

CHALMERS



Sprickrisk vid byte av kantbalkar - inverkan av kylning

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg och vattenbyggnad

KAJSA SAMUELSSON

Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sweden 2005

Examensarbete 2005:29

EXAMENSARBETE 2005:29

Sprickrisk vid byte av kantbalkar – inverkan av kylning

KAJSA SAMUELSSON

Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, Sverige 2005

Sprickrisk vid byte av kantbalkar – inverkan av kylning

KAJSA SAMUELSSON

© KAJSA SAMUELSSON, 2005

Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
Chalmers Tekniska högskola
412 96 Göteborg
Sverige
Telefon: + 46 (0)31-772 1000

Framsida:

Utbyte av den södra kantbalken på Källösundsbron, se vidare kapitel 5.

Reproservice/ Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Göteborg, Sverige 2005

Risk of cracking when replacing edge beams – influence of cooling
KAJSA SAMUELSSON
Department of Civil and Environmental Engineering
Division of Structural Engineering
Concrete Structures
Chalmers University of Technology

ABSTRACT

Edge beams are one of the most exposed parts of a bridge, constantly attacked by wind, salt, moisture, frost and being run into by traffic. Its lifetime is therefore limited and it will sometime have to be repaired or replaced.

When replacing edge beams the new beam is cast against older concrete which leads to restraint forces in the beam due to the heat development during the hardening process. In order to reduce the temperature stresses and therefore also the risk of cracks, installed cooling systems may be used during the hardening. The purpose with this degree project is to evaluate this method and its effectiveness regarding the risk of cracks when replacing edge beams.

Field measurements of two different projects have been gathered. These projects are, the Källösund-bridge and bridge at Kärramotet, where the temperature development of the concrete during the hardening process is registered in order to evaluate the effect of cooling. Also strain measurements were conducted in the edge beams of this bridge for study of the developed restraint between the bridge plate and the cast section.

The analysis of the conducted measurements, in both the cooled and the non-cooled part of the edge beams, at the Källösund - bridge, indicates that cooling was effective. This, since the restraint stresses from the prevented temperature movement in the non-cooled section reached the tensile strength of the concrete, which was not the case in the cooled section. Strain measurements verified the assumption that a complete restraint is present between the edge beam and the bridge slab. The need of shrinkage of the edge beam was also studied, since it has been shown that there may be problems with crack development after a certain time. The result indicated the need of further research to be able to link the models for young and hardened concrete.

Furthermore, interviews have been conducted in order to gather more information on the design of edge beams and the measures taken for prolonging their lifespan in Denmark, Norway and Germany. In Denmark, for example, the above described method is often used in casting of edge beams, whereas in Germany the edge beam is cast as a detached element.

Keywords: Exchange of edge beams, young concrete, risk of cracks, temperature stresses, restraint, shrinkage, creep, cooling.

Sprickrisk vid byte av kantbalkar – inverkan av kylning
Examensarbete inom Konstruktion och mekanik
KAJSA SAMUELSSON
Institutionen för Bygg- och miljöteknik
Avdelningen för konstruktionsteknik
Betongbyggnad
Chalmers Tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Kantbalken är en av de mest utsatta delarna på en bro, ständigt angripen av vind, salt, fukt, frost och påkörningar från trafiken. På grund av detta är kantbalkens livslängd kortare än brons och den kommer någon gång att behöva repareras eller bytas ut.

Vid utbyte av kantbalkar gjuts den nya balken mot en äldre betong vilket leder till tvångsspänningar i balken på grund av temperaturutvecklingen under härdningsprocessen. För att minska storleken på temperaturspänningarna och därmed sprickrisken kan ingjutna kylsystem användas under betongens härdning. Syftet med detta examensarbete var att utvärdera denna metod och dess effekt beträffande sprickrisk vid utbyte av kantbalkar.

Fältningsmätningar har genomförts vid två projekt, Källösundsbron och bro vid Kärramotet, där betongens temperaturutveckling under härdningen har registrerats för att kunna utvärdera kylningens effekt. Vid Källösundsbron genomfördes även töjningsmätningar i kantbalken för att kunna studera det tvång som uppkommer mellan brobaneplattan och den pågjutna delen.

Analys av mätningarna som genomfördes i både en kyld och en icke kyld del av kantbalken på Källösundsbron visade att kylningen var effektiv. Detta då tvångsspänningarna från den förhindrade temperaturrelsen i den icke kylda delen uppnådde betongens draghållfasthet vilket inte var fallet för den del som hade kylts. Töjningsmätningen verifierade antagandet om att ett fullständigt tvång råder mellan kantbalken och brobaneplattan. Då det har visat sig förekomma problem med sprickbildning efter att en viss tid har gått studerades även kantbalkens krympningsbehov. Resultatet påvisade behovet av vidare forskning för att kunna koppla ihop modeller för ung betong med hårdnad betong.

Intervjuer har genomförts för att ta fram mer information om hur man utformar kantbalkar i Danmark, Norge och Tyskland samt vilka åtgärder man gör för att förbättra och förlänga kantbalkens kvalitet och livslängd. I Danmark används till exempel ovan nämnda metod ofta vid gjutning av kantbalkar medan man i Tyskland gjuter kantbalkar som fristående element.

Nyckelord: utbyte av kantbalk, ung betong, sprickrisk, temperaturspänningar, tvång, krympning, krypning, kylning.

Innehållsförteckning

ABSTRACT	I
SAMMANFATTNING	II
INNEHÅLLSFÖRTECKNING	III
FÖRORD	VI
BETECKNINGAR	VII
1 INTRODUCTION	1
1.1 Bakgrund	1
1.2 Syfte	1
1.3 Metodik	2
2 KANTBALKAR	3
2.1 Utformning och funktion	3
2.2 Problematik och åtgärder	6
2.2.1 Vid nyproduktion	6
2.2.2 Beständighet	7
2.2.3 Åtgärder	7
2.3 Kantbalkar i andra länder	8
2.3.1 Norge	8
2.3.2 Danmark	9
2.3.3 Tyskland	10
3 UTBYTE AV KANTBALKAR	11
3.1 Arbetsmoment	11
3.1.1 Förberedelser	11
3.1.2 Gjutning	11
3.1.3 Efterarbete	11
3.2 Faktorer som påverkar kantbalkens beständighet och kvalitet	12
3.2.1 Betong	13
3.2.2 Tvång	13
3.2.3 Temperaturspänningar vid härdning	15
3.2.4 Krympning	20
3.2.5 Hållfasthetsutveckling	22
4 BRO VID KÄRRAMOTET	25
4.1 Beskrivning av projektet	25
4.1.1 Allmänt/Bakgrund	25
4.1.2 Reparationsarbete	25
4.2 Fältmätning	27
4.2.1 Temperaturmätning	27

4.2.2	Kylvattenflöde	29
4.3	Resultat	29
4.3.1	Temperaturutveckling	29
	Kommentarer	30
4.3.2	Kylvattnets temperatur	31
4.3.3	Utvärdering utav fältmätningen	32
4.4	Slutsatser	32
5	BRO O497 KÄLLÖSUND	34
5.1	Beskrivning av projektet	34
5.1.1	Allmänt	34
5.1.2	Reparationsarbete	36
5.1.3	Etapp 3 – utbyte av den östra delen av södra kantbalken	37
5.2	Fältmätningar	38
5.2.1	Temperaturmätning	38
5.2.2	Töjningsmätning	40
5.2.3	Kylvattenflöde	42
5.3	Resultat	42
5.3.1	Temperaturutveckling	42
5.3.2	Töjning i kantbalken	45
5.3.3	Sprickkartering	50
5.4	Analys	50
5.4.1	Temperaturutveckling	50
5.4.2	Töjningsmätningar - tvång	53
5.4.3	Hållfasthetsutveckling	54
5.4.4	Temperaturspänningar	54
5.4.5	Krympning	56
5.5	Utvärdering utav fältmätningen	60
5.6	Slutsatser	61
6	SLUTSATSER	62
7	REFERENSER	63
BILAGA A	Arbetsbeskrivning för åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor, Kärramotet	
BILAGA B	Arbetsbeskrivning för åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor, Källösundsbron	
BILAGA C	Korrigerings av mätvärden från trådtöjningsgivare	
BILAGA D	Uppskattning av broplattans krympningsbehov under ett år, 2004 -2005	
BILAGA E	Ekvivalent tid	

- BILAGA F Temperaturspänningsberäkning
- BILAGA G Krympningsberäkning
- BILAGA H Krympningens inverkan på spänningsutvecklingen

Förord

Detta examensarbete har genomförts vid FB Engineering AB i samarbete med avdelningen för konstruktionsteknik, Chalmers Tekniska högskola.

Jag vill framföra ett varmt tack till mina handledare, Thomas Darholm och Birgitta Röström vid FB Engineering AB och Björn Engström, Betongbyggnad, handledare och examinator. Erat engagemang och stöd under arbetets gång har betytt mycket. Till examensarbete fanns också en referensgrupp bestående av Anders Huvstig, Vägverket, Per Thunstedt, Vägverket, Peter Harryson, Vägverket och Jan Tuvert från Trafikkontoret i Göteborg. Tack för att ni engagerade er i detta projekt och för alla värdefulla synpunkter och tips.

Jag vill vidare tacka alla som har varit med och gjort det möjligt att genomföra de fältmätningar som ligger till grund för den analys som utförts. Färdig Betong och Arne Retelius på Cementa AB som har bidragit med mätutrustning för temperaturmätningen, Lars Wahlström på Chalmers som hjälpte till med förberedelserna inför töjningsmätningen och med mätutrustningen. Alla på Vägverket Produktion, vilka var entreprenörer vid båda projekten, som hjälpte till under mätperioden och byggledare på ScanAkos Byggledning AB. Mats Rodhe och Anders Lindvall på Chalmers som assisterade vid mätningen på Källösundsbron. Tack, utan er skulle mätningarna varit svåra att genomföra.

Tack till Brosamverkan Väst som gick in och täckte de kostnader som uppstod vid fältmätningen på Källösundsbron.

Jag vill också tacka Knut A Grefstad på Statens Vegvesen i Norge, Carsten Henriksen på Vejdirektoratet i Danmark samt Ralf Nitsche på Bilfinger Berger AG som har hjälpt mig med information om hur man utformar kantbalkar i deras länder.

Tack till alla på FB Engineering AB som har hjälpt mig under arbetets gång och Martin Nilsson vid Luleå tekniska universitet.

Göteborg mars 2005

Kajsa Samuelsson

Beteckningar

Romanska bokstäver versaler

$E_c(t)$	Elasticitetsmodul betong vid tiden t
E_{cm}	Elasticitetsmodul betong, medelvärde
$E_{ef}(t, t')$	Effektiv elasticitetsmodul för tiden t med belastningsålder t'
H	Höjd
$J(t, t')$	Vekthetsfunktion för tiden t med belastningsålder t'
L	Längd
R	Tvångsgrad
T_c	Gjuttemperatur
T_m	Medeltemperatur
T_{max}	Maximal temperatur
$T_{m(IK)}$	Medeltemperatur i den icke kylda delen
$T_{m(K)}$	Medeltemperatur i den kylda delen
$T(t_2)$	Temperatur då betongen antas spänningslös
T_u	Temperatur till vilken betong svalnar
$T_{2(IK)}$	Temperatur i mätpunkt 2 i den icke kylda delen
$T_{3(IK)}$	Temperatur i mätpunkt 3 i den icke kylda delen
$T_{4(K)}$	Temperatur i mätpunkt 4 i den kylda delen
$T_{5(K)}$	Temperatur i mätpunkt 5 i den kylda delen

Romanska bokstäver gemener

$d\sigma(t')$	Spänningstillskott vid belastningsålder t'
$f_{ccm,cyl}$	Tryckhållfasthet för cylinder, medelvärde
$f_{ccm,kub}$	Tryckhållfasthet för kub, medelvärde
f_{ctm}	Draghållfasthet, medelvärde
$f_{cck,cyl}$	Tryckhållfasthet cylinder, karakteristiskt värde
f_t	Centrisk draghållfasthet
$f_{c,pr}$	Tryckhållfasthet prisma
$f_{ctm,l}$	Draghållfasthet reducerad med hänsyn till långtidseffekter
f_{ctk}	Draghållfasthet karakteristiskt värde
f_{ccm}	Tryckhållfasthet, medelvärde
f_{cck}	Tryckhållfasthet, karakteristiskt värde
h_m	Ekvivalent tjocklek
k_0	Faktor som uttrycker hur stor del av den totala förhindrade deformationen vid värmeutvidgning som motsvarar permanent plastisk deformation

t_1	Tid då betongens maximala medeltemperatur inträffar
t_2	Tid då betongen antas spänningslös
t_3	Tid då betongens temperatur antas vara anpassad till omgivningens
t	Tid
t'	Belastningsålder
t_e	Ekvivalent tid
y	Höjdkoordinat

Grekiska bokstäver versaler

$\Delta\varepsilon_{cs}(t)$	Krymptöjningsändring under tidssteg
$\Delta\varepsilon_{tot}(t)$	Ändring av den yttre totala deformationen under tidssteg
$\Delta\varepsilon_T(t)$	Ändring av temperaturtöjning under tidssteg
$\Delta E_{ef}(t, t_s')$	Ändring av den effektiva elasticitiesmodulen för tidigare påförda belastningar under tidssteg
Δf	Skillnad mellan medelhållfasthetsvärde och karakteristisk hållfasthet
$\Delta\sigma_s$	Tidigare spänningsinkrement
$\Delta\sigma(t)$	Spänningsändring under tidssteg
$\Delta t_e(0)$	Ekvivalent mognadsålder vid $t=0$
$\Delta T(t)$	Temperaturändring under tidssteg
ΔT_0	Temperaturskillnad mellan betong och omgivning vid gjutning
ΔT	Temperaturändring

Grekiska bokstäver gemener

α_c	Temperaturkontraktionskoefficient
α_e	Temperaturutvidgningskoefficient
β_T	Hastighetsfaktor som beror av temperatur
β_{add}	Hastighetsfaktor som beror av inverkan från tillsatsmedel
γ_t	Faktor som beskriver krympningens tidsförlopp
γ_{RH}	Faktor som beaktar relativa fuktighetens inverkan
ε_c	Betongens spänningsberoende töjning
ε_T	Temperaturtöjning
$\varepsilon_{tot}(t)$	Total töjning vid tiden t
ε_{s0}	Materialets fria slutkrympning, referenskrympning
ε_t	Töjning vid tiden t
ε_{cs}	Yttre fria krympningen
ε_{el}	Elastisk töjning
ε_{pl}	Plastisk töjning

$\sigma(t_3)$	Spänning vid tiden t_3
σ_t	Spänning vid tiden t
$\varphi(t, t')$	Krypfaktor för tiden t vid belastningsålder t'
φ_0	Kryptalets grundvärde, gäller vid RH = 100% och pålastning vid 28 dygn. Beaktar hållfasthetsklass och gäller slutvärdet efter lång tid.
ψ_h	Faktor som beror av konstruktionens ekvivalenta tjocklek, h_m , och omgivningens relativa fuktighet.
ψ_j	Faktor som beror av ålder vid pålastning
ψ_t	Faktor som beror av tiden räknad från pålastning

1 INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Kantbalken är en av de mest utsatta delarna på broar, ständigt angripen av vind, salt, fukt, frost och påkörningar från trafiken. På grund av detta är kantbalkens livslängd kortare än brons och den kommer någon gång att behöva repareras eller bytas ut.

Vid utbyte av kantbalkar gjuts den nya balken mot äldre betong vilket leder till tvångsspänningar i balken på grund av värmeutveckling under härdningsprocessen. Det har visat sig förekomma problem med sprickbildning, dels i samband med gjutning och dels efter en viss tid har gått. De senare sprickorna är en följd av att de dragspänningar som uppkommit vid härdningen (temperaturspänningar) har ökat på grund av betongens krympning.

För att minska storleken på temperaturspänningarna och därmed sprickrisken kan ingjutna kylsystem användas under betongens härdning. Rör av stål eller plast som genomströmmas med till exempel kallt vatten, läggs in i den del som ska gutas och under härdningen transporterar kylvätskan bort en del av värmen som utvecklas i betongen.

Den sista av tre gjutningsetapper av kantbalkarna på Källösundsbron genomfördes i oktober 2004 varvid tillfälle gavs att studera härdningsförloppet med respektive utan kylning. Kantbalkarna på bro vid Kärramotet, Hisingen, byttes också ut under sommaren 2004 och kylning användes då gjutningslängden var 13 m.

1.2 Syfte

Syftet med föreliggande examensarbetet var

- att utvärdera ovan nämnda kylmetod och dess effektivitet beträffande sprickrisk vid gjutning av kantbalkar,
- att ta fram information om hur man utformar kantbalkar i andra länder och vilka åtgärder man gör för att förbättra och förlänga kantbalkens kvalitet och livslängd.

Avgränsningar

Utvärdering av fältmätningar har endast genomförts med handberäkningar vilket innebär vissa förenklingar i beräkningsmodeller.

De problem som kan förekomma med kantbalkar behandlas här endast översiktligt då tidigare studier har genomförts och dokumenterats, se Elvhage, Johansson, Olevik (1995).

Utvärderingen av kylsystemets effekt är baserad på de mätningar som erhållits från Källösundsbron. Gjutningen genomfördes i oktober vilket innebär gynnsamma förhållanden. Troligen blir effekten av kylning större vid gjutning under varmare årstid vilket inte har utvärderas i detta examensarbete. Det skulle vara önskvärt att liknande fältmätningar genomförs vid flera projekt för att bättre kunna dra slutsatser om metodens effektivitet.

I detta examensarbete behandlas bara de kantbalksutbyten där den nya kantbalken gjuts mot den äldre broplattan vilket också är det vanligaste fallet.

1.3 Metodik

För att utvärdera effekten av ett ingjutet kylsystem vid reparation och omgjutning av kantbalkar har fältmätningar genomförts vid två projekt, bro över E6 vid Kärramotet och Källösundsbron. I båda fallen registrerades betongens temperaturutveckling under härdningen. Vid kantbalksutbytet på Källösundsbron mättes även töjningen i kantbalken.

Genom intervjuer och litteraturstudier har information tagits fram om olika lösningar på kantbalkar i Sverige, Norge, Tyskland och Danmark.

Temperaturspänningen och krympningens inverkan på spänningsutvecklingen i kantbalken har studerats genom enklare handberäkningar.

