3	
	2	JA	17			0	ikke reg.	0	
	3	JA	16			0	ikke reg.	0	
	4	JA	12			0	ikke reg.	0	
	5	JA	13			0	ikke reg.	0	
4	1	JA	18			0	ikke reg.	0	
	2	JA	17			0	ikke reg.	0	
	3	JA	10	3	0,10-0,20	2	ikke reg.	1	Kjøling har ikke fungert
	4	JA	12			0	ikke reg.	0	
	5	JA	10			0	ikke reg.	0	
6	1	JA	20			0	ikke reg.	0	
	2	JA	19	0,8	< 0,10	1	ikke reg.	2	
	3	JA	17			0	ikke reg.	0	
	4	JA	12			0	ikke reg.	0	
	5	JA	12			0	ikke reg.	0	
	A	JA	12			0	ikke reg.	0	

Av de åtte segmentene utført med kjøling på andre dokksetting er det observert ett svært fint riss i begge ytterveggene i ett segment.

Samtlige segment ble utført med kjøling på tredje dokksetting. På grunn av problemer med kjøleaggregatet var kjøleeffekten redusert på enkelte segment. I segment 4.3 fungerte kjølingen svært dårlig.

- I TE4 er det observert en del mindre riss i segment 4.3. Rissene begynner i ca 1 meters høyde over støpeskjøten, men er under en meter i lengde. Rissvidden er under 0,1 mm. Disse opptrer gjerne i forbindelse med avstandsholderne for armeringen og er på begge sider av vegg. Antallet er ikke likt på innsiden og utsiden. De fleste av disse kan derfor ikke være gjennomgående.
- I segment 4.3 har det oppstått tre vertikale gjennomgående riss. Disse har en lengde på ca 3 meter. I dette segmentet har ikke kjølingen fungert tilfredsstillende.
- I segment 6.2 er det observert totalt tre fine riss i ytterveggene. Disse er også under 1 meter lange og har en rissvidde under 0,1 mm. I temperaturmålingene er det ingen ting som tyder på at kjølingen ikke har virket som den skal. Det er ikke funnet flere temperaturriss på resten av elementet.

Midtveggene er ikke kjølt verken på andre eller tredje dokksetting. Disse veggene har derfor hatt temperaturriss på de fleste segmentene.



Figur 9. Reidar Kompen studerer lekkasje i riss i tunnelement 5 etter ankomst Bjørvika. Segment uten kjøling.

4.8 Kalibrering av beregnet rissindeks

Som nevnt over viser den observerte risstendensen i TE3 og TE5 tydelig at simulering av herdeforløpet utført iht. kontraktens forutsetninger underestimerer rissindeksen. Størsteparten av feilen antas å skyldes at strekkfasthetsutviklingen i konstruksjonene er overestimert. I kontrakten tillates bruk av spaltestrekkmetoden for å kartlegge strekkfasthetsutviklingen.

Spaltestrekkmetoden er kjent for å gi opp mot 25 % høyere resultater enn direkte prøving av enaksial strekkfasthet [4]. Rissindeksen er definert som forholdet mellom beregnet spenning og målt strekkfasthet. Feil i strekkfasthetsutviklingen får derfor direkte utslag i rissindeksen.

Den viktigste endringen i beregningsforutsetningene for de ”kalibrerte” beregningene er at strekkfasthetsutviklingen er redusert med 25 % for å kompensere for spaltestrekkmetoden. I tillegg er det bevisst valgt konservative beregningsforutsetninger som alle genererer høyere spenninger i ytterveggene enn de opprinnelige forutsetningene.

Disse konservative beregningsforutsetningene er blant annet at det ikke tillates rotasjon om x- og y-aksen i beregningsmodellen. Dette gir et mer ensartet spenningsbilde i midt- og ytterveggene, dvs høyere spenninger i ytterveggene. Det regnes også med full E-modul for bunnplata, dvs eventuelt kryp i bunnplata er neglisjert. Bidraget fra kryp i den kalde konstruksjonsdelen er lite, men gir en potensiell reduksjon av spenningsoppbyggingen i veggen. Dette er nærmere omtalt i ”Realistisk”-rapport. Se vedlegg L.2.

Siden det er støpt flere segmenter med varierende grad av opprissing i TE3 og TE5 har det vært mulig å sammenligne de ”kalibrerte” spenningsberegningene med reell risstendens. Under produksjonen av disse to elementene opplevde vi gradvis mer opprissing ut over våren, sannsynligvis pga økende forskjell mellom lufttemperatur og fersk betongtemperatur på den ene siden, og temperatur i bunnplaten på den andre. Segment 3.3 har få riss og små rissvidder, se tabell 7. Dette antas å tilsvare en reell rissindeks like i overkant av 1,00.

Spenningsberegningene utført med de opprinnelige beregningsforutsetningene ga en rissindeks for dette segmentet på 0,62. Ved bruk av ”kalibrerte” beregningsforutsetninger blir rissindeksen 0,97 i ytterveggen. Beregningene tilsier da ikke at vi skulle få opprissing på dette segmentet. Det lille avviket mellom den beregnede rissindeksen og rissobservasjoner kan forklares med at den målte maksimumstemperaturen i betongen var litt høyere enn i beregningene for segment 3.3. Begge beregningene er utført med antagelsen om ”normal” varmeutvikling i sementen.

På bakgrunn av denne sammenligningen mellom beregnet rissindeks og observert risstendens er det er naturlig å anta at de kalibrerte beregningene gir et tilnærmet riktig nivå for rissindeksen.

4.9 Sammenligning av "formelle" og "kalibrerte" rissindekser

Tabell 8 og 9 viser en sammenstilling av "formelle" og "kalibrerte" rissindekser slik de ble beregnet og rapportert for TE1 og TE2, se også vedlegg L. Det er ikke benyttet helt like randbetingelser i de to tilfellene, men rissindeksene er likevel sammenlignbare.