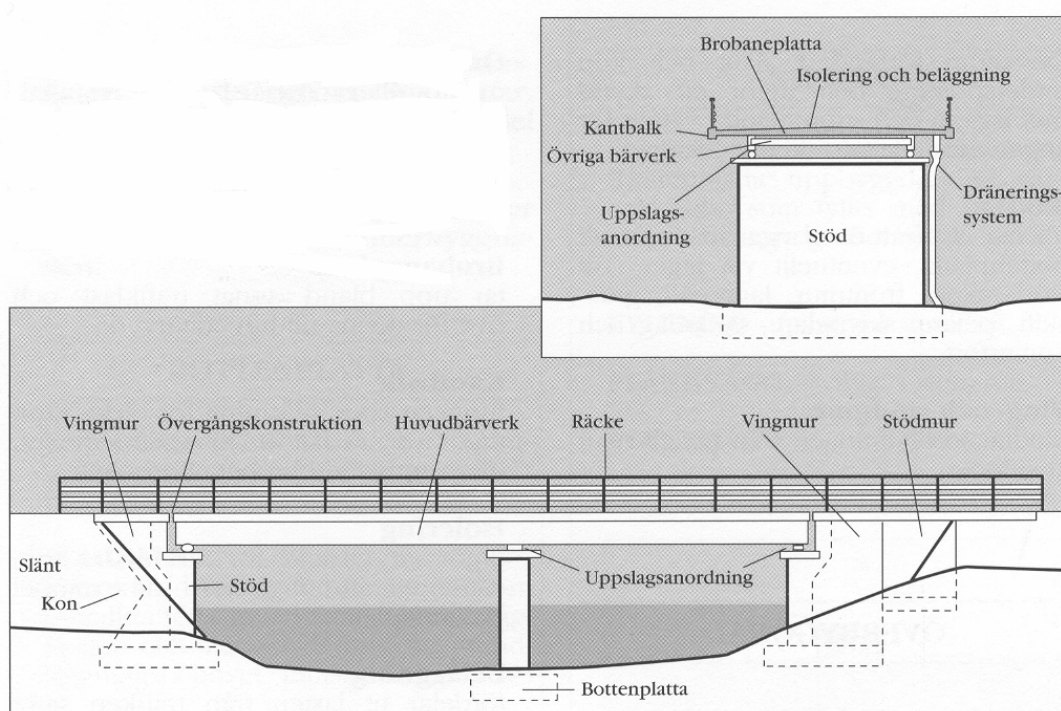
Rapporten är uppbyggd så att de första tre kapitlen beskriver bakgrund, kantbalken som konstruktionsdel och utbyte av kantbalkar. I kapitel fyra och fem redogörs för de projekt där fältmätningar har genomförts samt resultatet och analys av dessa. Kapitel sex presenterar slutsatser följt av en referensförteckning i kapitel sju.

2 KANTBALKAR

Detta kapitel ger en bakgrund och en introduktion till kantbalken som konstruktionsdel. Problematiken belyses liksom de åtgärder som vidtas för att förlänga livslängden. Vidare beskrivs generellt de erfarenheter och problem man har haft i Norge, Danmark och Tyskland.

2.1 Utformning och funktion

Kantbalken är den brokonstruktionsdel som är belägen längs brobaneplattans kant. I figur 2.1 är huvuddelarna på en bro markerade däribland kantbalken.



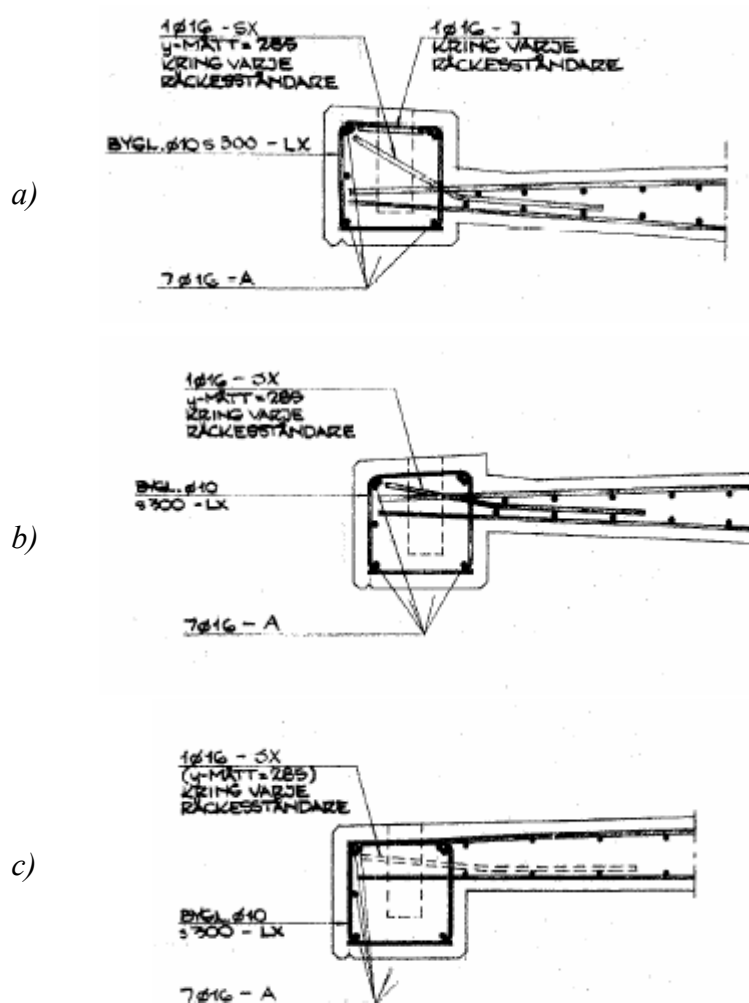
Figur 2.1 Brons huvuddelar enligt, Vägverket (1994).

Kantbalkarna används huvudsakligen för infästning av broräcken och i vissa brotyper, till exempel balkbroar, som tillstypare där brobaneplattan har en konsoldel, Vägverket (1994). Den samlar också upp avrinningsvatten, hindrar nedbrytning av underliggande brodelar, ökar trafiksäkerheten och ger en bra avslutning på isoleringskiktet.

Kantbalkens dimensioner ska vara anpassade så att det ovan nämnda syftet uppfylls på ett så bra sätt som möjligt. Dock får bredden inte understiga 350 mm och höjden ej vara mindre än 400 mm enligt ATB Bro 2004 (Allmän teknisk beskrivning).

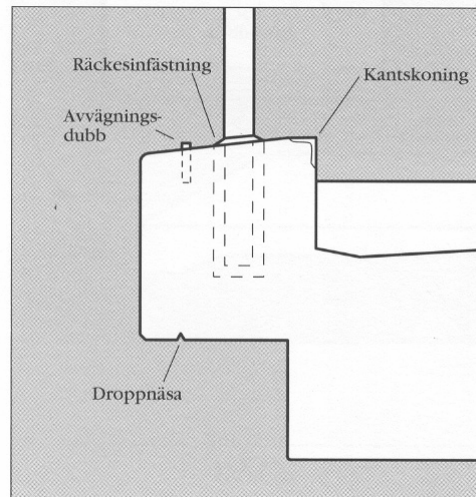
Kantbalkar kan delas upp i tre huvudtyper: förhöjda, inte förhöjda och försänkta, se figur 2.2, ATB Bro 2004. Utformningen beror på bronns läge, till exempel återfinns förhöjda kantbalkar där bron spänner över väg och järnvägsspår och försänkta över vattendrag. Vid nybyggnation av broar idag används främst den förhöjda kantbalken.

En anledning till detta är dagens restriktioner beträffande utsläpp i naturen av det förorenade vattnet från brobanan.



Figur 2.2 Huvudtyper av kantbalkar, a) förhöjd kantbalk, b) inte förhöjd kantbalk och c) försänkt kantbalk, Vägverket (2004).

Kantbalkar förses med avvägningsdubbar av mässing för att eventuella rörelser i konstruktionen skall kunna kontrolleras. Den ska vidare i underkant förses med droppnäsa för att förhindra vatten att nå broplattans undersida, ATB Bro 2004. I figur 2.3 illustreras kantbalkens olika delar.



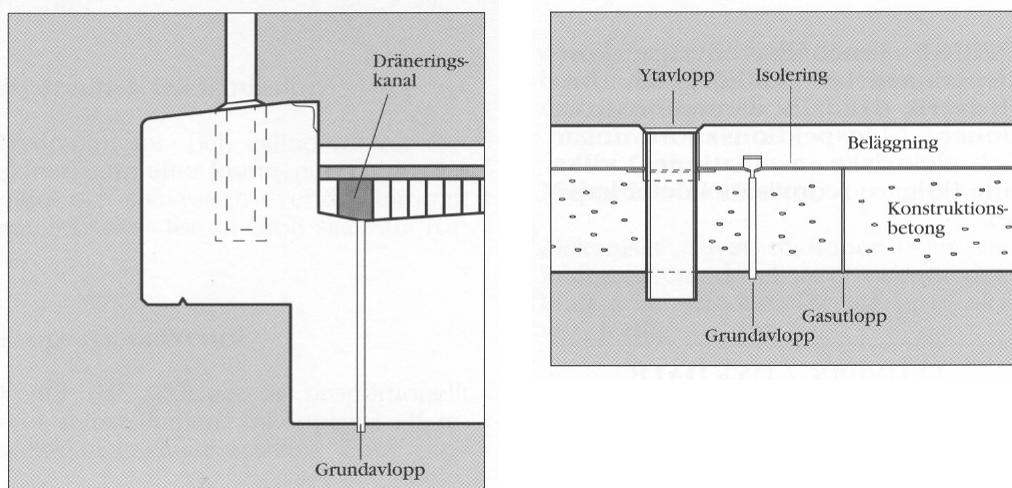
Figur 2.3 Kantbalkens olika delar, Vägverket (1994).

Kantskoning förekommer främst på äldre konstruktioner och ska skydda kantbalken mot påkörning, Vägverket (1994).

Det finns olika metoder för hur räckesinfästningen kan utföras. Ett sätt är att innan gjutning lägga i en ursparing i kantbalken eller borra hål i efterhand varpå räckesståndare gjuts in, ATB Bro 2004. Den metod som i huvudsak används idag är att bultar för räckesinfästningen placeras i kantbalken i samband med armeringsinläggningen och därmed gjuts in i kantbalken från början.

Det är viktigt att armeringen inte kommer i kontakt med räckesinfästningen vilket kan leda till en elektrisk potentialskillnad och därmed en startad korrosionsprocess, Burström (2001). Detta kontrolleras genom att anslutningar till armeringen placeras i kantbalken med ett maximalt avstånd på 100 m, ATB Bro 2004.

Då förhöjda kantbalkar används ska ytavlopp för avvattnings av vatten på körbanan placeras så att avståndet från avloppets mitt till kantbalkens vertikala kant är 0,2 m. Intill ytavlopp ska grundavlopp placeras för avledning av vatten samlad i beläggnings på isoleringen, ATB Bro 2004, se figur 2.4.



Figur 2.4 Grund- och ytavlopps placering i förhållande till kantbalken, Vägverket (1994).

Kantbalkarna befinner sig i en mycket utsatt miljö, ständigt angripen av vind, regn, salt, fukt, frost och påkörningar från trafiken. Enligt ATB Bro 2004 godtas att kantbalken utförs med samma ekvivalenta vattencementtal, $v_{ct_{ekv}}$, som överbyggnaden och med ett minsta täckande betongskikt på 35 mm i vägmiljö och marin miljö med teknisk livslängdsklass på 120 år (L100).

För mer detaljerad information beträffande exempelvis armeringsinläggning hänvisas till bland annat ATB Bro 2004.

2.2 Problematik och åtgärder

Olika problemsituationer uppkommer i olika faser av kantbalkens livslängd. Man kan därför titta dels på problem vid nybyggnation av broar, dels på beständighetsproblem. Åtgärder för att motverka en del av de problem som finns återges i avsnitt 2.2.3.

2.2.1 Vid nyproduktion

Vid nyproduktion av broar där kantbalk och brobanepatta gjuts i en enhet har det förekommit problem vid vibreringen av kantbalken då en bula har uppstått i brobanepattan till följd av betong som tryckts upp. Avbrytning av vibreringen då detta fenomen uppkommer medför sämre kvalitet på betongen i kantbalken. Med hänsyn till detta kan det vara en fördel att gjuta kantbalken i efterhand. Detta kan dock medföra problem med differenskrämpning mellan kantbalken och den tidigare gjutna brobanepattan samt uppkomst av temperaturspänningar. En fördel med eftergjutning av kantbalken är att bronns horisontella linje kan justeras då den tidigare gjutna brobanepattan är tung vilket kan ha orsakat en märkbar nedböjning av bron. Detta synintryck kan motverkas genom att sadlade träplankor används vid formbygget eller att överhöjningskurvor för formbyggandet anges.

2.2.2 Beständighet

De nedbrytande processer som har störst påverkan på kantbalkens beständighet är frostangrepp och armeringskorrosion. Andra nedbrytningsprocesser som exempelvis kemiska angrepp hinner oftast inte nå tillräcklig omfattning för att vara avgörande, Elvhage, Johansson, Olevik (1995).

Frostangrepp uppstår då det fria vattnet i porerna fryser till is vilket innebär en volymökning på 9 %. Volymökningen innebär att höga spänningar uppkommer vilka kan vara kritiska för betongen om avstånden mellan luftporerna är för stora. Två typer av frostangrepp kan särskiljas nämligen de med inverkan av salt och de utan salt. Den förra är ett alltmer vanligt problem, framförallt i södra delen av Sverige där användning av tösalt vid vinterväghållning är vanligt. På västkusten förstärks det ytterligare av det salta havsvattnet. Salthalten i det vatten som tränger in i betongen medför att frostnedbrytningen blir mycket kraftigare, Elvhage, Johansson, Olevik (1995).

Saltet har vidare en negativ inverkan genom inträngning av klorider i betongen som vid överstigande av ett visst tröskelvärde innebär att armeringskorrosion startar. Armeringen i betongen befinner sig från början i ett passivt tillstånd till följd av betongens höga alkalitet ($\text{pH} > 12,5$). Denna kan rubbas på grund av att koldioxid i luften reagerar med de gynnsamma pH – höjande föreningarna i betongen, vilket utgör den andra huvudorsaken till korrosion av armering, nämligen karbonatisering. Karbonatiseringen tränger successivt in i betongen och bildar en front vilken skiljer en yttre zon av karbonatiserad betong ($\text{pH} < 9$) från en icke karbonatiserad zon. Då fronten når armeringen startar korrosionen, Burström (2001). Armeringskorrosion medför en volymökning vilken kan leda till spjälkning av betongen.

Sprickor i kantbalken kan innebära en ökad risk för armeringskorrosion då karbonatiseringen av betongen går fortare och klorider lättare kan tränga in.

Räckesinfästningar i kantbalken kan orsaka problem genom att glapp uppkommer mellan räckesståndare och omgivande betong så att vatten tränger in vilket kan leda till frostsprängning. Om hål borras för räckesståndare kan sprickor i betongen uppkomma.

Kantbalkens livslängd anses uppnådd då räckesinfästningens kapacitet inte är acceptabel eller räcket är för dåligt eller om det finns risk för nedfall av betong på underliggande trafik, Thunstedt (2005).

2.2.3 Åtgärder

Av stor vikt för beständigheten är gjutningen av betongen och tillhörande behandling. Vibreringen måste vara tillräcklig för att formen ska fyllas ut väl och armeringen ordentligt omslutas samtidigt som lufthalten i betongen minskar med ökad vibreringstid vilket ger en sämre frostbeständighet, Elvhage, Johansson, Olevik (1995).

Genom att skyddsimpregnera kantbalkarna regelbundet kan fukt- och kloridinträngning delvis förhindras. Viktigt för frostbeständigheten förutom luftporer

är att försäkra en god vattenavrinning så att det inte finns risk för vattenansamlingar på bron, Elvhage, Johansson, Olevik (1995).

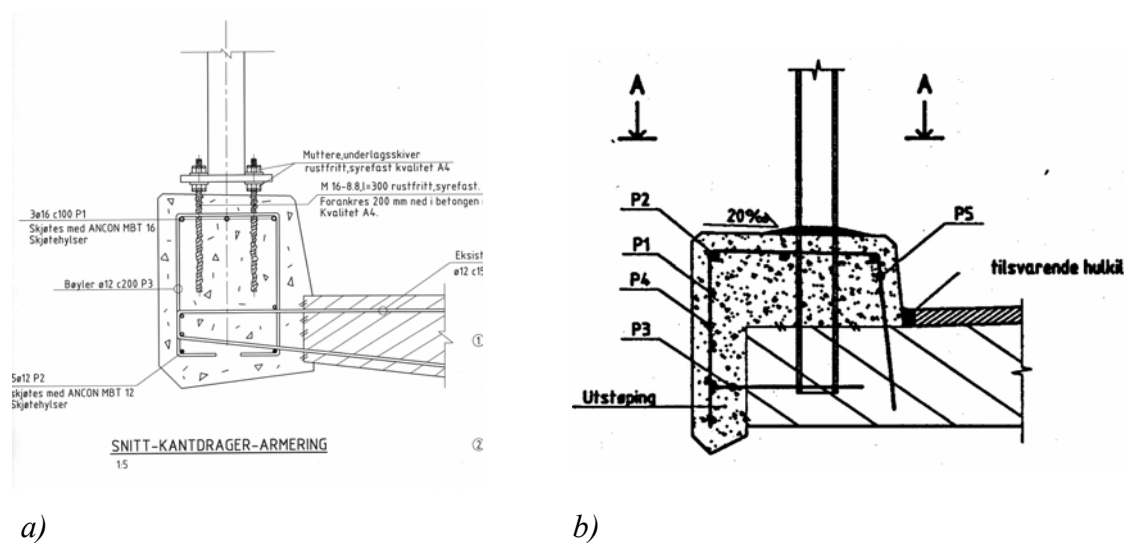
Korrosion av armeringen kan ej förhindras helt i åldrande konstruktioner men en tätare betong och ett större täckande betongskikt fördröjer processen och ökar därmed beständigheten och därmed livslängden, Burström (2001).

Genom att lägga in mer längsgående armering kan spickbredden minskas och en bättre sprickfördelning erhållas.

2.3 Kantbalkar i andra länder

2.3.1 Norge

I figur 2.5 visas exempel på typiska kantbalksutförningar i Norge vid utbyte och då kantbalkar gjuts på broar som byggts utan kantbalkar. Fördelar med broar utan kantbalkar är främst ekonomiska vid byggandet. Nackdelar förekommer som exempelvis dålig avslutning av beläggning och isolering vilket kan ge vattenansamlingar vid höga punkter på broar med ensidigt tvärfall.



Figur 2.5 Exempel på kantbalksutförningar vid a) utbyte och b) då kantbalkar gjuts på broar som tidigare inte haft kantbalkar, Grefstad (2005).

Även i Norge finns ett krav på droppnäsa. Den är dock inte utformad på samma sätt som i Sverige då sannolikheten för att täckande betongskikt ska bli för litet bedöms som alltför stor med den utformningen. Ett vanligt sätt att utforma droppnäsan på är som ett hängande V på kantbalkens undersida, se figur 2.5. Det finns vidare krav på fall av kantbalkens överkant in mot körbanan, kantbalkens höjd, största tillåtna utrymme på räcketts utsida för att det inte ska vara möjligt att gå där samt betongkvalitet och täckande betongskikt. Statens Vegvesen har också skärpt kravet på beständighet för broar jämfört med vad som står angivet i Norsk Standard. De har därför tagit fram ett eget regelverk där bland annat krav på betongens täckningsskikt och kvalitet för olika miljöklasser framgår.

Reparation och utbyte av kantbalkar utförs då skador runt räcketstolparnas infästning är av sådan grad att räcket, alternativt infästningens, kapacitet inte är acceptabel eller då räcketstolparna har större korrosionsskador. I bebyggda områden kan även ett utbyte av kantbalkar ske utifrån visuella/estetiska aspekter. Korrosion på armeringsstål tillåts så länge inte räcketinfästningens kapacitet blir undermålig.

Vid utbyte av kantbalkar gjuts den nya kantbalken mot broplattan. För att den nygjutna betongen inte ska torka ut under härdningsfasen vattnas den motgjutna delen innan gjutning.

2.3.2 Danmark

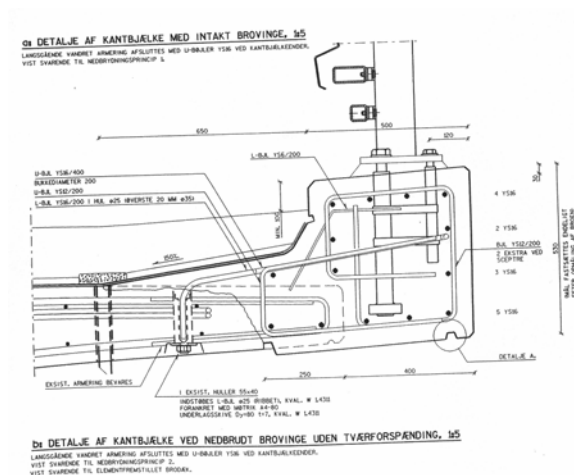
Fram till 1999 gjordes kantbalkar av prefabricerade element men denna metod har utgått på grund av beständighetsproblem. Idag, vid nyproduktion av broar, gjuts kantbalkarna ihop med broplattan i samma svep.

Det förekommer att rostfritt armeringsstål läggs in i kantbalken. Användningen beror dock på hur viktig bron är och på det aktuella stålpriset.

Betongkonstruktioner är indelade i olika miljöklasser där för varje klass olika krav är specificerade till exempel avseende vattencementtal och täckande betongskikt. Kantbalkar är rankade i den allvarligaste miljöklassen där täckande betongskikt minst måste vara 40 mm.

Då den betong som används till gjutning av kantbalkar har ett vattencementtal på 0,38-0,39 anses teoretiskt att risken för korrosion av armeringstålet i balken är av mindre betydelse på grund av betongens täthet. Det framförallt största hotet mot kantbalkars beständighet är alkalikiselsyrareaktioner. Dessa kan uppstå då ballastmaterial (sten och grus) som innehåller alkalilöslig kiselsyra reagerar med det alkalirika porvattnet i cementpastan. Resultatet blir svällande reaktionsprodukter som spränger betongen inifrån, Burström (2001).

I figur 2.6 visas exempel på ett kantbalkstvärsnitt vid utbyte och gjutning mot brobaneplattan.



Figur 2.6 Exempel på kantbalkstvärsnitt vid utbyte, Henriksen (2005).

Vid gjutning av kantbalkar används i stort sett alltid kylning med ingjutna kylsystem speciellt under sommarhalvåret då temperaturutvecklingen i betongen är högre. Under vår och vinter anses den kallare luften kyla tillräckligt. Kylningen pågår tills en maximal temperaturskillnad om 8-10°C är uppnådd mellan kantbalken och brobaneplattan varpå den avbryts.

2.3.3 Tyskland

Då kantbalkarna är starkt utsatta för frost och tösalt gjuts kantbalkarna som fristående element efter det att bronns överbyggnad gjutets.

En annan anledning till kantbalkarnas utformning är att tyska normer kräver att det finns isolering mellan beläggningen och betongen i överbyggnaden för att förhindra att salt och andra kemikalier skadar konstruktionen. Genom att gjuta kantbalken i efterhand kan isoleringen läggas över hela brobredden. Kantbalken gjuts också i betong som är mer beständigt mot frost och salt då salt vanligtvis används vid vinterväghållningen i Tyskland.

I och med denna utformning kan bronns olika delar röra sig friare vid växlingar i temperatur och därmed minskar risken för sprickor.

I och med att kantbalkarna också fungerar som skydd för att hålla bilar kvar på bron vid olyckor räknar man med att de måste bytas ut regelbundet vilket underlättas av dess utformning.

3 UTBYTE AV KANTBALKAR

I detta kapitel beskrivs de olika faktorer som påverkar den slutliga kantbalkens kvalitet och tillhörande teori.

3.1 Arbetsmoment

Arbetet med utbyte av kantbalkar kan delas in i förberedelser, gjutning och efterarbete. Följande avsnitt bygger på information från Betonghandbok – Arbetsutförande (1992).

3.1.1 Förberedelser

Den gamla kantbalken tas bort. Detta kan göras till exempel genom vattenbilning eller klippning av betongen. Ny form för kantbalken byggs och armering monteras på plats med hjälp av distansklossar för att krav på täckande betongskikt ska uppfyllas.

Räckesinfästning i kantbalken anordnas enligt någon av de tre metoder som nämnts i avsnitt 2.1. Av stor vikt är att om bultar för räckesmontering gjuts in i kantbalken får det ej förkomma kontakt mellan dem och armeringen.

Anslutande fogytor blåses rena med vatten och tryckluft för god vidhäftning och täthet. Genom att vattna anslutande fogyta minskar risken för fuktvandring från den nygjutna konstruktionen till den torrare motgjutna delen.

3.1.2 Gjutning

Då kantbalkar befinner sig i en mycket aggressiv miljö bör gjutningen genomföras enligt de riktlinjer som finns för vattentäta konstruktioner. Detta för att en tät och beständig betong ska erhållas vilket är gynnsamt med hänsyn till armeringskorrosion. Vibreringsarbetet är därför av stor betydelse för betongens kvalitet. Kantbalkar har också höga krav på frostbeständighet vilket ofta leder till att luftporbildande medel tillsätts i blandningen, se också avsnitt 3.2.1. Vid vibrering minskar lufthalten i betongen vilket är negativt för kantbalkens frostbeständighet. Det är därför fördelaktigt om betongens lufthalt vid blandning är högre än det krävda värdet för att kunna kompensera lufthaltsförluster vid transport etc. Vål på plats i formen och vibrerad bearbetas betongens yta genom avdragning och borstning så att en jämn yta erhålls.

3.1.3 Efterarbete

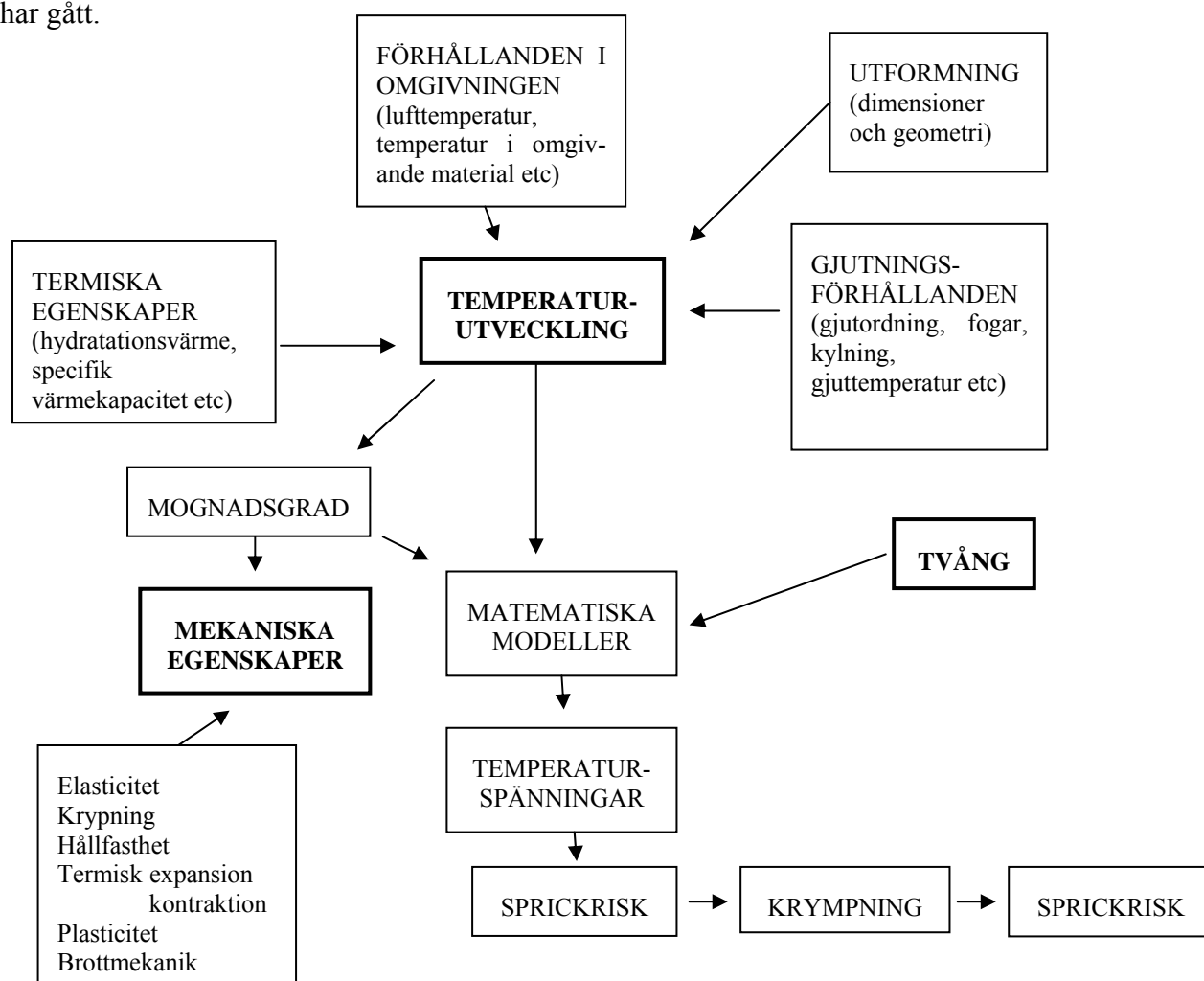
Under härdningen är det viktigt att fuktavgivelsen från den nygjutna betongen förhindras för att hydratationen ska kunna fortgå tillfredställande och för att förhindra plastisk krympning och krympsprickor. Hydratationen i betongen kan avstanna helt om den relativa fuktigheten i betongen understiger 80 %. Detta kan säkerhetsställas genom till exempel användning av fukthärdning då fukt tillförs till betongens yta. Betongens yta kan vidare täckas med plast vilket förhindrar vattenavdunstning. Under

vintertid eller vid kallare lufttemperaturer kan ytan också täckas av isoleringsmatta för att förhindra en för kraftig avkylning av betongen.

Tidpunkt för rivning av betongens form ska framgå på konstruktionsritningen enligt BBK. Om denna information saknas ska formrivning ske tidigast då 70 % av tryckhållfastheten har uppnåtts för bärande delar. Alternativt kan kravet på att betong ej får frysa förrän en hållfasthet på 5 MPa har uppnåtts styra.

3.2 Faktorer som påverkar kantbalkens beständighet och kvalitet

Figur 3.1 visar hur temperaturspänningar och sprickrisk beror på en kombination av temperaturutveckling, tvång och mekaniska egenskaper hos ung betong. Betongens krympning bidrar till en ökning av de dragspänningar som uppkommit vid härdningen (temperaturspänningar) och bör därför beaktas vid bedömning av sprickrisk då en tid har gått.



Figur 3.1 Flödesschema visandes samband mellan den nygjutna betongens egenskaper och risken för sprickor, från Betonghandbok – Material (1997) något modifierad.

3.2.1 Betong

Som nämndes i avsnitt 2.2.2 är de nedbrytande processer som har störst inverkan på kantbalkens beständighet frostangrepp och armeringskorrosion. Det är därför inte ovanligt att tillsatser används för att modifiera och förbättra betongens egenskaper.

Tillsatser av vattenreducerande medel (Vr) ger en lösare konsistens vid bibehållet vattencementtal genom att cementet utnyttjas bättre. Detta ger i sin tur en tätare betong vilket är fördelaktigt beträffande risken för armeringskorrosion. Vattenreducerande medel har också en retarderande inverkan på tillstyvningen av den färska betongen vilket speciellt gäller vid höga doseringar och lägre härdningstemperaturer. Vidare ökar den tidiga krympningen något i den härdnade betongen med cirka 0,05 %, men har däremot ingen inverkan på slutkrympningen.

Luftporbildande medel (LP) tillsätts för att göra betongen mer frostbeständig genom en högre lufthalt. Den har också positiv inverkan på den färska betongens egenskaper som bättre arbetbarhet, långsammare vattenseparation och minskad mängd separerat vatten samt att den verkar vattenreducerande. Dock kan den ha negativ inverkan på den härdnade betongens tryckhållfasthet som avtar med ökad lufthalt, cirka 3-5 % för varje procent inblandad luft. Vid 7 % lufthalt fås en kraftig reduktion av betongens tryckhållfasthet, Betonghandbok – Material (1997).

Anläggningscement används i medelgrova eller grova betongkonstruktioner på grund av att den ger en långsam värmeutveckling. Den ger en bättre luftporstruktur vilket innebär att frostbeständigheten blir säkrare jämfört med andra svenska cement, Cementa (2004). Den är dessutom lågalkalisk vilket reducerar risken för reaktioner med alkalireaktiv ballast i betongen.

Vid gjutning utförs ofta ett sättprov för att uppskatta betongens konsistens genom att hopsjunkningen av en kon mäts då formen lyfts av, Betonghandbok – Material (1997). Vidare registreras betongens gjuttemperatur vilken påverkar betongens värmeutveckling under härdningen, se avsnitt 3.1.3.

3.2.2 Tvång

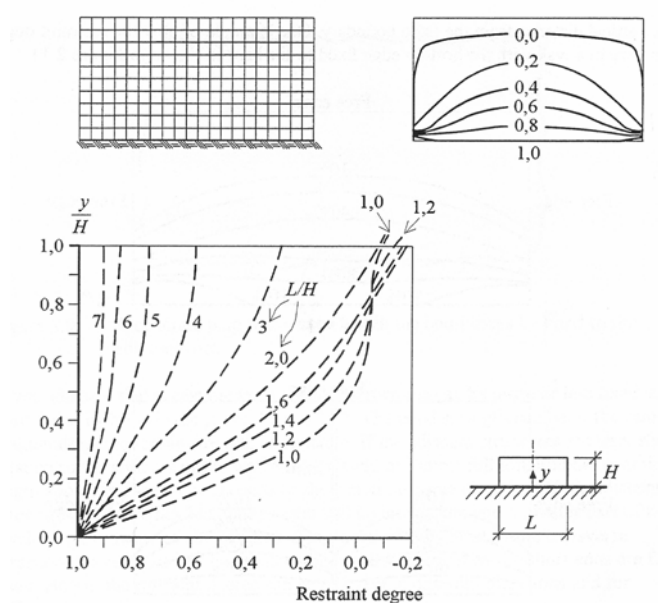
Tvångsspänningar kan uppkomma då konstruktionsdelar som är låsta till varandra har olika rörelsebehov på grund av att temperatur- och krympdifferenser finns mellan de anslutande delarna. Denna form av tvång som beror på låsningar vid konstruktionsdelens ränder brukar kallas yttre tvång. Ett inre tvång kan bildas om temperaturfördelningen i en nygjuten del är olinjär eller genom armeringens och betongens olika materialegenskaper.

I en kantbalk är främst det yttre tvånget avgörande för sprickrisken i och med att temperaturutvecklingen inte är av samma storlek som vid grövre konstruktioner. Detta beror främst på kantbalkens mindre dimensioner vilket medför att temperaturfördelningen i tvärsnittet blir jämnare.

Det yttre tvångets grad beror bland annat på den motgjutna delens styvhet och ojämnhet och råhet i fogar, Betonghandbok – Material (1997). Tvångsgraden, R (restraint degree), brukar beskrivas med en skala på 0 till 1 där 1 motsvarar fullt

tvång det vill säga ingen eftergivlighet överhuvudtaget. Om $R = 0$ råder inget tvång och den nygjutna konstruktionen kan röra sig fritt.

Gjutning av kantbalkar mot broplattan kan liknas vid gjutning av en mycket lång och låg vägg på ett oeftergivligt underlag. Tvångsgradens fördelning i en vägg kan uppskattas från figur 3.2 genom förhållandet L/H och y/H .



Figur 3.2 Diagram för bestämning av tvångsgraden i olika delar av en vägg gjuten mot ett oeftergivligt underlag. H = höjd, L = längd och y = höjdkoordinat, *Betonghandbok – Material (1997)*.

Vid jämförelse av förhållandet L/H för en kantbalk där H motsvarar kantbalkens bredd, vilken enligt ATB Bro 2004 minst ska vara 350 mm, inses att om gjutlängden är större än cirka 2,5 m blir tvånget i det närmaste fullständigt över hela tvärsnittet. Detta innebär att vid utvärdering av en kantbalks rörelsebehov kan en förenklad modell enligt figur 3.3 användas.



Figur 3.3 Full eller delvis förhindrad rörelse på grund av randvillkor vid ändarna.

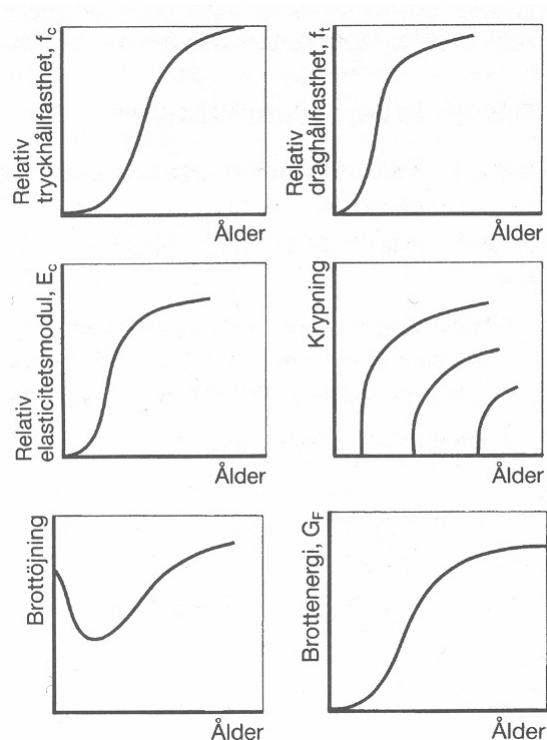
Modellen i ovanstående figur kan användas fram tills det att den första genomgående sprickan utvecklats. Därefter måste en ny modell tas fram för fortsatta studier av sprickförloppet.

Generellt kan tvångets inverkan framförallt minskas genom val av gjutlängd och gjutordning. På så sätt kan antalet sidor med låsta ränder minimeras.