Det er ikke gjennomført beregninger av rissindeks for segmenter uten kjøling, og samtidig sement med høy varmeutvikling. Tabell 9 gjelder derfor tilfellet med lav varmeutvikling i sementen.

Tabellene viser at ved bruk av kjøling gir "kalibrerte" beregninger en økning i rissindeksene på ca 0,25 sammenlignet med tilsvarende rissindekser fra "formelle" beregninger. Uten bruk av kjøling er økningen i rissindeksen tilsvarende ca 0,35.

Tabell 8. Sammenligning av "formell" og "kalibrert" rissindeks, beregnet for segment i TE1 og TE2, scenario med kjøling.

Varme- utvikling i sementen	Randbetingelser			"Kalibrert"	"Formell"	Beregnet maksimal- temperatur yttervegg
	Lufttemperatur	Fersk- betong- temperatur	Temperatur bunnplate og underlag	Maksimum rissindeks yttervegg	Maksimum rissindeks yttervegg	
"Lav"	4°C	10°C	4°C	0,70	-	29°C
	5°C	12°C	5°C	-	0,5	31°C
	fall fra 0°C til -5°C etter 3 døgn	10°C	3°C	0,80	0,55	27°C
"Høy"	4°C	10°C	4°C	0,82	-	33°C
	5°C	12°C	5°C	-	0,57	36°C
	fall fra 0°C til -5°C etter 3 døgn	10°C	3°C	0,90	0,62	30°C

Tabell 9. Sammenligning av "formell" og "kalibrert" rissindeks, beregnet for segment i TE1 og TE2, scenario uten kjøling.

Lufttemperatur	Randbetingelser		"Kalibrert"	"Formell"	Beregnet maksimal- temperatur yttervegg
	Fersk- Betong- temperatur	Temperatur Bunnplate og underlag	Maksimum rissindeks yttervegg	Maksimum rissindeks yttervegg	
0°C	8°C	0°C	0,97	0,62	37°C
5°C	12°C	5°C	1,03	0,68	39°C
10°C	15°C	10°C	1,04	0,68	44°C
15°C	18°C	15°C	1,05	0,69	51°C
fall fra 5°C til 0°C etter 3døgn	12°C	5°C	1,10	0,70	38°C
fall fra 10°C til 0°C etter 3døgn	15°C	10°C	1,15	0,74	43°C
fall fra 0°C til -5°C etter 3døgn	8°C	0°C	1,00	0,64	32°C

I produksjonen ble det bare unntaksvis registrert vær- og temperaturforhold som skulle kunne framprovosere ”kalibrerte” rissindekser større enn 0,75-0,80 (kjøling innberegnet). Dette går blant annet fram av rapportene fra temperaturregistreringene, se vedlegg M. Målte maksimaltemperaturer har i hovedsak bra samsvar med beregnede temperaturer i situasjoner med ”normale” randbetingelser, dvs normal vær-situasjon. Observasjonene av risstendensen (tabell 7) viser også at riss har oppstått bare i ett eneste tilfelle der kjølingen har fungert som forutsatt.

4.10 Kontraktsmessige konsekvenser

Som vist førte de opprinnelige beregningsforutsetningene til at rissindeksen ble underestimert med ca 35 %. En stor del av dette skyldes bruken av spaltestrekkmeteren ved bestemmelse av betongens ensaksielle strekkfasthet.

AFB valgte å videreføre bruken av kontraktens beregningsforutsetninger ved den videre formelle rapporteringen fra simuleringsprogrammet. Disse rapportene fikk imidlertid liten verdi i den løpende driftsplanleggingen, fordi de ikke gjenspeilte den reelle risikoen for opprissing. Det ble derfor parallelt gjennomført beregninger og utviklet interne rapporter basert på de kalibrerte beregningsforutsetningene. Alle herdetiltak rettet mot risstendens pga fastholdt termisk og autogen dilatasjon ble planlagt med utgangspunkt i disse interne rapportene.

De kalibrerte beregningene viste at AFB måtte forvente bruk av kjøling i en stor andel av veggstøpene i TE1, TE2, TE4 og TE6, avhengig av sementens varmeproduksjon, hvilke vær-scenarier som ble lagt til grunn, og ikke minst hvilken sikkerhetsmargin som ble valgt for rissindeksen. Som vist i tidligere kapitler ga de kalibrerte beregningene rissindekser i størrelsesorden 0,70-0,80 for vegger med kjøling, mens beregningene basert på kontraktens forutsetninger ga rissindekser på samme nivå uten bruk av kjøling.

AFB foreslo overfor SVRØ at usikkerheten omkring risstendensen kunne elimineres ved konsekvent å kjøle alle yttervegger i TE1, TE2, TE4 og TE6 med et standardisert kjøleopplegg slik det er beskrevet i tidligere kapitler. I dette forslaget lå det også et ønske om kostnadsdeling, basert på at omfanget av tiltak dermed ville bli noe større enn antatt ut fra kontraktsforutsetningene.

Det ble oppnådd enighet om en slik kostnadsdeling, og et standardisert kjøleopplegg ble gjennomført for de aktuelle ytterveggene. Avtalen omfattet totalt kjøling av ca 5000m³ betong. Som en del av denne avtalen oversendte AFB både formelle og interne (kalibrerte) rapporter fra simuleringsprogrammet til SVRØ.

5 Erfaringer – oppsummering

5.1 2-dimensjonal modellering

Prosess 13.812 Simuleringsprogram (Vedlegg A) gir lite detaljerte krav til modellering og analyse av spenningsforløpet i betongens herdefase:

”Spenningsberegningene skal utføres med bruk av et anerkjent program basert på elementmetoden. Inngangsdata i analysene skal omfatte resultatene fra temperaturberegningene og realistiske data for øvrig.”