3.2.3 Temperaturspänningar vid härdning

Då betong blandas påbörjas en hydratationsprocess mellan vatten och cement vilken genererar värme. Värmeutvecklingen beror av vilken typ av cement som används, andelen cement per volymenhet betong och aktuell temperatur i betongen. Värmebalansen säger att andelen värme lagrad i betongen är lika med differensen mellan utvecklad värme och avgiven värme till omgivningen, Engström (2004). Processen fortgår ända tills hydratationen avklingar varpå betongens avkylningsprocess och anpassning till omgivande lufttemperatur påbörjas.

Under denna process genomgår betongen en fasomvandling från en trögflytande massa med plastiska egenskaper till ett hårt material med elastiska egenskaper. I figur 3.4 visas principdiagram för utvecklingen av några av betongens mekaniska egenskaper vid tidig ålder, alla dessa påverkar temperaturspänningarna. För mer detaljerad information om den unga betongens egenskaper hänvisas till Betonghandbok – Material (1997).

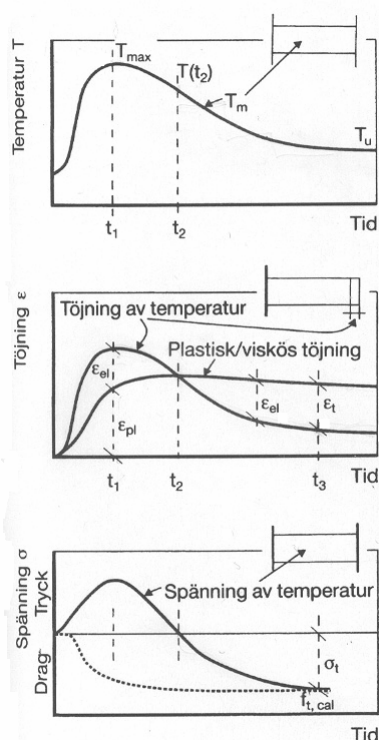


Figur 3.4 Principdiagram för utvecklingen av några av betongens egenskaper i tidig ålder, Betonghandbok – Material (1997).

Den pågjutna kantbalkens avsvältningsprocess innebär en uppvärmning av den äldre broplattan. De olikriktade rörelsebehoven som uppkommer i konstruktionsdelarna

medför dragspänningar i kantbalken även då temperaturutvecklingen inte har varit stor i jämförelse med grövre konstruktioner, Betonghandbok – Material (1997).

Risken för temperatursprickor kan uppskattas utifrån en överslagsmetod om konstruktionsdelen är utsatt för ett yttre tvång samt om temperaturfördelningen inte är alltför ojämn. Principen för beräkningsmodellen framgår i figur 3.5.



Figur 3.5 Medeltemperatur-, töjning- och spänningsutveckling i en nygjuten vägg med fullt yttre tvång, Betonghandbok – Material (1997).

Fram till tiden t_1 ökar temperaturen och betongen utsätts för ökande tryckspänning eftersom temperaturutvidgning förhindras på grund av tvånget. Vid t_1 påbörjas avkylningen och tryckspänningarna minskar. Vid tiden t_2 antas betongen vara spänningslös, det vill säga den elastiska töjningen $\varepsilon_{el} = 0$ efter att ha varit tryckt under uppvärmningsskedet. Från denna tidpunkt börjar dragspänningar utvecklas fram till tiden t_3 då betongens temperatur är anpassad till omgivningens och maximal dragspänning i betongen erhålls såvida inte betongen redan spruckit. Dragspänningen vid t_3 jämförs med den aktuella draghållfastheten varpå sprickrisken kan bestämmas.

Deformationsvillkor vid fullständigt tvång

$$\varepsilon_c + \varepsilon_T = 0 \quad (3.1)$$

där ε_c = spänningsberoende betongtöjning vid tiden t_3

ε_T = spänningsoberoende temperaturtöjning (behov av förkortning)

Temperaturtöjning vid avsvälning bestäms enligt

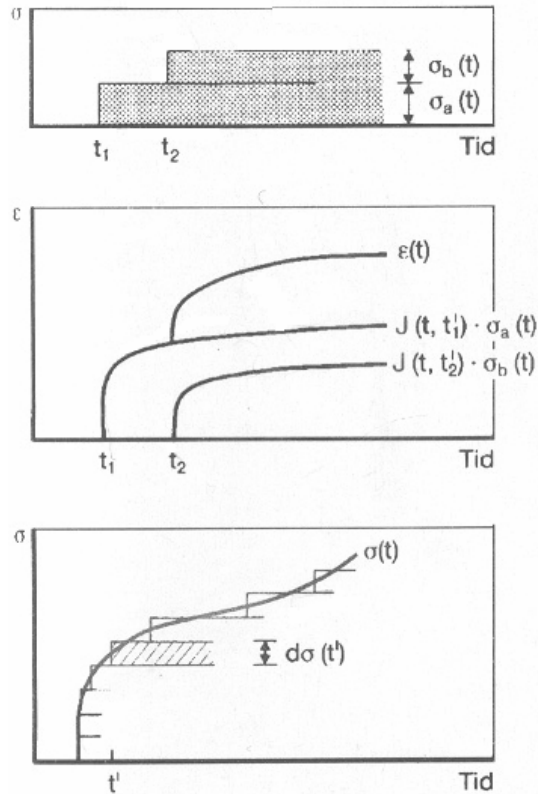
$$\varepsilon_T = -\alpha_c \cdot [T(t_2) - T_u] \quad (3.2)$$

och temperaturen vid tiden t_2 som

$$T(t_2) = (T_{\max} - T_c) \cdot \left[1 - \frac{\alpha_e}{\alpha_c} \cdot (1 - k_0) \right] + T_c \quad (3.3)$$

- där
- T_u = Temperatur till vilken betong svalnar
 - α_c = Temperaturkontraktionskoefficient, materialparameter
 - α_e = Temperaturutvidgningskoefficient, materialparameter
 - T_{\max} = Maximal uppnådd medeltemperatur
 - T_c = Gjuttemperatur
 - k_0 = faktor som uttrycker hur stor del av den totala förhindrade deformationen vid värmeutvidgning som motsvarar permanent plastisk deformation

Då spänningen varierar med tiden kan betongens krypdeformationer adderas enligt superpositionsprincipen. Detta innebär att spänningsutvecklingen delas upp i spänningsändringar och för varje tillskott startar en ny krypfunktion, se figur 3.6. Den totala töjningen vid tiden t kan därmed bestämmas genom ekvation (3.4), Betonghandbok - Material (1997).



Figur 3.6 Beaktande av betongens krypning vid varierande spänning i tiden enligt superpositionsprincipen, Betonghandbok – Material (1997).

$$\varepsilon_{tot}(t) = \int_0^t \frac{1}{E_{ef}(t, t')} \cdot d\sigma(t') + \varepsilon_T(t) \quad (3.4)$$

där $E_{ef}(t, t') =$ effektiv elasticitetsmodul för aktuellt tidssteg t med hänsyn till krypning av last som påförts vid tiden t'

$$E_{ef}(t, t') = \frac{1}{J(t, t')}$$

$J(t, t') =$ vekhetsfunktionen för tiden t vid belastningsålder t'

$d\sigma(t') =$ spänningstillskott vid belastningsålder t'

$\varepsilon_T(t) =$ temperaturtöjning

Vid en numerisk stegberäkning delas tiden upp i tidssteg $\Delta t = t_r - t_{r-1}$ under vilket betongens mekaniska egenskaper antas vara konstanta. Detta antagande är godtagbart vid små tidssteg. Genom att skriva om ekvation (3.4) med trapetsoidal - regeln för diskreta tidssteg erhålls den totala deformationen enligt ekvation (3.5), Emborg (1989).

$$\varepsilon_{tot}(t_r) = \sum_{s=1}^r \frac{1}{E_{ef}(t_r, t'_s)} \cdot \Delta\sigma_s + \varepsilon_T(t_r) \quad (3.5)$$

där $\Delta\sigma_s$ = tidigare spänningsinkrement

Genom att definiera ekvation (3.5) för tiden t_{r-1} och subtrahera det från ekvation (3.5) kan spänningsändringen vid tiden t_r beräknas enligt ekvation (3.6), Emborg (1989).

$$\Delta\sigma(t_r) = \left(\Delta\varepsilon_{tot}(t_r) - \Delta\varepsilon_T(t_r) - \sum_{s=1}^{r-1} \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta E_{ef}(t_r, t'_s)} \right) \cdot E_{ef}(t_r, t'_r) \quad (3.6)$$

där $\Delta\varepsilon_{tot}(t_r)$ = ändring av den yttre totala deformationen

$\Delta\varepsilon_T(t_r)$ = ändring av temperaturtöjningen under tidssteget

= $\alpha_c \cdot \Delta T(t_r)$, α_c temperaturkontraktionskoefficient

$\Delta T(t_r)$ temperaturändring under tidssteget

$\Delta E_{ef}(t_r, t'_s)$ = ändring av den effektiva elasticitetsmodulen för tidigare påförda spänningsinkrement

Den totala spänningen vid ett tidssteg erhålls genom att summera samtliga spänningsändringar fram till och med den aktuella tiden.

Temperaturspänningen vid tiden t_3 kan också uppskattas enligt överslagsmässiga metoder som anges i Betonghandbok – Material (1997), se ekvation (3.7)

$$\sigma(t_3) = E_{ef}(t_3, t_2) \cdot \alpha_c \cdot (T(t_2) - T_u) \cdot R \quad (3.7)$$

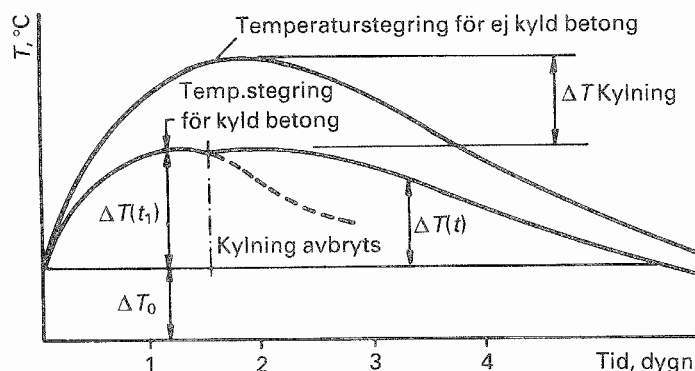
där R = tvångsgraden, $R = 1$ vid fullständigt tvång och $R = 0$ då inget tvång föreligger

Ett flertal åtgärder kan tas för att minska temperaturutvecklingen i betongen under härdningen. Betongens sammansättning kan anpassas när det gäller till exempel val av cementtyp eller minskad cementhalt genom tillförsel av vattenreducerande medel alternativt ökad stenhalt. Gynnsamt är också att sänka gjuttemperaturen, T_c . Detta kan göras genom till exempel kylning av betongens delmaterial (ballast och vatten) innan blandning eller nedkylning med hjälp av flytande kväve innan gjutning.

Kylning under betongens härdande

Genom att gjuta in ett kylsystem bestående av rör som genomströmmas med kallt vatten kan betongens temperaturutveckling regleras. Vid kylning gäller det dels att föra bort en del av hydratationsvärmen och dels att förhindra en för snabb avkylning. Kylningen ska därför avbrytas efter att temperaturmaximum har passerats för att inte ha en negativ inverkan på betongens töjbarhet som avtar med en ökande avkylningshastighet. Vid rätt användning kommer den fortsatta hydratiseringen att balansera den naturliga avsvälningen vilket innebär att avsvälningsskurvan blir flackare. Detta är gynnsamt då uppkomsten av dragspänningar förskjuts och minskas till en tidpunkt då

betongen har en högre draghållfasthet. Kylningens effekt illustreras i figur 3.7. där temperaturutvecklingen i en kyld del jämförs med en i en icke kyld del.



Figur 3.7. Kylningens inverkan på temperaturutvecklingen i betongen, *Betonghandbok - Arbetsutförande (1992)*.

Kylning av betong under hårdnandet påverkar hållfasthetsutvecklingen något under de första dygna. Inverkan är dock försumbar vid 7 och 28 dygn under normala förhållanden, *Betonghandbok - Arbetsutförande (1992)*.

3.2.4 Krympning

Vid uttorkning krymper betong till följd cementpastans sammandragning då vattnet lämnar porsystemet. Vid förhindrad volymändring, till exempel vid pågjutningar mot en äldre betongkonstruktionsdel, ger krympningen upphov till dragspänningar som i kombination med temperaturspänningar från härdningsprocessen kan uppnå den aktuella draghållfastheten. Det är därför av intresse att studera detta fenomen då det har förekommit sprickbildning i kantbalkar flera månader efter gjutningstillfället.

De faktorer som främst inverkar på krympningens storlek är den omgivande luftens relativa fuktighet (RH), betongkonstruktionens grovlek, vatteninnehåll, tillsatser, ballast och cementets egenskaper, Keyes, Sindler (2004).

Den modell som här används för att studera krympningens inverkan på sprickrisken tar enbart hänsyn till uttorkningskrympning. Eventuell inverkan från plastisk krympning, vilken kan uppstå då nygjuten betong, i sin plastiska fas, utsätts för uttorkning, har ej beaktats. Modellen är anpassad för portlandcement utan några tillsatser.

3.2.4.1 Uttorkningskrympning

Beräkningar för att uppskatta betongens fria krympning kan genomföras enligt ekvation (3.8), *Betonghandbok – Material (1997)*.

$$\varepsilon_{cs} = \gamma_t \gamma_{RH} \varepsilon_{s0} \quad (3.8)$$

där ε_{cs} = yttre fria krympningen

- γ_t = faktor som beskriver krympningens tidsförlopp
- γ_{RH} = faktor som beaktar relativa fuktighetens inverkan
- ε_{s0} = materialets fria slutkrympning, referenskrympning

3.2.4.2 Spänningsutveckling

Då krympningen är helt eller delvis förhindrad ger även denna upphov till dragspänningar i betongen och vid utsträckta tidsförlopp även krypning. Spänningsutvecklingen, med hänsyn till krypning, kan uppskattas på samma sätt som vid temperaturspänningsberäkningen genom modifiering av ekvation (3.6) till

$$\Delta\sigma(t_i) = \left(\Delta\varepsilon_{tot}(t_i) - \Delta\varepsilon_{cs}(t_i) - \sum_{s=1}^{t-1} \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta E_{ef}(t_i, t'_s)} \right) \cdot E_{ef}(t_i, t') \quad (3.9)$$

där $\Delta\varepsilon_{cs}(t_i)$ = krymptöjningsändring under tidssteget $t_i - t_{i-1}$

$E_{ef}(t_i, t')$ = effektiv elasticitetsmodul vid tiden t_i och

$$= \frac{E_c(t_i)}{1 + \varphi(t_i, t')}$$

$\varphi(t_i, t')$ = krypfaktor vid tiden t_i för spänning som påfördes vid tiden t'

I Betonghandbok - Material (1997) ges följande samband för uppskattning av kryptalet i hårdnad betong.

$$\varphi(t_i, t') = \varphi_0 \cdot \psi_h \cdot \psi_j \cdot \psi_t \quad (3.10)$$

där φ_0 = kryptalets grundvärde, gäller vid RH = 100 % och pålastning vid 28 dygn. Beaktar hållfasthetsklass och gäller slutvärdet efter lång tid.

ψ_h = faktor som beror av konstruktionens ekvivalenta tjocklek, h_m , och omgivningens relativa fuktighet.

ψ_j = faktor som beror av ålder vid pålastning

ψ_t = faktor som beror av tiden räknad från pålastning

Tillsättning av krympreducerande medel i betongen minskar betongens krympning men kan ha en negativ inverkan på frostbeständigheten i och med att lufthalten reduceras.

3.2.5 Hållfasthetsutveckling

Betongens hållfasthetstillväxt kan uppskattas med hjälp av betongens ekvivalenta tid, t_e , också kallad mognadsålder. Den beskriver betongens motsvarande ålder om den förvarats under referensförhållanden det vill säga i + 20°C och utan tillsatsmedel.

Den ekvivalenta tiden vid en tidpunkt t kan beräknas enligt metod i Betonghandbok – Material (1997) beskriven i ekvation (3.11).

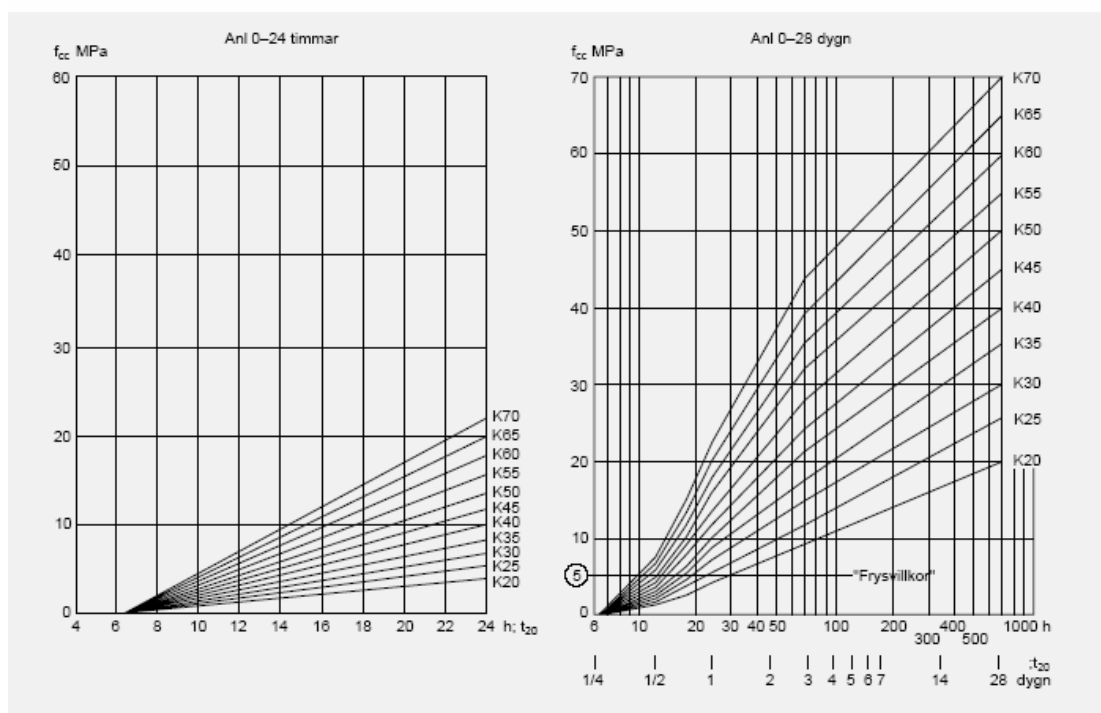
$$t_e = \int_0^t \beta_T \cdot \beta_{add} \cdot dt + \Delta t_e(0) \quad (3.11)$$

där β_T = hastighetsfaktor som beror av temperaturen

β_{add} = hastighetsfaktor som beror av inverkan från tillsatsmedel

$\Delta t_e(0)$ = ekvivalent mognadsålder vid $t=0$

Då den ekvivalenta åldern är bestämd kan motsvarande tryckhållfasthet avläsas i tendenskurvor framtagna av Cementa AB för olika cementtyper. I figur 3.8 kan motsvarande tendenskurvor för anläggningscement ses.



Figur 3.8 Tendenskurvor för anläggningscement, Cementa AB (2004).

Tendenskurvorna är framtagna genom provning av kuber som de första 5 dagarna är lagrade i vatten och därefter i luft inomhus. Hållfastheten i betongkonstruktioner är generellt lägre än hos standardprov på grund av skillnader i komprimering, härdning etcetera, Betong Handbok – Material (1997).

Erhållna värden på tryckhållfasthet motsvarar karakteristiska värden för kuber lagrade i vatten de första fem dagarna och sedan i luft enligt svensk standard. Motsvarande medelvärde erhålls genom att det karakteristiska värdet adderas med ett hållfasthetstillskott Δf , se tabell 3.1 för olika hållfasthetsgrader

Tabell 3.1 *Approximativt förhållande mellan karakteristiskt värde och medelvärde, Engström (2004)*

f_{ccm}	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Δf	4	5	6	7	8	8	8	8	8	8	8
f_{cck}	6	10	14	18	22	27	32	37	42	47	52

Förhållandet mellan tryckhållfastheten för en kub och för en cylinder kan uppskattas enligt Betonghandbok - Material (1997) som

$$f_{ccm,cyl} = 0.8 \cdot f_{ccm,kub} \quad (3.12)$$

För ung betong kan elasticitetsmodulen beskrivas som

$$E_{cm} = 4730 \cdot f_{ccm,cyl}^{0.5} \quad (3.13)$$

enligt Betonghandbok – Material (1997).

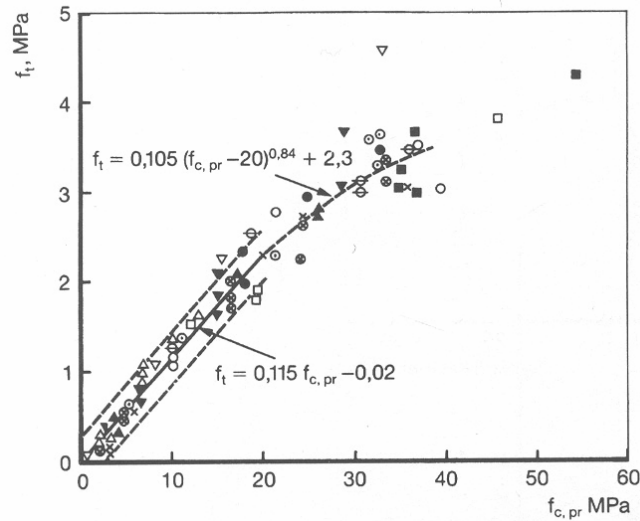
I Eurocode 2 anges följande samband mellan medelvärdet på elasticitetsmodulen och medelvärdet på tryckhållfastheten för hård betong

$$E_{cm} = 9500 \cdot f_{ccm,cyl}^{1/3} \quad (3.14)$$

Medelvärdet på draghållfastheten, f_{ctm} , i hård betong kan uppskattas genom sambandet i ekvation (3.15), Eurocode 2

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{cck,cyl}^{2/3} \quad (3.15)$$

Draghållfastheten i ung betong kan uppskattas enligt ekvationerna i figur 3.9



Figur 3.9 Samband mellan centrisk draghållfasthet, f_t , och tryckhållfasthet hos prisma $f_{c,pr}$, *Betonghandbok - Material (1997)*.

Vid utvärdering av sprickrisk till följd av temperatur- och eller krympningsspänningar i konstruktioner utsatta för tvång bör draghållfastheten reduceras med hänsyn till långtidseffekter, *Betonghandbok – Material (1997)*.

$$f_{ctm,l} = 0,70 \cdot f_{ctm} \quad (3.16)$$

4 BRO VID KÄRRAMOTET

4.1 Beskrivning av projektet

4.1.1 Allmänt/Bakgrund

Bron vid Kärramotet som är en plattrambro i betong byggdes 1960 och sträcker sig över väg E6 i öst-västlig riktning. Den har en total brolängd på 34,8 m, en minsta fri höjd på 4,55 m och består av två spann, vardera 13 m. Figur 4.1 visar bron och Kärramotets geografiska läge.



Figur 4.1 Kärramotets geografiska läge och vy av bron från söder, © Eniro Sverige AB.

4.1.2 Reparationsarbete

Under sommaren 2004 har diverse underhålls- och reparationsarbeten utförts på bron och den anslutande vägen. Arbetet bestod av bland annat utbyte av kantbalkar och broräcken samt reparation av brobaneplattan, front- och vingmurar och mittstöd. Figur 4.2 visar en del av de skador som fanns på bland annat kantbalken. Vidare utökades brobaneplattans bredd med totalt 1 m.



Figur 4.2 Till vänster ses skada på NO undersida platta och kantbalk. Bilden till höger visar mittstödet på norra sidan och skador på kantbalken.

För att minska inverkan på den underliggande trafiken delades reparationsarbetet upp i två etapper (en i juni och en i juli) där körfältena i en riktning stängdes av ett i taget. I den första etappen göts den del av kantbalkarna som sträckte sig från brons mitt till dess västra landfäste och i den andra etappen delen från brons mitt till dess östra landfäste. Varje gjutlängd motsvarade längden på ett brospann det vill säga 13 m. I samband med utbytet av kantbalkarna breddades även bron med 0,5 m på vardera sidan.

För att begränsa temperaturutvecklingen vid gjutningen lades kylsystem in bestående av två rör med genomströmmande vatten, se figur 4.4. Kylningen påbörjades i samband med gjutningen fredagen den 16 juli klockan 12.00 och avbröts den 20 juli klockan 11.00 av entreprenören, det vill säga dag fyra.

För mätning av kylvattnets temperatur vid in- och utflöde tejpades termoelement fast på kylrörets utsida. Under första dygnet fanns isolering runt termoelementtråden endast monterad på östra sidan av bron, vid inflödet, vilket inte var fallet på den västra. Detta resulterade i att termoelementen på den västra sidan av bron, vid utflödet, påverkades utav omgivande lufttemperatur och solbestralning vilket innebar att mätdata från dessa givare ej var tillförlitliga. Detta åtgärdades dagen efter gjutningen med isolering samt att plywoodskivor lades på för att skugga mätpunkterna.

Betong K45 användes vid båda gjutetapperna med recept enligt tabell 4.1. Vid gjutning av den andra etappen tillsattes 2 liter flytmedel extra i blandaren.

Tabell 4.1 *Betongrecept som användes vid båda gjutetapperna. Mängder anges som andel i kg/m³. BV = Begränsad värmeutveckling, SR = Sulfatresistent, LA = Lågalkalisk, S = Luftporbildare och Vr = Vattenreducerande.*

Delmaterial	Mängd [kg/m ³]
Anläggningscement	
Degerhamn Anl CEMI 42,5 BV/SR/LA	420
Kallvatten	168
SikaAer-S	1,26
Vr Sikament 58 (flytmedel)	1,47 / 3,47 ¹
0-8 mm Östad (Ballastmaterial)	818,09
8-16 mm Östad	915,63
Totalt	2 324,45

¹gjutetapp två

I nedanstående tabell, tabell 4.2 anges gjutningstemperatur, lufthalt och sättmått hos betongen vid varje gjutningsetapp.

Tabell 4.2 *Egenskaper hos färsk betong vid gjutning.*

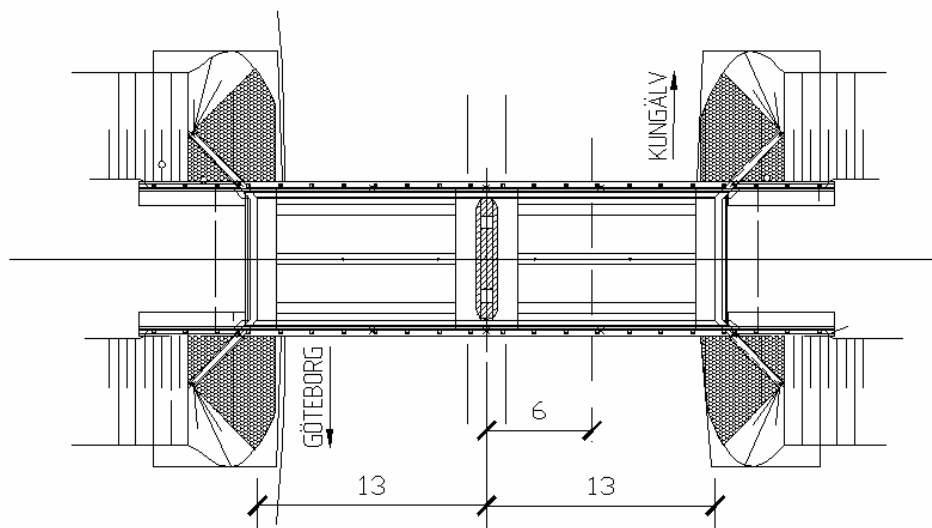
Gjutetapp	Gjuttemperatur [°C]	Lufthalt [%]	Sättmått [mm]
1	20,5	6,1	120
2	21,5	5,4	130

4.2 Fältmätning

Gjutning av den östra delen av kantbalkarna genomfördes den 16 juli. Fältmätningen utfördes endast under den andra etappen, totalt fem dagar räknat från gjuttillfället.

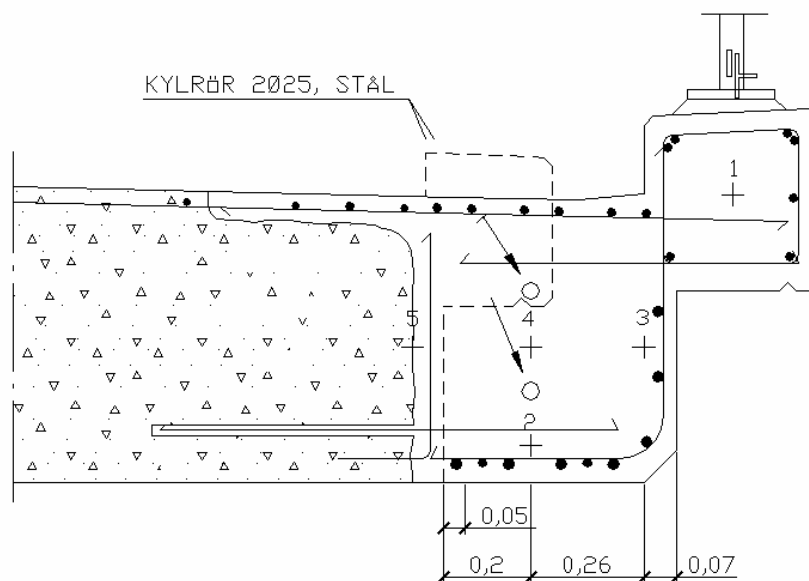
4.2.1 Temperaturmätning

Temperaturutvecklingen registrerades i ett snitt i varje nygjuten del cirka 6 m från brons mitt, se figur 4.3.



Figur 4.3 Översiktsbild av bron. Mätsnittet där betongens temperaturutveckling registrerades för varje nygjuten del är markerad med den streckade linjen.

Utrustningen bestod av termoelement placerade i varje mätpunkt, fastmonterade med hjälp av najtråd och de befintliga armeringsstängerna i kantbalken och brobanepattan. Totalt mättes temperaturen i 12 punkter, 5 i varje nygjuten del samt lufttemperaturen, se figur 4.4. Vidare placerades termoelement på kylrörens utsida för att mäta temperaturen på vattnets in- och utflöde. Detta utfördes manuellt med mätinstrument av modell testo 925. Registreringen av betongens temperatur i kantbalkarna utfördes med två ConReg 706 dataloggar till vilka totalt 12 mätpunkter kunde anslutas.



Figur 4.4 Snitt genom kantbalk med termoelement och kylrör. Siffror anger mätpunkternas placering i etapp två.

Vid mätningen av kylvattnets temperatur tog det lång tid innan mätvärdet stabiliserades vilket kan ha berott på dålig batterikapacitet hos instrumentet. Detta kan ha medfört att felaktiga temperaturvärden erhöles.

4.2.2 Kylvattenflöde

Vattenflödet uppskattades med hjälp av en 10 liters hink och ett tidtagarur. Hinken fylldes tre gånger och tiden noterades för varje fyllning varpå medelvärdet beräknades och fastställde flödet. Under de dagar kylningen utfördes justerades flödet vid två tillfällen då flödet ansågs vara för stort. Bedömningen gjordes utifrån de riktlinjer som angivits i "Arbetsbeskrivning för åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor", se bilaga A, där skillnaden mellan kylvattnets temperatur vid in- och utflöde ej fick vara större än 3 °C. Justeringarna genomfördes den första dagen efter gjutning först klockan 10.00 och sedan klockan 15.00, se tabell 4.3. Då vattenfördelaren var lika för den norra kantbalkens kylsystem erhöles samma värden för både det undre och övre röret.

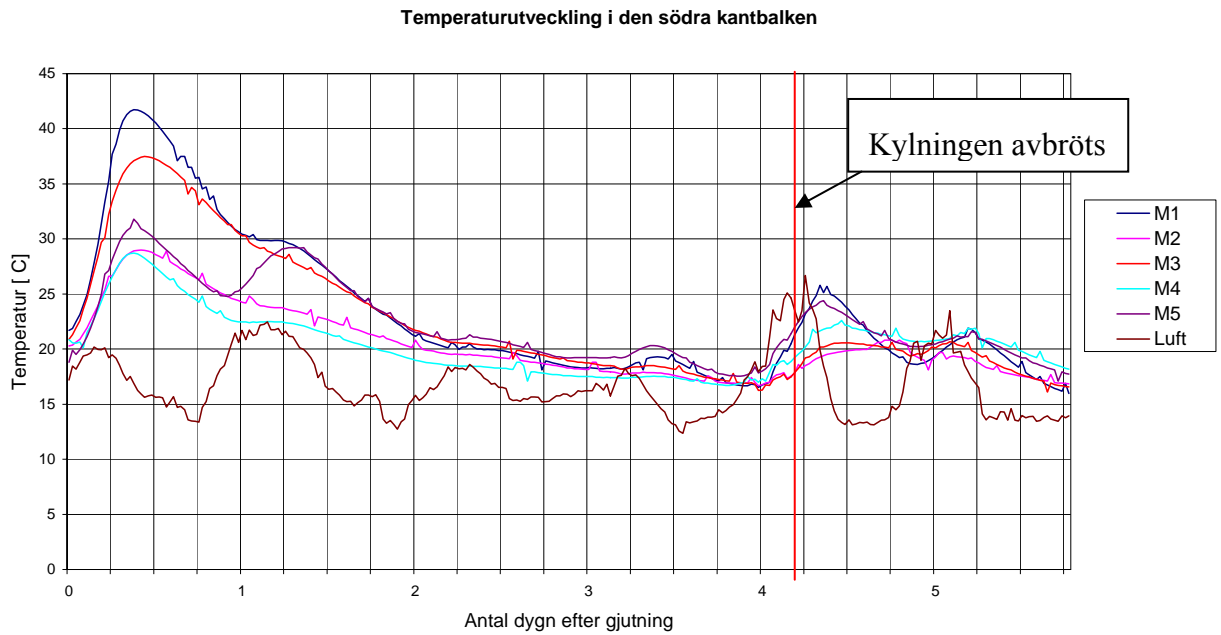
Tabell 4.3 Kylvattenflöde [l/min].

Flöde	Norra kantbalken		Södra kantbalken	
	Övre rör [l/min]	Nedre rör [l/min]	Övre rör [l/min]	Nedre rör [l/min]
1	61,20	61,20	55,00	55,00
2	85,71	85,71	49,59	65,22
3	48,98	48,98	52,63	50,85

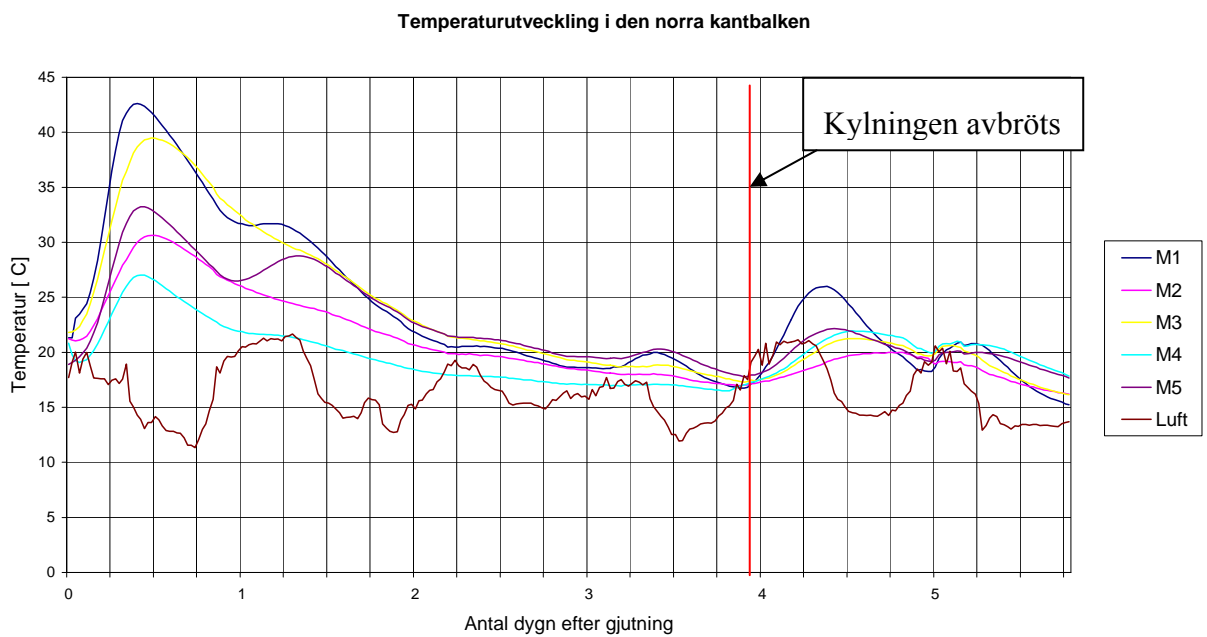
4.3 Resultat

4.3.1 Temperaturutveckling

Betongens temperaturutveckling i den södra och norra kantbalken under etapp två finns presenterad i figur 4.5 och 4.6 för varje mätpunkt



Figur 4.5 Temperaturutvecklingen i den södra kantbalken. Tidpunkten då kylningen avbröts är markerad med den röda linjen. För mätpunkternas placering i tvärsnittet se figur 4.4.



Figur 4.6 Temperaturutvecklingen i den norra kantbalken. Tidpunkten då kylningen avbröts är markerad med den röda linjen. För mätpunkternas placering i tvärsnittet se figur 4.4.