All analyse av herdeforløp og tilhørende fastholdingsstrekkspenninger og rissindekser i senketunnelens segmenter er gjennomført ved 2-dimensjonal modellering. 2-dimensjonal modellering reflekterer i utgangspunktet situasjonen for ”lange” konstruksjoner med lengde/høyde-forhold $> ca 5$ og hvor spenningene er relativt uforandret i konstruksjonens lengderetning. Segmentene er derimot ”korte” og har et lengde/høyde-forhold som er ca 2. Bruk av 2-dimensjonal modellering er derfor generelt sett en forenkling av den spesifikke situasjonen, som er mer 3-dimensjonal, hvis man ser på hele segmentet som helhet. 2-dimensjonal modellering vil likevel kunne gi et godt estimat på maksimal rissrisiko i hvert segment selv om de altså er ”korte”.

Ytre fastholding opptrer bare i de horisontale skjøtene mellom bunnplate og vegger. Vertikale skjøter er utført som segmentskjøter, uten heft mellom segmentene, og gir derfor ikke fastholdingeffekter. Fastholding og tilhørende fastholdingsspenninger vil derfor bygge seg opp mot midten av hvert segment og spenningene opptrer rundt midtområdet hovedsakelig i lengderetningen (z-retning). Dette introduserer muligheten for å bruke en 2-dimensjonal forenkling. Videre opptrer maksimalspenningene i ”dimensjonerende tverrsnitt”, som befinner seg i midten av hvert segment, dvs. i midtsnittet av veggene nær bunnplata. For segmentene dreier 3-dimensjonale effekter seg først og fremst om krumning om x-aksen (f.eks. i avkjølingsfasen krummer veggene ”oppover”) noe som betyr at bunnplata løftes i begge segment-endene. Dette reduserer spenningene og har størst effekt i de øverste delene av veggene og ut mot segment-endene.

Spenningsstilstanden i det kritiske området nær bunnplata i midtsnittet er mindre følsomt for 3-dimensjonale effekter. 2-dimensjonal beregning gir derfor rent modellmessig et relativt godt estimat på maksimalspenningen og maksimal risstendens i konstruksjonen. Men, angivelsen av spenningene lenger oppover i veggene, og ut mot segment-endene, vil være mer upresis ved 2-dimensjonal beregning og det vil derfor være noe usikkert hvor langt opp i veggene man evt. har behov for kjøling. Generelt øker altså krumningseffektene ut mot segment-endene, hvor fastholdingsgraden, spenningene og risstendensen i virkeligheten vil avta. Dette får 2-dimensjonal modellering ikke med seg, men fenomenet stemmer godt med registrert rissopptreden i elementene - det er ikke registrert ordinære fastholdingsriss nærmere segmentskjøtene enn ca 3 meter. For å sikre at man oppnådde konservative resultater mht spenningsoppbygging i ytterveggene ble modellen låst mot all krumning (noe som øker fastholdingen) i de 2-dimensjonale beregningene. I prosjektet ble kjøling gjennomført over hele veggens lengde og over hele veggghøyden, noe som etter all sannsynlighet er konservativt ettersom en full 3-dimensjonal beregning ville kunne påvist at kjølingen kunne vært avsluttet et stykke fra segment-endene samt et stykke fra toppen av veggene.

I anbudsfasen gjennomførte AF Bjørvikatunnelen en sammenligning av beregnet rissindeks i typiske tunneltverrsnitt utført ved hjelp av hhv 2- og 3-dimensjonal modellering. Den 3-dimensjonale analysen ble utført ved Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU [2]. Resultatene viste at 2-dimensjonal modellering ga en viss overestimert av spenningene, og dermed lå på konservativ side sammenlignet med en fullstendig 3-dimensjonal modell beregnet ved hjelp av FEM-analyseprogrammet DIANA. Dette stemmer også med andre sammenliknende beregninger med de to programmene. Hovedgrunnen til dette er sannsynligvis at:

1. Krypmodellen i det anvendte programmet 4C-Temp&Stress (2-dim.) er noe ”stivere” enn i DIANA (3-dim.). Dette gir høyere spenninger.
2. Programmene modellerer konstruksjonsoppførselen ulikt, det anvendte 2-dimensjonale programmets modellering gir generelt litt for høy fastholding, jfr. diskusjonen over.

I mer tradisjonelle kulvertkonstruksjoner opptrer ofte både vertikale og horisontale støpeskjøter samtidig. Dette skaper fastholdingeffekter som krever 3-dimensjonal modellering. Det er gjort enkle studier for slike tilfeller, blant annet gjennom en masteroppgave ved NTNU (Snorre Gjessing, 2008) som viser at 2-dimensjonal modellering kan underestimere maksimal strekkspenning med 15-20%.

I tillegg til de tradisjonelle fastholdingeffektene over kaldskjøtene har tunnelementenes dimensjoner gitt spesielle interne fastholdingeffekter, som oppbygging av temperatur- og tøyingsgradienter gjennom grove tverrsnitt med lang utstøpningstid. En slik effekt er diskutert i kapittel 4.3. Denne typen problemstillinger lar seg ikke modellere godt nok, fordi prøvingsmetoder og materialmodellene ikke gir tilstrekkelig presisjon i fasen rundt betongens avbinding.

5.2 Beregningsforutsetninger

Valget av beregningsforutsetninger kan ha stor innflytelse på resultatene. I senketunnelprosjektet kunne AFB selv velge modellsystem, programvare og beregningsforutsetninger, men sto til gjengjeld ansvarlig for korrigerende tiltak dersom det viser seg at de valgte kriteriene ikke ga den forventede sikkerheten mot opprissing. Dette var sannsynligvis en tilfredsstillende løsning både for SVRØ og AFB.

I ettertid kan det kanskje kritiseres at det i spesifikasjonen (prosess 13.812) ble gitt frihet til å anvende et ikke-konservativt kriterium for betongens strekkfasthet (spaltestrekkfasthet). Alternativt kunne prosessen ha spesifisert prøving av enaksiell strekkfasthet, eller etablering av en relasjon mellom spaltestrekkfasthet og enaksiell strekkfasthet. Dette ville sannsynligvis ha ført til mer konservative beregninger, og større sikkerhet mot opprissing allerede fra oppstarten av støpearbeidene.