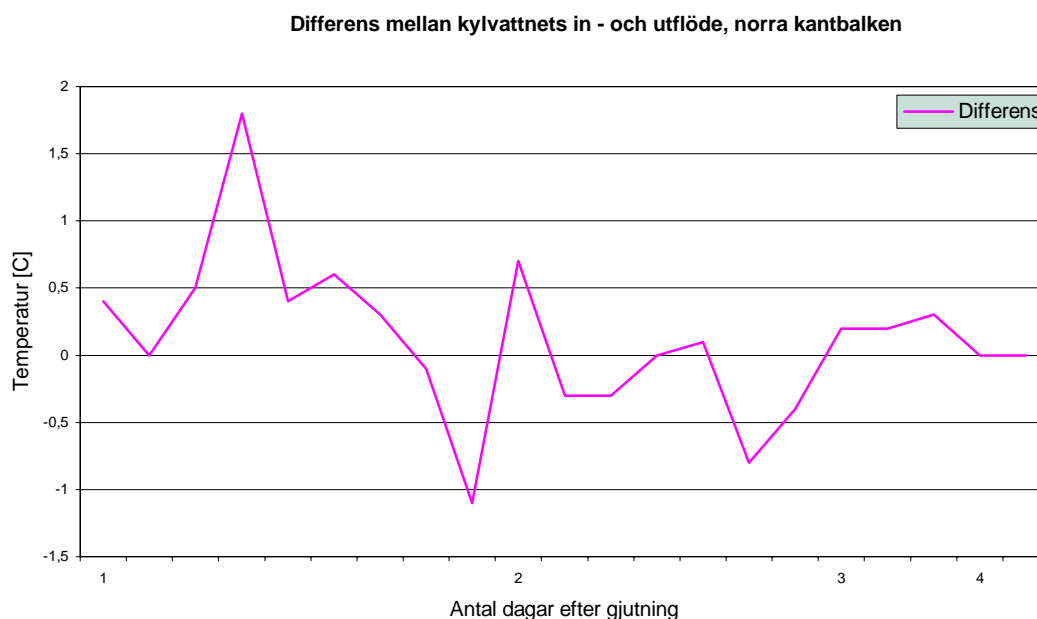
Kommentarer

Figur 4.5 och 4.6 visar temperaturutvecklingen i den södra respektive norra kantbalken. Kylningens inverkan kan tydligt ses då kurvorna för mätpunkt 1 och 4 jämförs. Utan användning av kylning borde mätpunkt 4 visa betydligt högre

temperaturer än mät punkt 1. Kylningen avbröts den fjärde dagen efter gjutning klockan 11.00, markerat med en röd linje i figurerna, varvid en ökning i betongens temperatur kan noteras.

Graferna i figur 4.5 och 4.6 visar vidare hur betongens temperatur påverkats av variationerna i lufttemperaturen och att temperaturutvecklingen i den norra kantbalken är något högre än i den södra. Detta kan bero på att solens värmestrålning påverkade den norra kantbalken mer än den södra.

4.3.2 Kylvattnets temperatur

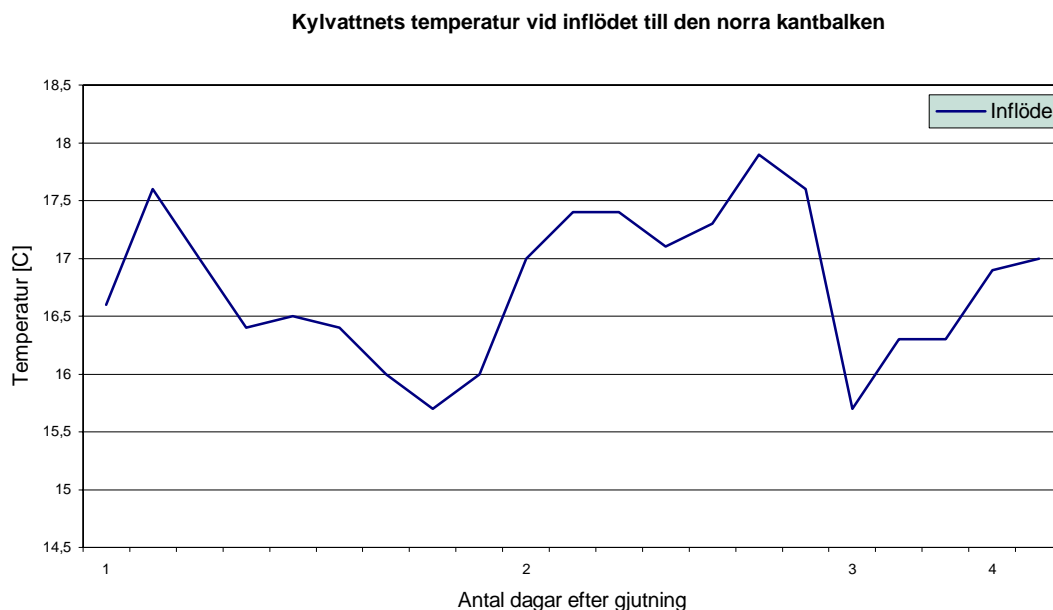


Figur 4.7 Temperaturdifferens mellan kylvattnets in- och utflöde i den norra kantbalken

I figur 4.7 visas temperaturdifferensen mellan kylvattnets in – och utflöde i den norra kantbalken. Eftersom negativa värden erhållits anses mätningarna inte vara tillförlitliga och ingen vidare analys har genomförts angående kylningens effektivitet. Temperaturdifferensen i den södra kantbalken visar ett liknande resultat som inte redovisas här.

Kylrören gick igenom hela kantbalken det vill säga även genom den tidigare gjutna etappen. Inverkan av detta och dess betydelse är svår att uppskatta vid analys av kylsystemets energiuttag.

Brandposten där vattnet hämtades låg cirka 100 meter från bronns läge vilket innebar att vattnet under dess väg till bron värmdes upp. Den ingående vattentemperaturen påverkades också av att slangarna som förband kylrörets ände med vattenfördelaren var längre än det faktiska avståndet. Detta innebar att den ingående vattentemperaturen enligt de mätdata som erhöles, inte uppfyllde de krav som fanns givna i "Arbetsbeskrivningen för åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor" på 8-15°C, se Bilaga A och figur 4.8. Detta påverkar kylsystemets effektivitet. Även temperaturvariationer i vattnet från brandposten kan ha förekommit.



Figur 4.8 Kylvattnets temperatur vid inflödet till den norra kantbalken

4.3.3 Utvärdering utav fältmätningen

För att lättare kunna studera kylningens effekt och koppling till temperaturutvecklingen bör registreringen av alla mätpunkter synkroniseras från start. Vid denna fältmätning registrerades betongens temperatur i den södra kantbalken 10 minuter efter den norra kantbalken.

Då kylsystemet som i detta fall passerar genom den tidigare gjutna etappen skulle det vara önskvärt att de tidigare mätpunkterna, i denna etapp, behölls. Detta för att kunna studera huruvida kylvattnets temperatur vid utflödet påverkas av den först gjutna etappen. En mätpunkt i broplattan på ett avstånd där inverkan av pågjutningen inte märks utgör en bra referens för att kunna studera eventuell påverkan. Detta kan vara av betydelse om kylningens energiuttag ska uppskattas.

4.4 Slutsatser

Då de erhållna värdena från mätningen av kylvattnets temperatur till stor del verkar vara orimlig har ej någon analys genomförts för att bedöma kylningens effektivitet. Dock kan vissa slutsatser dras för att ett bättre mätresultat ska erhållas vid liknande mätningar i framtiden.

För att minska inverkan av omgivande faktorer såsom lufttemperatur och solstrålning kan termoelement placeras i kylvattnet istället för på rörets utsida. Fördelaktigt men ofta inte möjligt är om vattenkällan finns i närheten av bron vilket minskar risken för uppvärmning under transporten. Hur stor inverkan detta har på den energimängd som tas ut med kylning beror på vattnets temperatur i källan.

Den aktuella årstiden för att studera kylning med hjälp av kylsystem är gynnsam då sommarvärmerna bidrar till en högre gjuttemperatur i betongen. Detta innebär att temperaturutvecklingen under härdningen blir större och därmed ökar kylningens betydelse.

Genom att studera de grafer som beskriver temperaturutvecklingen i betongen under härdningen kan det lätt ses att kylningen hade en gynnsam inverkan. Tydligast ses det då kurvor motsvarande mätpunkter 1 och 4 jämförs. Mät punkt 4 ligger mellan kylrören, placerad där temperaturutvecklingen skulle vara som störst om kylsystem inte använts och mät punkt 1 ligger i kantbalkens mitt. Vidare bör noteras att då kylningen avbröts den 20 juli klockan 11.00 så steg temperaturen i samtliga mätpunkter.

För att kylningen inte ska ha en negativ inverkan på betongens töjbarhet, vilken avtar med ökande avkylningshastighet, se avsnitt 3.2.3, borde den ha avbrutits tidigare än dag fyra efter gjutning.

5 BRO O497 KÄLLÖSUND

5.1 Beskrivning av projektet

5.1.1 Allmänt

1956 påbörjades arbetet med de tre broarna Stenungsö-, Källösunds- och Askeröfjordsbron. Den senare också känd som gamla Tjörnbron förstördes 1980 då en av bågarna blev påkörd av ett lastfartyg. Arbetet utfördes av Skånska Cementgjuteriet (numera Skanska) och broarna stod klara för invigning den 15 juni 1960. De tre broarna, med Askeröfjordsbron utbytt till nya Tjörnbron, utgör idag den viktigaste av tre förbindelser mellan fastlandet och öarna Tjörn och Orust med en årsdygnsmedeltrafik på 15500 fordon (ÅDT), se figur 5.1.



Figur 5.1 Källösundsbrons geografiska läge, © Eniro Sverige AB.

Källösundsbron, se figur 5.2, har en total längd på 325 m och består av fyra spann med spannvidderna 50, 107, 107 och 50 m. Bron är en förspänd lådbalksbro med en höjd på balklivet som varierar mellan 7,4 m vid mittstöden till 1,6 m vid broändan. Den är konsolutbyggd i tre delar som är kopplade till varandra med pendelleder och den totala brobredden varierar mellan 9,4 och 10,4 m. Brobaneplattan ligger cirka 35 m över havet och är fri att röra sig vid temperaturändringar på grund av pendellederna. 1982 byggdes en 2,5 m bred gång- och cykelbana (GC-bana) till på brons södra sida vilket förändrade brons statiska system. GC-banan, som är byggd i

stål, vilar i ytterkanten på konsoler förankrade i broådan och är vid innerkanten förankrad i kantbalken.



Figur 5.2 Vy över Källösundsbron sedd söderifrån vid Stenungsöns landfäste.

Pendellederna mellan brodelarna har vid två tidigare tillfällen renoverats, 1982 och 1993. Inför det nu aktuella reparationsarbetet konstaterades det att lederna knarrade och glappade, det största glappet uppmättes till 10 mm.

Till följd av att grundavloppsrören har korroderat av i underkant har kloridhaltigt vatten runnit ut på undersidan av brobaneplattan och skadat betongen lokalt.

Påbörjad spjälkning utav kantbalken konstaterades under mitten av 80-talet och vid inspektion 1990 var hela norra kantbalken skadad samt delar av den södra. Efter 1990 har kantbalken och räckesinfästningarna kontrollerats kontinuerligt och innan utbytet påbörjades var båda kantbalkarna skadade utefter hela sin längd, se figur 5.3.



Figur 5.3 Spjälkning av den södra kantbalken.

5.1.2 Reparationsarbete

Uppstarten till reparationsarbetet var att kantbalkarnas skador var för omfattande. I reparationsarbetet ingick också förstärkning av lådan med kolfiberlaminat från insidan, utbyte av grundavlopp och betongen runt grundavloppsrören, renovering av pendelleder och lager vid landfästena, isoleringsarbeten och asfaltering. Arbetet har delats upp i fyra etapper:

- Etapp 1 Byte av den norra kantbalken och underhållsarbeten under perioden september - december 2003
- Etapp 2 Byte av halva södra kantbalken, västra delen, renovering av gång- och cykelbanan samt underhållsarbeten under perioden februari - maj 2004
- Etapp 3 Byte av den östra delen av södra kantbalken och renovering av gång- och cykelbanan under perioden september - december 2004. Förstärkningsarbeten under perioden maj - december 2004
- Etapp 4 Kompletterande betongarbeten, byte av grundavlopp, isoleringsarbeten och asfaltering under hösten 2005. Etapp 4 skulle egentligen genomföras under våren 2005 men flyttades för att minska störningen på trafik.

Det var från början planerat att kantbalken skulle gjutas i längre etapper och kylas med hjälp av kylsystem men entreprenören valde att en annan metod för att minska sprickrisken. Kantbalkarna har därför gjutets i cirka 8 m långa etapper med gjutluckor på cirka 1 m mellan varje etapp. Avsikten med denna metod var att genom att använda kortare gjutlängder minska längdsändringsbehovet.

5.1.3 Etapp 3 – utbyte av den östra delen av södra kantbalken

Gjutningen av kantbalken delades upp på tre tillfällen. Vid första tillfället, vecka 41, göts mer än hälften av 8 m segmenten med start från brons mitt. Vecka 42 göts resterande 8 m segment och gjutluckorna från veckan innan. Slutligen göts vecka 43 resterande gjutluckor och den del av kantbalken närmast landfästet. Fältmätningen utfördes vid andra gjuttillfället.

Kantbalken vattenbilades bort för att skydda den i brobaneplattan tvärgående spännarmeringen. Kantbalksformen byggdes av 22 mm brädor i vilken förmonterade armeringskorgar placerades och fixerades med hjälp av distansklossar. Även bultarna till räckesinfästningen och infästningen till GC-banan placerades i formen innan gjutning. Innan gjutningen påbörjades blåstes formen ren och fogytan mot brobaneplattan vattnades. Betongen pumpades i formen genom slang och vibrerades med stavvibrator. Efter gjutning borstades/polerades den fria ytan varpå den täcktes med plast och vintermatta för fukthärdning fram till formrivningen dag sex.

Gjutningen påbörjades från brons mitt och fortsatte mot Stenungsöns landfäste. För gjutningen behövdes två blandningar av betong. Den första (I), blandad klockan 17.03, täckte cirka halva den icke kylda delen och den andra (II), blandad klockan 17.52 resten av gjutningen. Gjutningen av den icke kylda delen började klockan 18.20 och av den kylda delen klockan 18.40

Betong C35/45 med ett vattencementtal på 0,40 användes, se tabell 5.1 för recept och tabell 5.2 för den färska betongens egenskaper vid gjutningen.

Tabell 5.1 Betongreceptet använt vid gjutning av kantbalkarna. Mängderna anges som andel i kg/m³. BV = Begränsad Värmeutveckling, SR = Sulfatresistent, LA = Lågalkalisk, LP = Luftporbildare och Vr = Vattenreducerande

Delmaterial	Mängd [kg/m ³]
Anläggningscement	
Degerhamn Anl CEMI 42,5 BV/SR/LA	397,3
Kallvatten	107
SikaAer-S 0,014% LP	0,6
Vr Sikament 56 0,30 % (flytmedel)	1,2
0-8 mm (Ballastmaterial)	928,3
8-11 mm (Ballastmaterial)	442,7
11-16 mm (Ballastmaterial)	429,0
Totalt	2 306,1

Tillsättning av vattenreducerande medel, Sikament 56, innebar att en högre tryckhållfasthet erhöles vid 28 dygn, 64 MPa jämfört med det förväntade värdet 53 MPa enligt betongklass C35/45. Provningsen utfördes enligt den gamla standarden då en 150x150 mm kub vattenlagras de första fem dygnen och sedan förvaras i luft fram till provningen.

Inblandningen av luftporbildande medlet SikaAer-S gav efter blandning i fabriken en lufthalt på 7,0 %. Lufthalten i den gjutna betongen var 5,1 % enligt tabell 5.2 vilken reducerades i blandaren och vid pumpningen av betongen vid gjutningen.

Ballastmaterialet utgjordes av granit där finmaterialet 0-8mm var naturgrus och 8-16 krossad sten.

Tabell 5.2 Lufthalt, gjuttemperatur och sättmått för de två blandningarna.

Btg C35/45	Lufthalt [%]	Gjuttemperatur [°C]	Sättmått [mm]
I	4.8	13	90
II	5.1	14	75

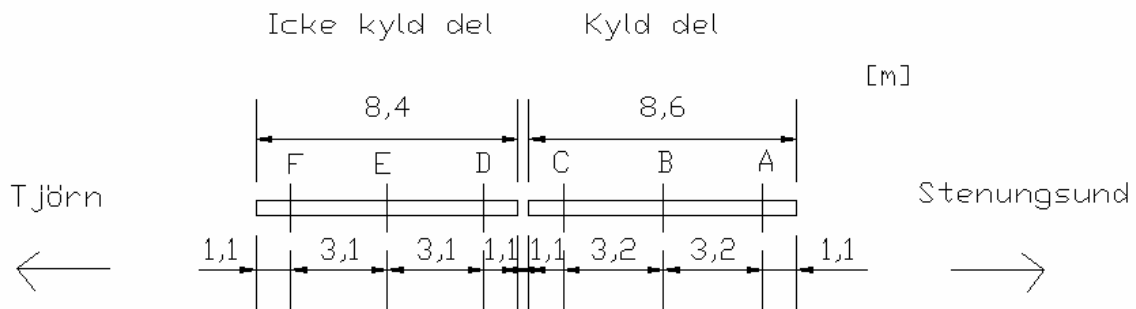
5.2 Fältmätningar

I och med det gjutningsförfarande som användes kunde effekterna av kylning med hjälp av ett ingjutet kylsystem studeras. Ett kylrör placerades i ett kantbalkssegment (8,6 m) och kylning genomfördes enligt "Arbetsbeskrivning, åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor", se bilaga B. För att kunna utvärdera kylningens effekt registrerades betongens temperaturutveckling under härdningen. Även töjningen i längsarmeringen mättes för att bland annat kunna studera effekterna av det tvång som uppkommer mellan pågjutningen och brobaneplattan. Erhållna data jämfördes sedan med mätningar på ett icke kylt segment (8,4 m). Mätförfarande och mätutrustningen behandlas i de avsnitt som följer.

5.2.1 Temperaturmätning

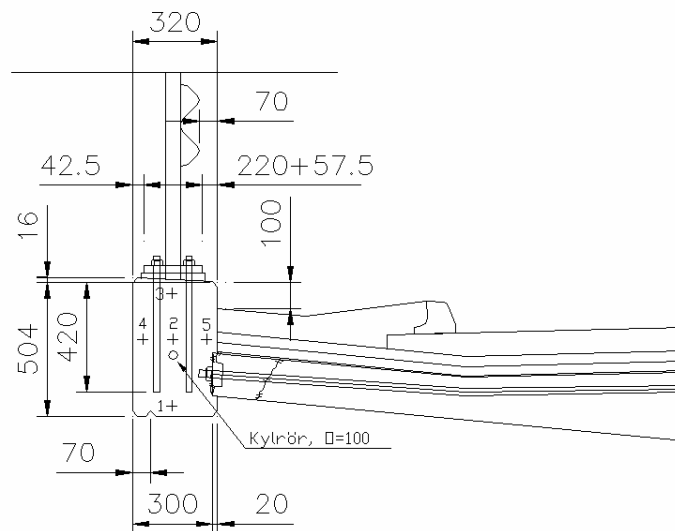
Det kantbalkssegment som var närmast landfästet kylades med hjälp av ett kylsystem där vatten strömmade igenom ett ingjutet rör med ytteromkrets 100 mm. Kylningen påbörjades i samband med att mätningen startade klockan 20.00, cirka en och en halv timme efter gjutningen. Dröjsmålet antas inte ha någon nämnvärd inverkan på kylningens effekt totalt.