Beregnet temperaturforløp brukes som input ved beregning av spenningsforløp og rissindekser. Beregningsforutsetningene i denne delprosessen kan enkelt kalibreres ved å sammenligne det simulerte temperaturforløpet med målte temperaturforløp i en prøvestøp eller et tidlig støpeavsnitt. Det er ikke like enkelt å kontrollere inngangsdata eller kalibrere beregningsforutsetningene i spenningsberegningene. I senketunnelprosjektet ga repetert

produksjon og stabile randbetingelser muligheten til også å kalibrere spenningsberegningene, men dette vil ikke være normalt tilfellet i andre prosjekter. I senketunnelprosjektet var største tillatte rissindeks 0,75 (75 %). I ettertid viser erfaringene at usikkerheten i førstegangs-beregningene ved oppstart av prosjektet var i størrelsesorden like stor som det ønskede sikkerhetsnivået på 25 %.

Det er derfor nødvendig å velge konservative kriterier i slike beregninger, og spesielt sørge for at materialdataene er tilstrekkelig representative for materialoppførselen i konstruksjonen. I en situasjon der det kreves rissfri konstruksjon, og alle korrigerende tiltak er den utførendes ansvar, bør reell beregningsmessig utnyttelse av betongens strekkfasthet i herdefasen være i området 50 % for å ta høyde for usikkerhetene som ligger inne i førstegangs-beregningene, dersom entreprenøren oppfatter tettingstiltak etc som uønsket, eller det foreligger andre insentiver for å holde konstruksjonen fri for riss.

5.3 Betongegenskaper

Mengden flyveaske

Sementen som ble produsert for senketunnel-prosjektet hadde et flyveaskeinnhold på 30,5-33,5 %, dvs 44,0 % - 50,0 % av ekvivalent portlandssementvekt, slik spesifikasjonen definerer flyveaskeinnholdet. Dette ga betonger med en varmeutvikling i størrelsesorden 80 % av det normale for tradisjonelle konstruksjonsbetonger i SV40-kvalitet, og med tilsvarende støpelighetsegenskaper. Varmeutviklingen er også noe mer langsom enn for betonger med rene portlandssementer. Dette bidrar også til en redusert maksimaltemperatur, spesielt i slanke tverrsnitt. En annen viktig egenskap er et betydelig redusert autogent svinn.

Mengden flyveaske ble i praksis begrenset av innmatingskapasiteten i Norcems sementmølle i Brevik (se kapittel 3.1). Spesifikasjonen (prosess 84.419, se Vedlegg A) tillater et flyveaskeinnhold på inntil 65,0 %. Dette ville kunne gitt ytterligere 10 % reduksjon i varmeutviklingen, større sikkerhet mot opprissing, og redusert kjølebehov.

Erfaringen fra reseptutviklingsprogrammet, og senere fra elementproduksjonen viser at betongen hadde raskere fasthetsutvikling enn først antatt. Det ville derfor ha vært rom for bruk av sement med et større flyveaskeinnhold, uten at dette ville ha utfordret framdriften.

Reseptutviklingsprogrammet (se kapittel 3.1) viste at sammaling av sement og flyveaske ga fordeler i form av vesentlig bedre stabilitetsegenskaper i fersk betong, men også ulemper i form av noe høyere varmeutvikling, anslagsvis 5 % for den aktuelle sementen og betongsammensetningen. Det er mulig at sammalingen også har gitt mindre variasjon i betongegenskaper. Tilsatt flyveaske har ellers en tendens til å gi noe varierende egenskaper i betong pga den naturlige variasjonen i partikkelstørrelsesfordelingen. Den målte variasjonen i betongenes varmeutvikling var likevel relativt stor, slik det går fram av tabell 6, kapittel 4.6. Legg merke til at den registrerte variasjonen også fanger opp effekten av sementens alder, som er betydelig også for rene portlandssementer.

Termisk utvidelseskoeffisient

Valget av den spesielt tunge bergarten eklogitt fra Visnes som grovt tilslag ble utløst av kravet til betongens densitet, se kapittel 3.1. Dette ga utfordringer mht betongens støpelighet og stabilitet, men også fordeler i form av økt varmekapasitet, og ikke minst en betydelig lavere termisk utvidelseskoeffisient enn det man finner ved bruk av de fleste andre type tilslag. Lavvarmesementen har sannsynligvis også bidratt til dette.

Lav termisk utvidelseskoeffisient gir redusert termisk induisert spenning, og dermed større sikkerhet mot opprissing. Konstruksjonsbetongen i senketunnelen har en termisk utvidelseskoeffisient på $7,3 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, som er ca 20-30% lavere enn vanlige verdier for tradisjonell SV40-betong basert på f eks granittilslag og ordinær portlandssement.

Betongens luftinnhold og frostbestandighet

Betong basert på sement med høyt flyvaskeinnhold har i mange tilfeller vist seg å ha ustabil luftinnhold, og grov luftporestruktur. Dette har gitt problemer med å oppnå tilstrekkelig frostbestandighet. Norsk standard NS-EN 206-1 gir derfor ikke regler for bruk av sement i klasse CEM II/B-V (21-35% flyveaske) i bestandighetsklasse MF45 og MF40.

I senketunnelprosjektet er det spesifisert frostbestandighet i alle konstruksjonsdeler. Frostbestandighet er krevd dokumentert (prosess 84.491) ved prøveuttak fra prøvestøpen og bestemmelse av avstandsfaktor og spesifikk overflate iht. NS-EN 480-11. Prosessen gir krav om avstandsfaktor mindre enn 0,25mm og spesifikk overflate større enn $25 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$.

Resultatene fra prøvingen ved SINTEF ga en midlere avstandsfaktor på 0,26mm og en midlere spesifikk overflate på $23 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ for C40-50-26 – betongen som ble boret ut fra prøvestøpen, dvs kravene er ikke tilfredsstillt (se prøvingsrapporten i vedlegg I1). SVRØ og AFB avtalte derfor å gjennomføre funksjonsprøving iht svensk standard SS137244 utgave 3 av betongkjerner tatt fra samme prøvestøp.

Resultatene fra funksjonsprøvingen ga karakteristikken ”Akseptabel” iht SS137244 for C40-50-26 – betongen (se prøvingsrapporten i vedlegg I2). Det ble videre avtalt å gjennomføre prøving av avstandsfaktor og spesifikk overflate på kjerner tatt fra TE3. Resultatene fra denne prøvingen ga en midlere avstandsfaktor på 0,25mm og en midlere spesifikk overflate på $20 \text{ mm}^2/\text{mm}^3$ (se vedlegg I3).

I den løpende produksjonen ble det lagt opp til å styre betongens luftinnhold til et nivå tilsvarende kravet for ordinær SV40-betong, dvs $5 \% \pm 1,5 \%$. Flyveaskesementen ga som forventet vesentlig høyere forbruk av luftinnførende tilsetningsstoff enn det som er vanlig ved bruk av rene portlandssementer som Norcem Anleggssement. Dette ble også observert i reseptutviklingsprogrammet, se kapittel 3.1. I produksjonen ble det også observert en tendens til langsom utvikling av luftporesystemet, og dermed tendens til økt luftinnhold etter transport og pumping. Dette ga i praksis et 30-60 minutter etterslep på den løpende justeringen av mengden luftinnførende tilsetningsstoff, fordi all justering måtte baseres på mottakskontrollen på anlegget. Dette ga økt arbeidsinnsats i form av prøving, spesielt ved oppstart av produksjonen av TE3 og TE5. Etter hvert som NorBetong og AFB vant erfaring med betongen ble prøvingsintensiteten trappet noe ned. Produksjonskontrollen viser totalt sett bare et fåtall målinger utenfor toleranseområdet for betongens luftinnhold, se vedlegg J1-J3.

Groing av riss

I betongkvaliteter basert på ordinær portlandssement vil riss med rissvidder mindre enn ca 0,3 mm normalt ha en tendens til å trutne ved tilgang på fritt ferskvann eller sjøvann, også når konstruksjonen er utsatt for moderate vanntrykk. Dette skyldes utfelling av kalk (CaOH) i risset. På luftsiden vil denne kalken etter hvert karbonatisere til kalsiumkarbonat (Calcite), og dermed få en fast struktur. Påføring av natriumsilikat på risset vil framskynde trutningen ved at den utfelte kalken omdannes til kalsiumsilikathydrat (CSH). I sjøvann forsterkes trutningen ved utfelling av sjøvannselementer, som danner komplekse salter med kalken, f.eks. Friedelsalt, og magnesiumhydroksid (Brucite).

Lavvarmebetongen inneholder mindre fri kalk etter herding enn ordinære betongkvaliteter. For den aktuelle betongen skyldes dette at 1/3 av sementen er erstattet med flyveaske og at flyveasken gradvis forbruker kalk i pozzolanreaksjonen. Dette kan prinsipielt tenkes å redusere trutningstendensen i gjennomgående riss. I senketunnelen har trutningstendensen vært noe svakere og mer langsom enn for andre konstruksjoner med ordinær betong, men like fullt tilstrekkelig til å stoppe lekkasjene i fastholdingsrissene. Figur 9 viser utfellingene i et riss med rissvidde ca 0,15 mm. Bildet er tatt mens tunnel-elementet er i flytende tilstand i Bjørvika.

AFB har tatt prøve av utfellingen i dette risset, og fått gjennomført XRD- analyse ved SINTEF. Resultatene viser at utfellingene hovedsakelig består av magnesiumhydroksid (Brucite), og små mengder kalsiumkarbonat (Calcite). Prøven inneholder ikke spor av klorider. Dette resultatet er meget spesielt. Det kan derfor være god grunn til å studere mekanismene bak trutning av lavvarmebetong i sjøvann nærmere.

5.4 Beregningsresultater og observasjoner

Simuleringsprogrammet har fokusert på fastholding og fastholdingsspenninger i segmentenes lengderetning. Det er disse spenningene som kan medføre gjennomgående riss og som derfor kan utfordre konstruksjonens vanntetthet og bestandighet. I løpet av prosjektperioden ble SVRØ og AFB enige om at beregninger og tiltak skulle konsentreres mot tunnelens yttervegger som er eksponert mot vanntrykk. Midtveggen har større fastholdingsgrad enn ytterveggene (82 % maksimal fastholding i midtvegg mot 70 % i yttervegg), og har derfor litt større rissindeks (0,05-0,10 uten bruk av kjøling) og opprissingstendens enn ytterveggene.

Det ble lagt mindre vekt på spesielle forhold som intern fastholding i bunnplatene og spesielt takplatene pga store tverrsnitt og meget lange støpesekvenser. De største vegg/ takplate-støpene hadde en varighet på ca 36 timer, dvs betongen nederst i veggene hadde nådd maksimal herdetemperatur før takplaten var ferdig avrettet. Dette ga strekkspenninger i takplaten, men ikke nok til at dette ble oppfattet som et problem på linje med fastholdingseffekten mellom bunnplate og yttervegg.

Beregnete temperaturer har generelt vist bra samsvar med målte verdier. Lavvarmesementen har imidlertid vist seg å ha varierende varmeutvikling, dvs variasjon fra batch til batch, og også fallende varmeutvikling med økende alder, se kapittel 4.6. Det har derfor vært nødvendig å gjennomføre regelmessig prøving av denne egenskapen for å ha tilstrekkelig representative inputdata i analysen.

Fersk betongtemperatur har vist seg å være den parameteren som har størst betydning for beregnet rissindeks for denne konstruksjonstypen. Fersk betongtemperatur har vært mer årstidsavhengig enn temperaturen i støpeunderlaget, dvs bunnplatene. Dette betyr at de laveste temperaturforskjellene er oppnådd under vinterforhold, med fersk betongtemperatur på 7-10°C, og temperaturer i bunnplatene på 0-5°C. Under sommerforhold har fersk betongtemperatur nådd 18-20°, mens bunnplatetemperaturen typisk har vært 12°C. Uten bruk av kjøling har dette tilsvart (kalibrerte) rissindekser i størrelsesorden 1,1 under sommerforhold, og 1,0 under vinterforhold. Dette har også gitt observerbar forskjell i opprissingstendens.