Temperaturutvecklingen under härdningen mättes och registrerades i mittsnittet av både det kylda och det icke kylda segmentet. Vidare mättes temperaturen i ytterligare två snitt (A och C) i den kylda delen, cirka 1 meter in från varje ände, för att se om kylningens effekt varierade längs segmentet, se figur 5.4.



Figur 5.4 Placering av mätsnitt, A-F, i de studerade kantbalksdelarna. I samtliga snitt har trådtöjningsgivare placerats. Temperaturmätningar genomfördes i snitten A, B, C och E.

Placeringen av mätpunkterna var densamma i samtliga fyra snitt, se figur 5.5. Även temperaturen på kylvattnets in- och utflöde samt i brobaneplattans ovansida, cirka 0,3 m in från kantbalkens kant, mättes. För att mäta kylvattnets temperatur placerades termoelement i kylvattnets inflöde, vid snitt C, och i utflödet vid snitt A.



Figur 5.5 Placering av mätpunkter för registrering av temperaturutvecklingen.

Temperaturen mättes med hjälp av termoelement. För att registrera data kontinuerligt användes dataloggar med ett mätintervall på 10 minuter. Två olika typer användes, ConReg 706 till mätningen i mittsnitten och SwemaLogg 15 till mätningen vid segmentets kanter samt kylvattnet och broplattan.

Vid start av mätningen visade det sig att loggen som skulle registrera temperaturen i den icke kylda delen inte fungerade. Efter att ha provat olika sätt för att få igång loggen beslutades det att två av mätpunkterna i den icke kylda delen skulle kopplas till den logg som mätte temperaturen i den kylda delens mittsnitt. Detta innebar att registreringen av en av mätpunkterna i detta snitt samt av lufttemperaturen försumrades. De mätpunkter som registrerades i mittsnitten av den icke kylda delen blev således mätpunkt 2 och 3, och i den kylda mätpunkt 2, 3, 4 och 5, placering enligt figur 5.5.

Kylningen skulle avbrytas då temperaturmaximum passerat 5°C vilket kontrollerades mot temperaturen i den icke kylda delens. Klockan 01.20 den 16/10 avbröts kylningen.

Vid avslutad mätning upptäcktes att loggen som var kopplad till mätpunkterna i snittet 1,1 m från kylvattnets utflöde endast registrerat temperaturen vid 40 mättillfällen. Då mätintervallet var var tionde minut innebar det att registreringen enbart pågått i cirka 7 timmar.

5.2.2 Töjningsmätning

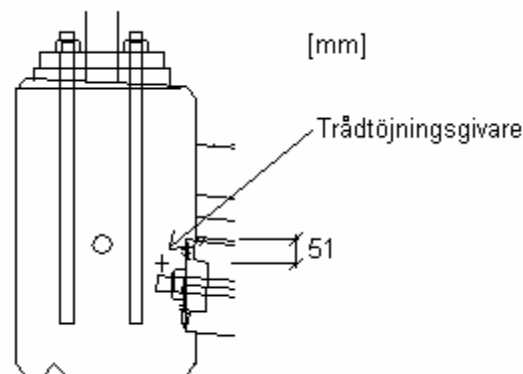
Genom att placera armeringsstänger med trådtöjningsgivare i kantbalken kan dess deformation registreras under härdningsprocessen och senare till följd av krympning. Vid förändringar av armeringsstångernas längd ändras givarens elektriska motstånd.

Vid fullständig samverkan mellan betong och armeringsstång antas ståltöjningen motsvara betongens totala deformation vilket är summan av temperaturtöjning, krympning och spänningsrelaterad töjning, inklusive krympning. Om deformationen är noll motsvarar det fullständigt tvång (100 %). För att full samverkan ska uppnås krävs en viss överföringssträcka vilken uppskattades utifrån den tryckkraft som betongens fria krympning motsvarar. Då krympning beaktas i beräkningar ska, enligt ATB Bro 2004, utomhusmiljö och 75% RH förutsättas. Detta ger enligt Betonghandbok Konstruktion (1990) ett slutkrympningsvärde på $0,3 \cdot 10^{-3}$ vilket multiplicerat med 200 GPa, elasticitetsmodulen för stål, motsvarar en tvångskraft på 60 MPa. Överföringssträckan som funktion av stålspanningen kan uppskattas med hjälp av antagna samband mellan vidhäftningsspänning och glidning, se Engström (2004). I detta fall antogs att överföringssträckan var densamma för både tryck- och dragspänningar vilket här gav en överföringssträcka på 122 mm. Total längd på armeringsstången valdes till 1 m vilket antogs vara längre än nödvändigt men förenklade placeringen i kantbalken, se figur 5.6.



Figur 5.6 Två trådtöjningsgivare monterades fast i mitten av en 1 meter lång armeringsstång, diameter 16 mm, som sedan placerades centrerat i det snitt som skulle studeras, se figur 5.4.

Töjningsmätningar genomfördes i totalt sex snitt, tre snitt i varje studerat kantbalkssegment. Givarna placerades i de snitt där temperaturen mättes för att jämförelser skulle kunna göras. Två trådtöjningsgivare monterades på varje armeringsstång för att reducera risken för bortfall. Mätsnitten i kantbalkssegmentens längdled framgår av figur 5.4. I tvärsnittet placerades trådtöjningsgivarna ovanpå spännarmeringens förankringsbult, se figur 5.7.



Figur 5.7 Trådtöjningsgivarnas läge i tvärsnittet.

På grund av problem med lödkolven som användes vid förberedelserna för mätningen kom töjningsmätningen igång först klockan 15.30 fredagen den 15/10, det vill säga dagen efter gjutningen. Detta innebär att något nollvärde för varje trådtöjningsgivare inte kunde fastställas. Första mätningvärdet har vid analys använts som ett referensvärde för att studera efterföljande deformation. Töjningen mättes manuellt med en MK brygga (Manual Compensator) från HBM varannan timme de första dygnet med undantag för nätterna och sedan en gång om dagen. Efter ytterligare en tid glesades mätintervall ut ytterligare fram till det att mätningarna avbröts.

Vid placeringen av de armeringsstänger som trådtöjningsgivarna var monterade på i kantbalken skadades två givare. Givarna var inte monterade på samma stång varför mätdata kunde erhållas i samtliga snitt. Ytterligare två givare, placerade i mittsnittet av den icke kylda delen, snitt E, skadades vid rivningen av gjutformen vilken utfördes dag sex efter gjutning.

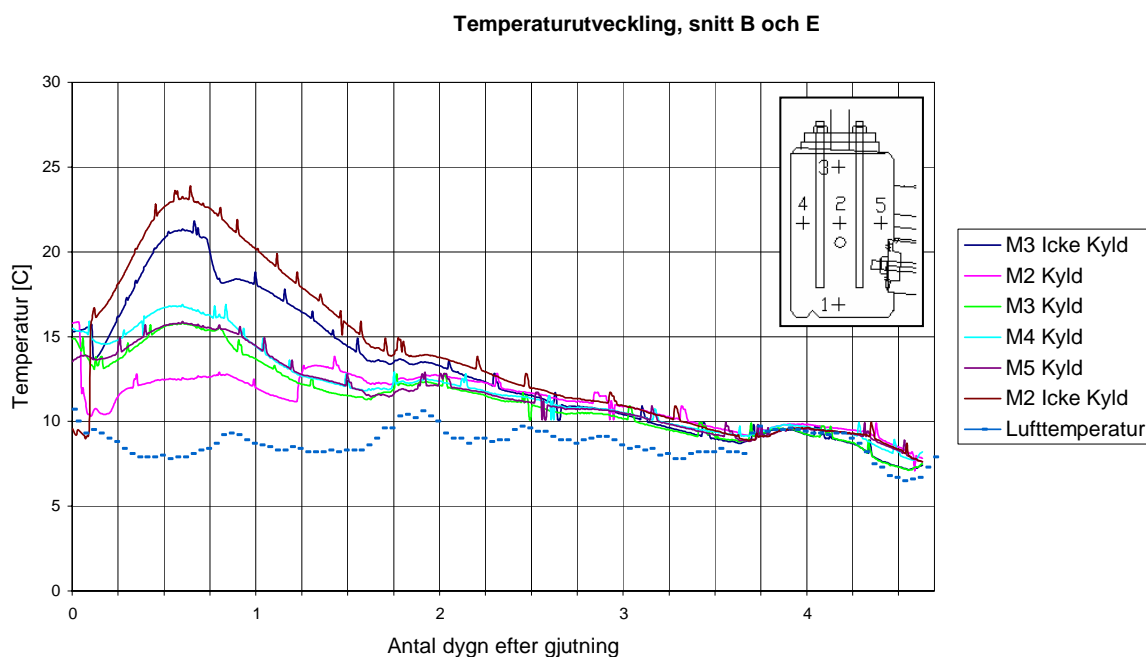
5.2.3 Kylvattenflöde

Vattenflödet mättes upp med hjälp av en hink och ett tidtagarur och uppskattades till 9,36 l/min.

5.3 Resultat

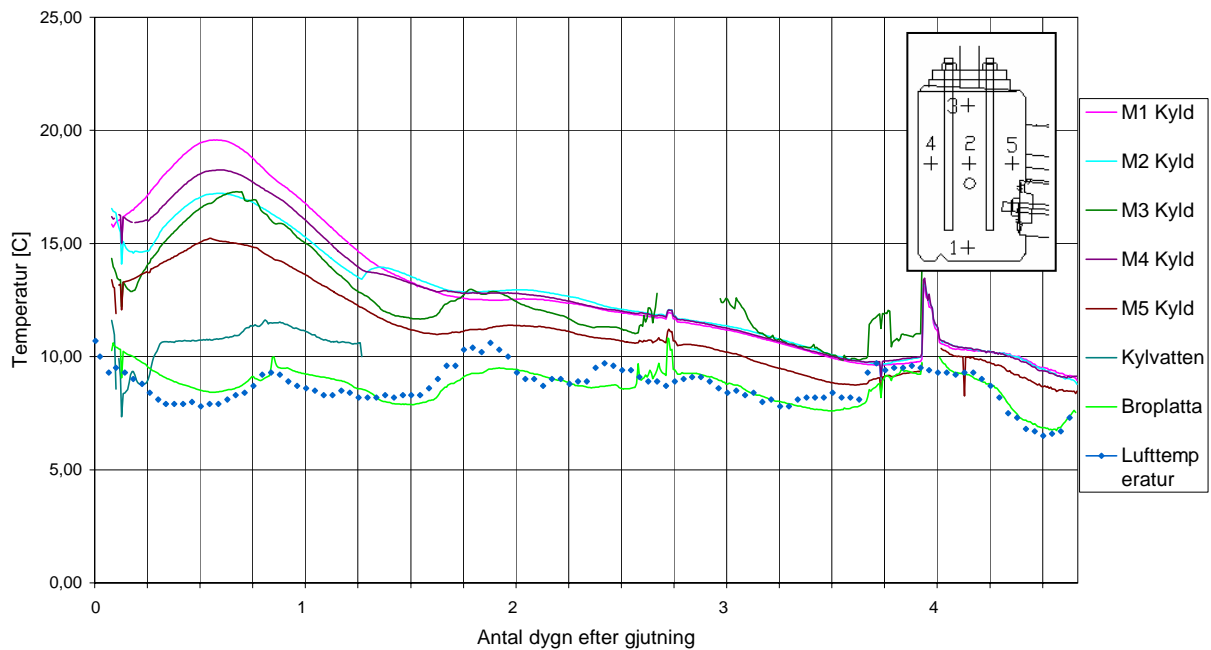
5.3.1 Temperaturutveckling

I figur 5.8 och 5.9 redovisas temperaturutvecklingen i mittsnitten av de studerade delarna, snitt B och E, samt i snitt C vid kylvattnets inflöde i den kylda delen.



Figur 5.8 Temperaturutvecklingen i mittsnitten (B och E) i den kylda delen (K) och i den icke kylda delen (IK). Varje linje representerar temperaturen i en mätpunkt, t ex M3IK motsvarar mätpunkt 3 i den icke kylda delen. Den nedre blå linjen visar lufttemperaturens variation under mätperioden enligt mätdata från Tjörnbron.

Temperaturutveckling snitt C

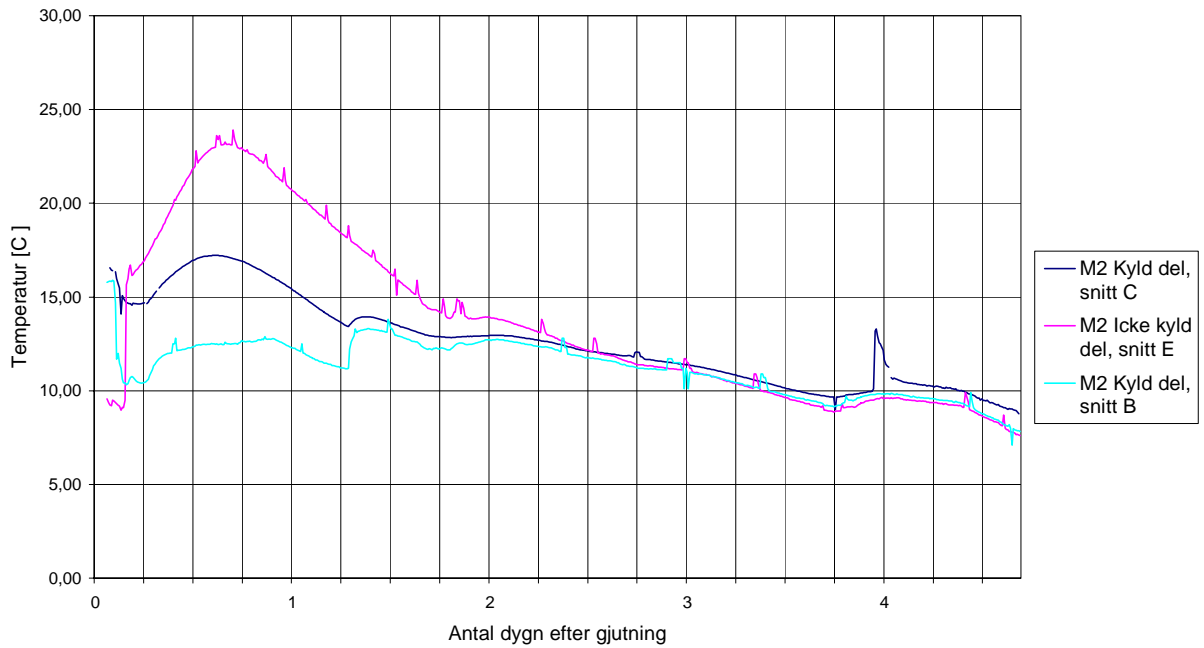


Figur 5.9 Temperaturutvecklingen i den kylda delen (K), 1,1m in från kylvattnets inflöde, snitt C, se figur 5.4.

Lufttemperaturens inverkan på betongens temperatur blir alltmer tydlig redan efter cirka två dygn vilket kan ses i både figur 5.8 och 5.9. Lutningen på linjerna för de olika mätpunkterna flackas där ut på grund av stigning av lufttemperaturen. Broplattans temperatur följer luftens temperaturvariationer och verkar inte ha påverkats av kantbalkens temperaturutveckling.

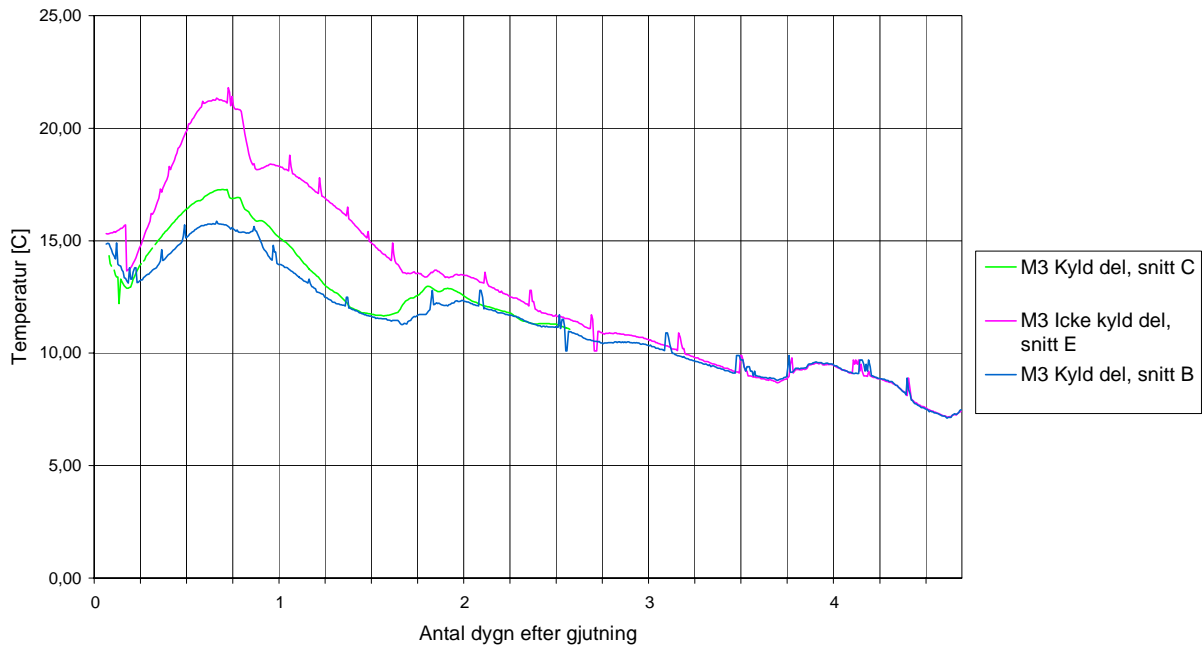
Temperaturutvecklingen i mätpunkt 2 och 3 jämförs för de olika snitten i figur 5.10 och 5.11. Kylningens avbrytande framgår tydligt för mätpunkt 2 som var placerad i mitten av tvärsnittet, närmast kylröret i den kylda delen. Skillnaden mellan kurvorna för mätpunkt 2 i snitt B och C beror förmodligen på att mätpunkternas placering i respektive tvärsnittet skiljer sig något. Temperaturutvecklingen är, som väntat, störst i den icke kylda delen vilket tydligt framgår för både mätpunkt 2 och 3.

Jämförelse mät punkt 2, kyld och icke kyld del



Figur 5.10 Jämförelse mellan temperaturutvecklingen i mät punkt 2 för snitt B, C (kylda delen) och E (icke kylda delen).

Jämförelse mät punkt 3, kyld och icke kyld del



Figur 5.11 Jämförelse mellan temperaturutvecklingen i mät punkt 3 för snitt B, C (kylda delen) och E (icke kylda delen).