Når tverrsnittene er så grove som i senketunnelen har omgivelsestemperaturen og vindforholdene vist seg å ha liten innvirkning på de interne temperaturdifferansene. Typisk maksimal temperaturstigning i veggene har vært 25°C ved bruk av kjøling, nokså uavhengig av årstid.

Det ble montert kjølerør i ytterveggene i 21 av i alt 30 segmenter. Det er ikke observert riss i veggene der kjølingen har fungert etter hensikten. De kalibrerte beregningene har gitt rissindekser i området 0,60-0,75 i disse segmentene. Det ser dermed ut til at en utnyttelse av strekkfastheten på 75 % gir tilstrekkelig sikkerhet mot opprissing. En slik konklusjon forutsetter naturlig nok at inngangsdataene i beregningene er realistiske.

Kjøleomfanget i veggene, dvs sentrisk plasserte $\phi 30$ mm stålrør med innbyrdes avstand 0,55 meter er realistisk sett moderat. Maksimaltemperaturen i veggene er redusert i størrelsesorden 7°C, gjennomsnittstemperaturen er redusert anslagsvis 5°C. Dette har gitt en reduksjon i rissindeksen på ca 0,30, som har vist seg tilstrekkelig ved bruk av lavvarmesement. Ved bruk av tradisjonell SV40 betong basert på anleggssement ville det vært nødvendig å øke kjøleomfanget betydelig for å unngå opprissing.

Tradisjonelt har faren for opprissing pga fastholdt termisk og autogen dilatasjon i grove betongkonstruksjoner vært forsøkt begrenset ved å stille krav til maksimal tillatt temperaturforskjell mellom det herdende støpeavsnittet og det tilstøtende avsnittet. Både prosesskode 2 fra 1997, prosesskode 2 fra 2007, og kontraktens prosess 84.57 angir at *"differansen mellom gjennomsnittstemperaturene i to tilgrensende støpeavsnitt skal ikke overskride 15°C dersom fastholdingslengden overstiger 5 meter"*. Dette kravet overstyres i dette tilfellet av den spesielle beskrivelsen i prosess 84.419 om en maksimal utnyttelse av betongen strekkfasthet på 75 %, (se vedlegg A).

Det generelle kravet til tillatt maksimal temperaturdifferanse oppfattes normalt som meget strengt, og vanskelig å tilfredsstillende. Det kan derfor være interessant å sammenligne dette kravet med beregnede og målte temperaturer i konstruksjonsavsnitt i senketunnelen som tilfredsstillende kravet til utnyttelsen av betongen strekkfasthet, dvs en rissindeks på 0,75, og som dermed gir tilfredsstillende sikkerhet mot opprissing. Resultatet kan imidlertid ikke uten videre antas å gjelde generelt, og dermed være overførbart til andre konstruksjoner, fordi det både er dimensjonsavhengig, og avhengig av betongens egenskaper.

Vi har sett på et utvalg situasjoner der maksimal rissindeks i ytterveggene er beregnet til ca 0,75 (kalibrert beregning). Høyeste beregnede forskjell i gjennomsnittstemperatur mellom yttervegg og bunnplate er i disse situasjonene typisk 22°C, dvs 7°C mer enn det som prosesskoden angir som maksimal tillatt forskjell.

Resultatet er sannsynligvis sterkt påvirket av at:

- betongen i senketunnelen har svært lite autogent svinn.
- betongen i senketunnelen har en lavere termisk utvidelseskoeffisient enn normalt (se avnitt 5.3)

Begge disse parametrene gir dermed rom for en større akseptabel temperaturforskjell ved en gitt rissindeks enn for en tradisjonell SV-40-betong. Lavvarmebetongen kan dermed sies å ha spesielt gunstige egenskaper i grove konstruksjoner fordi den både gir lavere temperaturforskjell mellom støpeavsnitt, og er mindre følsom for forskjeller.

6 Konsekvenser for senere prosjekter

6.1 Utforming av prøvestøp

I store betongprosjekter er det vanlig at byggherren krever prøvestøp, rent unntaksvis gjennomføres prøvestøp på initiativ fra entreprenøren. En slik prøvestøp kan ha flere formål, bl.a:

- Verifisering av at betongens støpelighet og støpeopplegget er godt nok tilpasset konstruksjonens geometri og andre prosjektspesifikke produksjons- og utførelsesforhold, og gir god omstøping av armeringsstål, innstøpningsgods, waterstop etc.
- Verifisering av det er mulig å oppnå den spesifiserte overflatekvaliteten og utseendet på forskalte og fri flater
- Verifisering av at opplegget for måling og kontroll av temperaturforløp fungerer tilfredsstillende.
- Verifisering av at simulerte temperaturforløp har tilstrekkelig nøyaktighet.
- Verifisering av at beregnede rissindekser er i samsvar med observert rissendens.

Hensikten med prøvestøpene i senketunnelprosjektet er gjengitt i kapittel 2.5.

Dersom hensikten med prøvestøpen er å sammenligne målte og simulerte temperaturforløp stiller dette små krav til utformingen av prøvestøpen. Normalt vil det være tilstrekkelig å forskale og støpe et lite utsnitt av konstruksjonen. Dersom man velger å gjøre kontrollen for en vegg bør veggtykkelsen være realistisk, mens bredde og høyde av utsnittet ikke trenger å være større enn f eks 4 ganger veggtykkelsen. Randbetingelser som formmaterialer, avformingstidspunkt, evt bruk av isolasjonsmaterialer osv. bør være de samme som for konstruksjonen. Dersom det er ønskelig å få verifisert kjøleeffekten fra fundamentet bør dette utformes med en realistisk tykkelse i prøvestøpen, mens utstrekningen normalt på veggplanet ikke trenger å være større enn f eks 3 ganger fundamentets tykkelse. Fundamentutsnittet støpes ut i god tid før veggutsnittet, slik at det er fullstendig nedkjølt før veggstøpen.

Veggutsnittet instrumenteres med termoelementer, som plasseres slik at måleresultatene gir temperaturforløpet sentrisk i veggen, og f eks i en dybde punkt som tilsvarer armerings-overdekningen. Dette gir gode referansepunkter ved senere kontroll av temperaturen i konstruksjonen, og gir også mulighet til å kalibrere konveksjonstallet for forskalingen. Kjøleeffekten fra fundamentet kontrolleres ved plassering av et termoelement sentrisk i veggen i en høyde over fundamentet tilsvarende 0,5 og 1 ganger veggtykkelsen. Videre bør temperaturen i fundamentet registreres med termoelementer midt under vegglivet i en dybde 0,5 ganger veggtykkelsen, og i tillegg i en sone som er lite påvirket av temperaturen i veggutsnittet. Randbetingelser som lufttemperatur og vindhastighet må også registreres.

Betongens herdevarme kan med fordel bestemmes i et parallelt herdekasseforsøk, slik det er beskrevet i kapittel 4.2.

Dersom hensikten med prøvestøpen også er å sammenligne beregnet rissrisiko med reell rissendens må prøvestøpen utformes slik at fastholdingsforholdene blir tilstrekkelig

representative for konstruksjonen, samtidig som at temperaturforløpet er realistisk. Dette betyr normalt at fastholdingslengden må være større enn 5 meter, og at tverrsnittstykkelsen må være som i konstruksjonen. Vegghøyden og fundamentet kan nedskaleres, men bare på en slik måte at fastholdingseffekten fortsatt er realistisk. Eventuelle kjøletiltak må implementeres og gjennomføres så realistisk som mulig. Instrumentering og datainnsamling gjennomføres som beskrevet over, i tillegg må eventuelle riss registreres med plassering, retning, lengde og rissvidde.

En slik fullskala prøvestøp for vurdering av rissrisiko kan bli meget ressurskrevende, og vil sannsynligvis bare bli gjennomført i helt spesielle tilfeller. Den store prøvestøpen i senketunnelprosjektet fokuserte primært på støpetekniske forhold og temperaturforløp, og var ikke egnet til vurdering av rissrisiko.

6.2 Anbefalt loggeutstyr

Erfaringene fra temperaturkontrollen er gjengitt i kapittel 4.5.

Strømforsyningen på byggeplasser og anlegg er svært utsatt for jordingsfeil. Det er derfor viktig å velge dataloggere som er tilstrekkelig skjermet mot jordingsfeil, og som har tilstrekkelig batterikapasitet i tilfelle strømbrudd. Termoelementer bør videre plasseres slik at det ikke oppstår metallisk kontakt med armeringsstål eller innstøpningsgods.

Plasseringen av termoelementene må måles inn nøyaktig for at det skal være mulig å sammenligne simulert temperaturforløp med målt temperaturforløp i konstruksjonen.

Termoelementledningene bør stripes godt fast til armeringen. Det er fort gjort å skade løsthengende ledninger under montasjearbeid eller støp. Ledningene må føres ut av forma på en slik måte at de ikke tar skade ved riving av forskalingen.

Mange dataloggere er godt sikret mot fukt, og tåler temperaturforskjeller. Det er likevel en god ide å sikre loggerne ved å plassere dem i en tett beholder, f.eks. en transportkasse i aluminium, med et lite varmeelement. Dersom avstanden fra målepunktene ikke er lenger enn ca 20 meter kan loggeren med fordel plasseres i en spisebrakke eller lignende.

Det er viktig å orientere alle som har adgang til området om at logging pågår, og at det er nødvendig å ta hensyn til dette, spesielt ved arbeid i nærheten av termoelementer og logger. Det er også viktig å orientere om at strømforsyningen til loggeren ikke skal brytes.

6.3 Dokumentasjonsform

I senketunnelprosjektet ble det i utgangspunktet planlagt og gjennomført løpende simulering og rapportering av temperaturforløp og rissinndecks for hver enkelt konstruksjonsdel. Dette ga mulighet til tilpasning av beregningene til aktuelle værforhold og sementens varierende hydrasjonsvarme. Denne arbeidsformen ga også grunnlag til å kalibrere beregningene til observert rissintensitet, slik det er beskrevet i kapittel 4.8. Etter hvert som vi vant erfaring ble

det gjennomført beregninger for standardiserte tunneltverrsnitt og et utvalg værscenarier, slik at simuleringsrapportene kunne omfatte hele dokksettinger, se kapittel 4.6.

Den høye repetisjonsgraden er unik for senketunnelprosjektet, med 30 tilnærmet like vegg- og takstøper, der bare et fåtall geometriske og betongtekniske parametre har variert, og der randbetingelsene ellers har vært svært stabile. Dette har gitt en mulighet til å eliminere en del av usikkerheten i beregningene av rissindekser som vi ikke kan forvente å få i andre sammenhenger.

I andre prosjekter har vi gjennomført all simulering i forkant, basert på erfaringsdata for den aktuelle betongen, og aktuelle værprognoser. Dette gir noe større usikkerhet i beregningene, men likevel et godt utgangspunkt for tilpasning av herdetiltak. En slik framgangsmåte vil sannsynligvis også være mest realistisk for framtidige prosjekter.

6.4 Valg av programvare

Analysene av spenningsforløp rissindekser er gjennomført ved bruk av det FEM-programmet **4C Temp&Stress**, levert av DTI i Danmark. Programmet modellerer 2-dimensjonal varmestrøm, temperaturfordeling, og tilhørende tøyninger og spenninger.

Programmet er utviklet tidlig på 90-tallet, og har ikke gjennomgått vesentlige oppdateringer etter dette. Leverandøren sitter per dato ikke på kompetanse eller ressurser som kan brukes til å videreutvikle programmet.

Brukergrensesnittet oppfattes i dag som utdatert, men likevel tilstrekkelig funksjonelt for de fleste formål. Programmet utnytter ikke det vi i dag oppfatter som ordinær funksjonalitet i operativsystemene. Arkiv- og databaseløsningene er dårlig utviklet, og krever utvikling av egne arkivløsninger for store prosjekter som senketunnelen.

FEM- analyseverktøyet, materialmodeller og modellering av randbetingelser holder fortsatt tilstrekkelig standard. Materialeegenskaper kan enten beskrives diskret eller ved bruk av kontinuerlige formfunksjoner. Enkelte egenskaper kan frikobles fra modenhetsprinsippet. Krypmodellen er dårlig tilpasset de prøvingsmetodene som er i bruk, og gir også en nokså upresis tilnærming til betongens krypeegenskaper i den tidlige fasen.

Før oppstart av senketunnelprosjektet vurderte AF Bjørvikatunnelen programsystemet **ConTest Pro**, levert av JEJMS Concrete AB i Sverige. Dette programmet har hovedsakelig samme funksjonalitet som 4C Temp&Stress, men et mer oppdatert brukergrensesnitt, og bedre arkivløsninger. Programmet er under løpende utvikling i et aktivt fagmiljø. ConTest Pro bruker formfunksjoner for alle materialeegenskaper bortsett fra trykkfasthet, og tillater ikke modellering ved bruk av diskrete verdier. Programmet følger svensk tradisjon mht. modellering av modenhet og egenskapsutvikling. I Norge har vi stort sett brukt den danske modellen utviklet av Freiesleben Hansen og Pedersen. Dette kan gi en litt høyere brukerterskel for ConTest Pro enn for 4C Temp&Stress. Eirik Haram gjennomførte direkte sammenligninger av beregningsresultater fra ConTest Pro og 4C Temp&Stress i sin masteroppgave (2006). Programmene gir svært like resultater når det tas hensyn til de prinsipielle forskjellene i modellverktøyet.

Programmet **b4cast**, levert av ConTech Analysis ApS i Danmark, modellerer 3-dimensjonal varmestrøm, temperaturfordeling, og tilhørende tøyninger og spenninger i betong under herding. Tverrsnittsendringer i z-retning kan bare modelleres trinnvis. Programmet har et enkelt og anvendelig brukergrensesnitt og gode arkivløsninger, men krever store maskinressurser. En fullstendig spenningsanalyse for et utsnitt av et tunnelement, forutsatt normal oppløsning i elementnettet kan ta flere timer. Modellteknisk er programmet nært beslektet med 4C Temp&Stress, men det er i dag ikke noen form for samarbeid mellom de danske leverandørene av programvaren. b4cast var ikke ferdig utviklet, og derfor ikke tilgjengelig ved oppstart av senketunnel-prosjektet.

Fullverdig 3-dimensjonal analyse av spenningsoppbygging pga fastholdt termisk og autogen dilatasjon i herdefasen kan reelt sett bare gjennomføres ved hjelp av FEM-programmet **DIANA** fra TU Delft / TNO i Nederland. Andre anerkjente FEM-programmer for statisk analyse har ikke utviklet tilstrekkelig detaljerte materialmodeller for ung betong.

DIANA har et relativt tungt brukergrensesnitt, krever spesialisert kompetanse og vil neppe være anvendelig for rådgivende ingeniører og entreprenører. Institutt for konstruksjonsteknikk ved NTNU har en utviklingslisens for DIANA, og samarbeider med TU Delft om videreutvikling av programmet.

6.5 Kompetansebehov

Simulering av temperaturforløp i herdende konstruksjoner med kompleks geometri, og videre beregning av spenningsforløp og rissindekser ved hjelp av spesialisert programvare krever materialteknisk og konstruksjonsteknisk kompetanse og erfaring. Denne kompetansen finnes reelt sett bare hos en norsk entreprenør (Skanska), SVV, forskningsmiljøet i Trondheim, og hos en rådgivende ingeniør (Norconsult).

I Sverige har Vägverket krevd beregning av rissindekser for en rekke konstruksjonstyper siden tidlig på nittitallet. Her er denne kompetansen mer utbredt, og en rekke rådgivende ingeniører kan tilby slike tjenester. Kompetansen hos entreprenørene er imidlertid noe mer tilfeldig fordelt. Dette ser ut til å ha ført til at beregningene i de fleste tilfellene brukes til å tilfredsstille et formelt dokumentasjonsbehov, og ofte ikke inngår som en tilstrekkelig aktiv del av produksjonsplanleggingen.

Teknologien vil bare være pålitelig, og kan bare utnyttes fullt ut dersom beregningene brukes til å tilpasse tiltak og velge løsninger i produksjonsprosessen. Dette betyr at kompetansen ideelt sett må sitte nært driftsledet. Dersom beregning av rissindekser videreføres som et formelt krav i senere prosjekter i regi av SVV er det vårt ønske at dette gjennomføres på en slik måte at det stimulerer til kompetanseoppbygging hos entreprenørene.

7 Referanser

- [1] Rapport fra forsøk med lavvarmebetong (2004) CD med 10 rapporter fra forundersøkelsene til Bjørvikaprojektet – E18 mellom Festningstunnelen og Ekeberg tunnelen, Statens vegvesen, nov. 2004
- [2] Ji G. and Kanstad T: (2005) NTNU-memo, “Calculation of the crack risk of some segments of the Bjørvika Tunnel constructed in a specific procedure”
- [3] Haram E (2006): Masteroppgave, “Bjørvikatunnelen – Beregning og kontroll av rissrisiko i herdefasen”, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU
- [4] Smeplass S (1991): “High Strength Concrete – SP4 Materials Design, report 4.4 Mechanical properties – Normal Density Concretes”, SINTEF rapport STF65 A89020



Statens vegvesen

Statens vegvesen Vegdirektoratet
Postboks 8142 Dep
N - 0033 Oslo

Tlf. (+47 915) 02030
E-post: publvd@vegvesen.no

ISSN 1504-5005