5.3.2 Töjning i kantbalken

De mätvärden som erhållits från trådtöjningsgivarna har korrigerats för inverkan av ett flertal faktorer. Beräkningar återges i bilaga C.

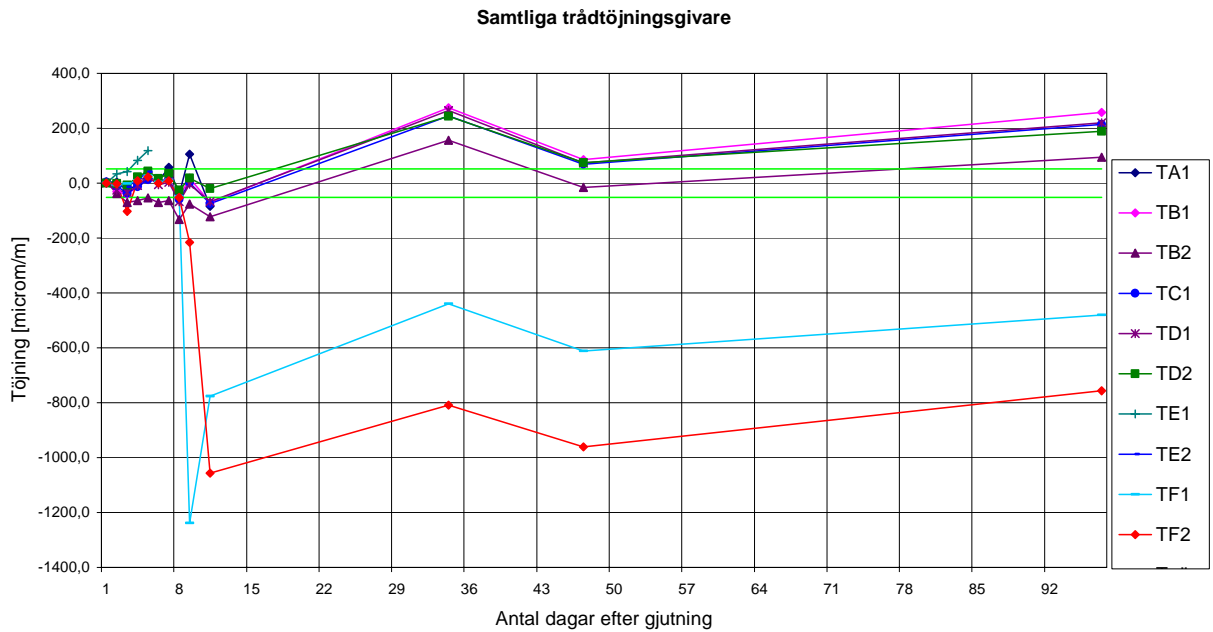
Då omgivande betongtemperatur avviker från 20°C ger trådtöjningsgivarna ett något lägre eller högre värde än det som representerar ståltöjningen. Korrigering har gjorts med hjälp av utvärderade medeltemperaturvärden i kantbalken, se avsnitt 5.4.1, för givare i den kylda och icke kylda delen. Skillnaden mellan medeltemperaturen i kantbalken och temperaturen vid trådtöjningsgivarna antas dock vara liten så att korrigeringen med medeltemperaturen är godtagbar.

Vidare påverkar brobaneplattans temperaturrörelser de uppmätta töjningarna. Korrigering för detta har gjorts utifrån data om data om lufttemperaturen vid Tjörnbron, se figur 5.10.

Under töjningsmätningen förekom statiska laster på bron i form av kranbil, ställningsvagn och lastbil. Den inverkan som dessa hade på töjningsvärdena har utvärderats vid FB Engineering med hjälp av systemberäkningar för ett förenklat tvärsnitt. Avståndet från brobaneplattans överkant till trådtöjningsgivarna, 0,051 m, mättes ur originalritningarna och användes vid beräkningarna. Genom att applicera olika lastfall framtagna för aktuellt måttillfälle kunde momentet i varje snitt beräknas och därmed spänningsändringen i respektive givare. Töjningen beräknades sedan utifrån de för tiden aktuella elasticitetsmodulen i betongen.

Inverkan av trafik på bron har så långt det varit möjligt minimerats genom att mätningar genomförts då trafiken varit minimal, till exempel vid körriktningsbyte då ena körfältet var avstängt.

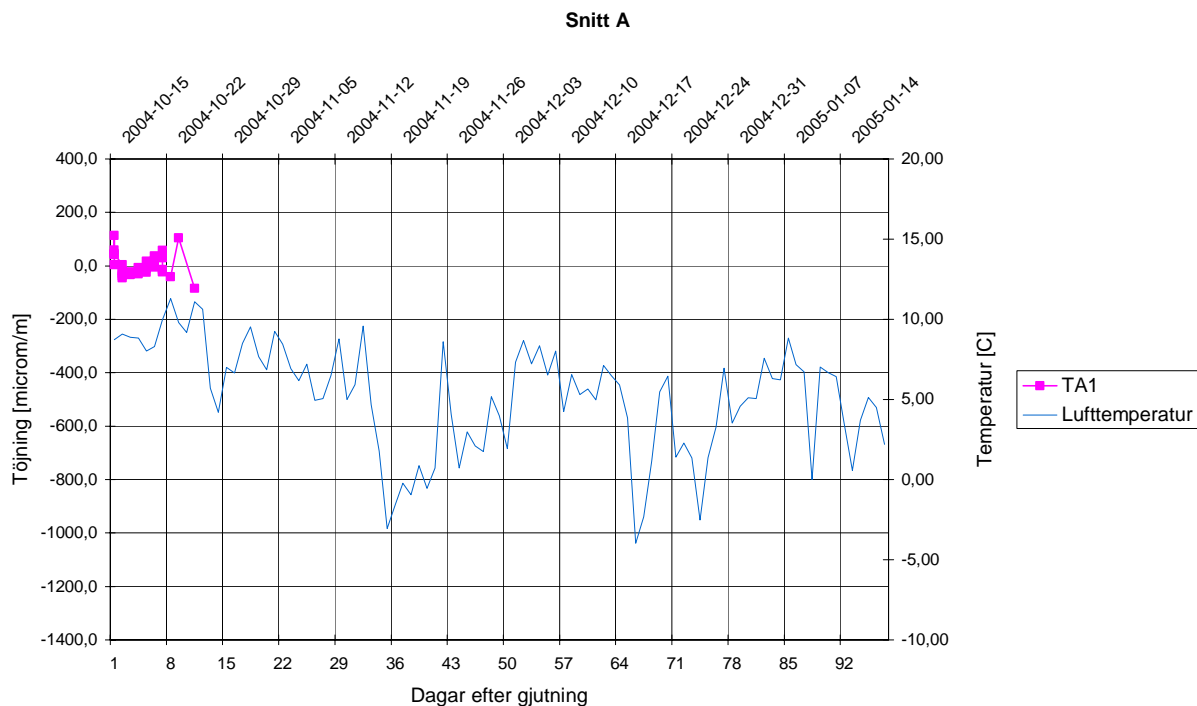
I instrumentet finns ett avrundningsfel på +/- 0.2 % för nollinställningen 26000 vilket motsvarar 52 µm/m. För att illustrera denna osäkerhet har två horisontella linjer lagts in i figuren som visar töjningsvärden från samtliga trådtöjningsgivare, se figur 5.12.



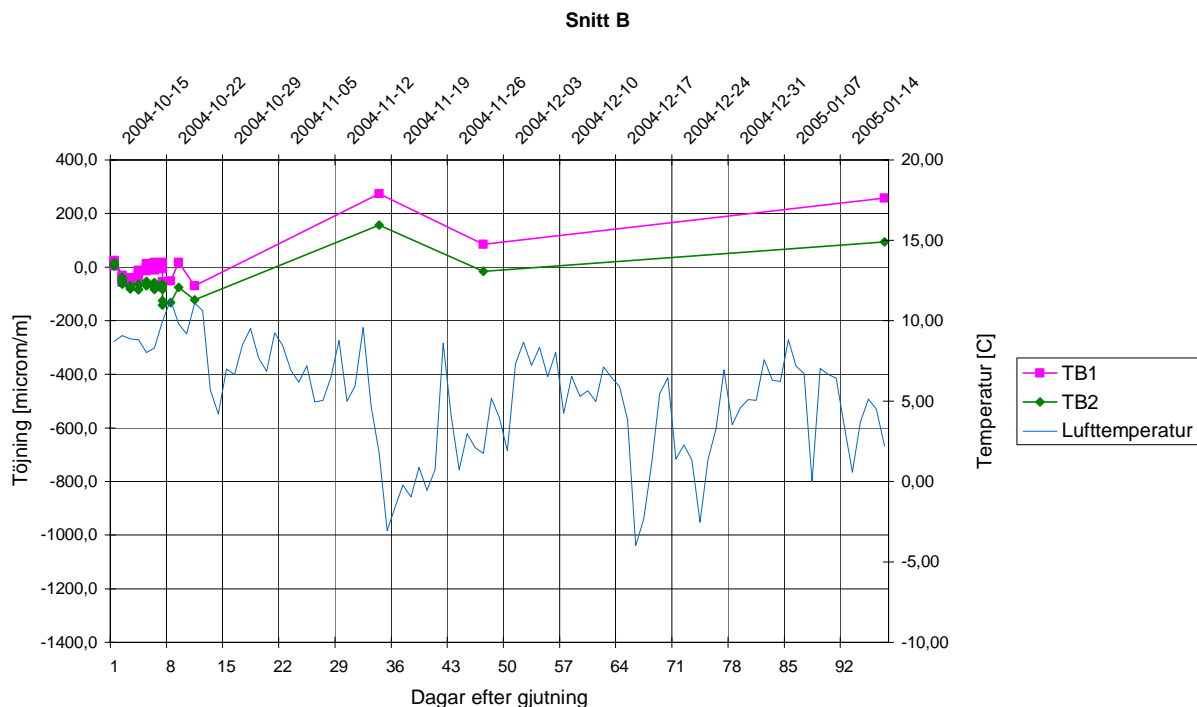
Figur 5.12 Sammanställning av samtliga töjningsvärden (korrigerade) där intervallet för den manuella kompensatorns (MK) precision visas med de horisontella linjerna $T_{\text{övre}}$ och T_{undre} .

Figur 5.12 visar liten variation i töjningsvärden med undantag för givare TF1 och TF2 som efter cirka åtta dagar avviker från det generella mönstret.

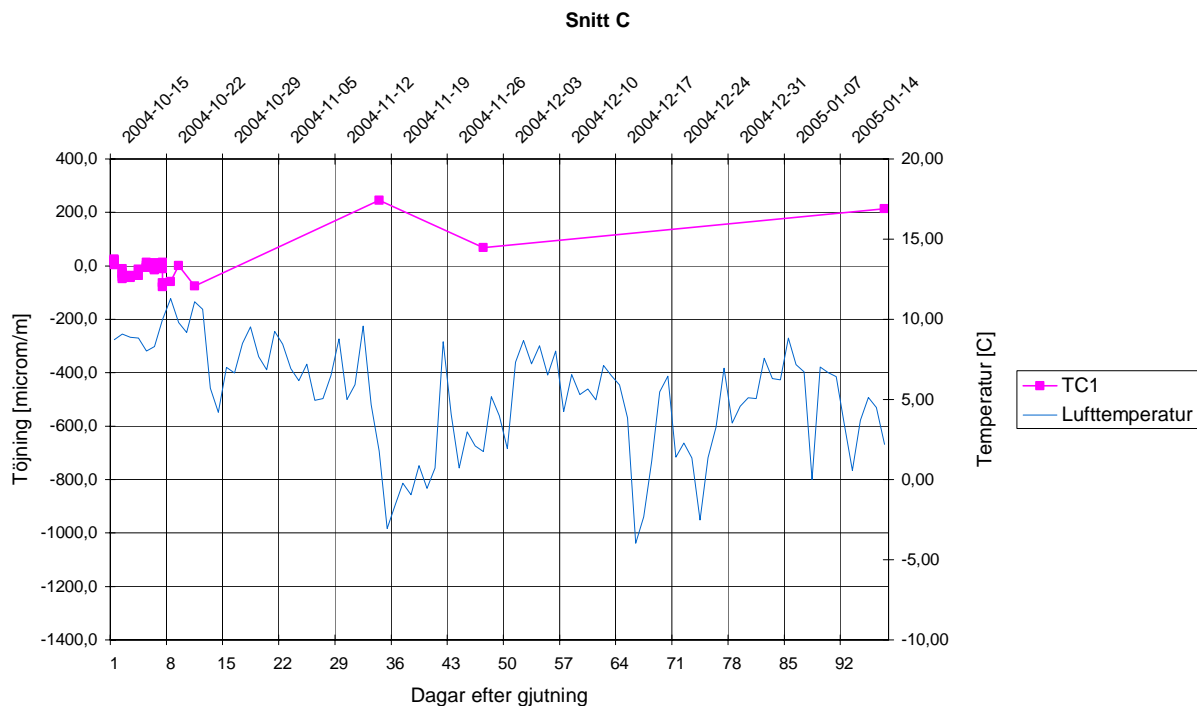
I figur 5.13 a-f är töjningsutvecklingen i varje snitt presenterad. Även luftens temperaturvariation under mätperioden har lagts in.



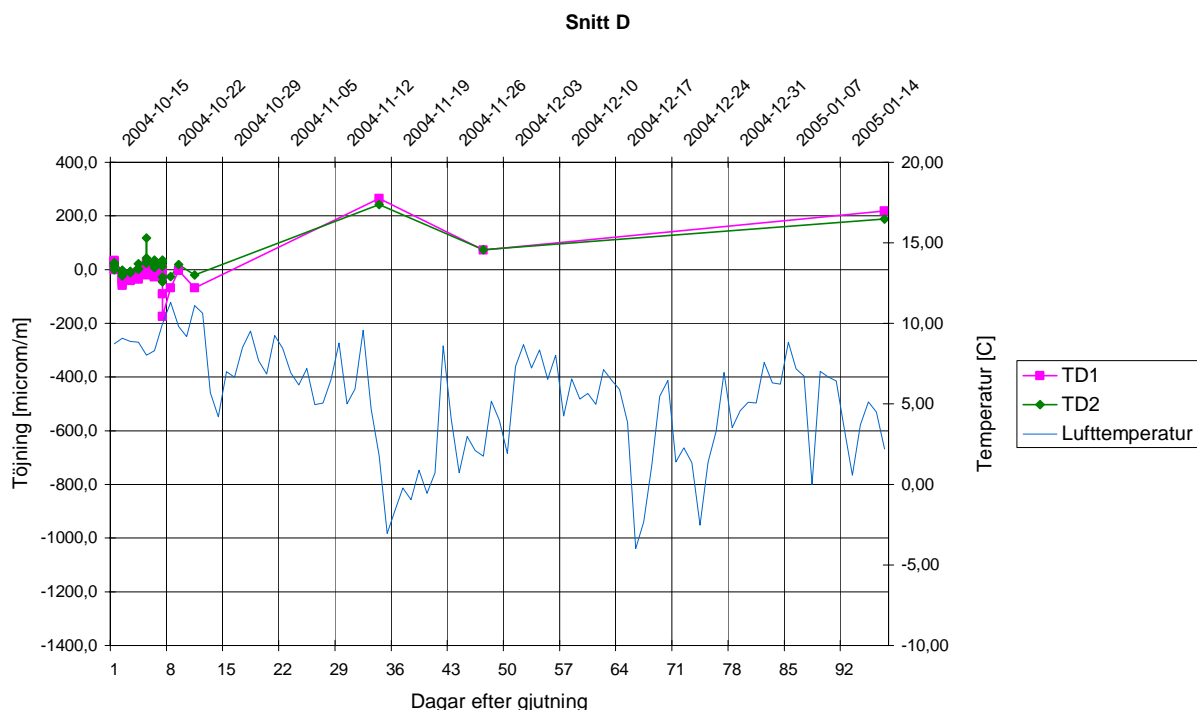
Figur 5.13 a Ståltöjningar bestämda i snitt A vid kylvattnets utflöde. Trådtöjningsgivare, T1, utveckling med tiden fram till dag 11. Givare T2 skadades förmodligen vid gjutningen.



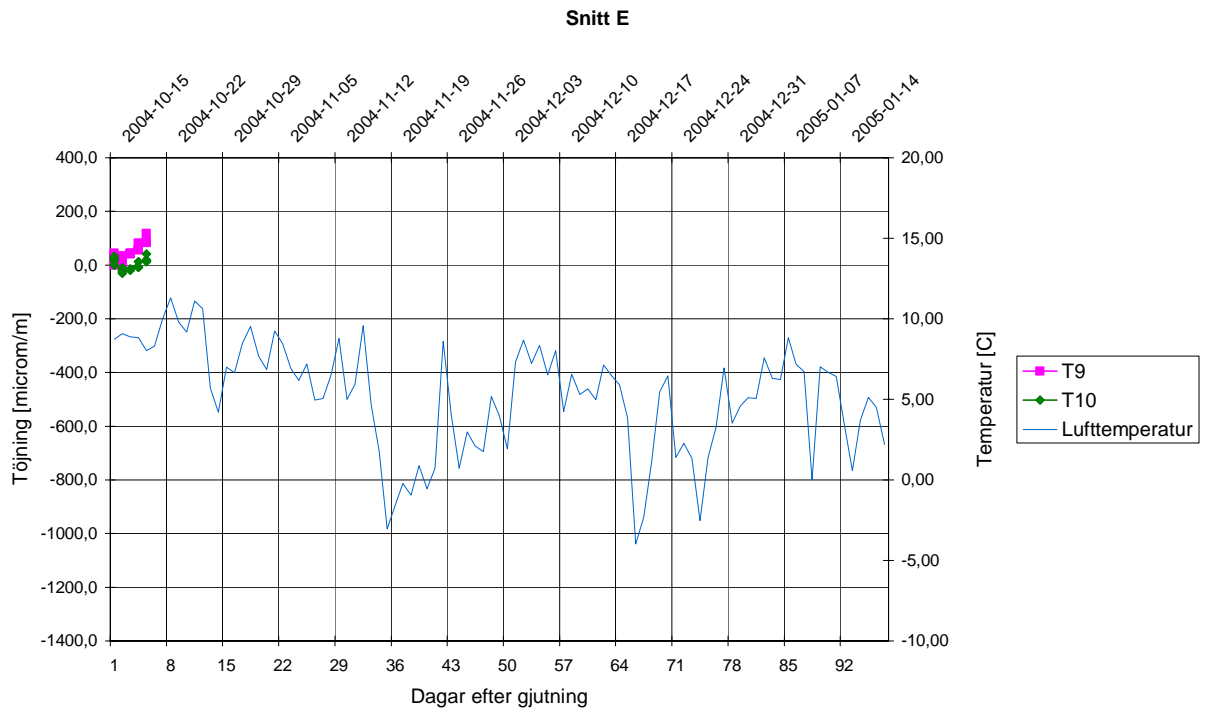
Figur 5.13 b Ståltöjningar bestämda i snitt B. Trådtöjningsgivarna T3 och T4 töjningsutveckling i den kylda delens mittnitt följer varandra väl.



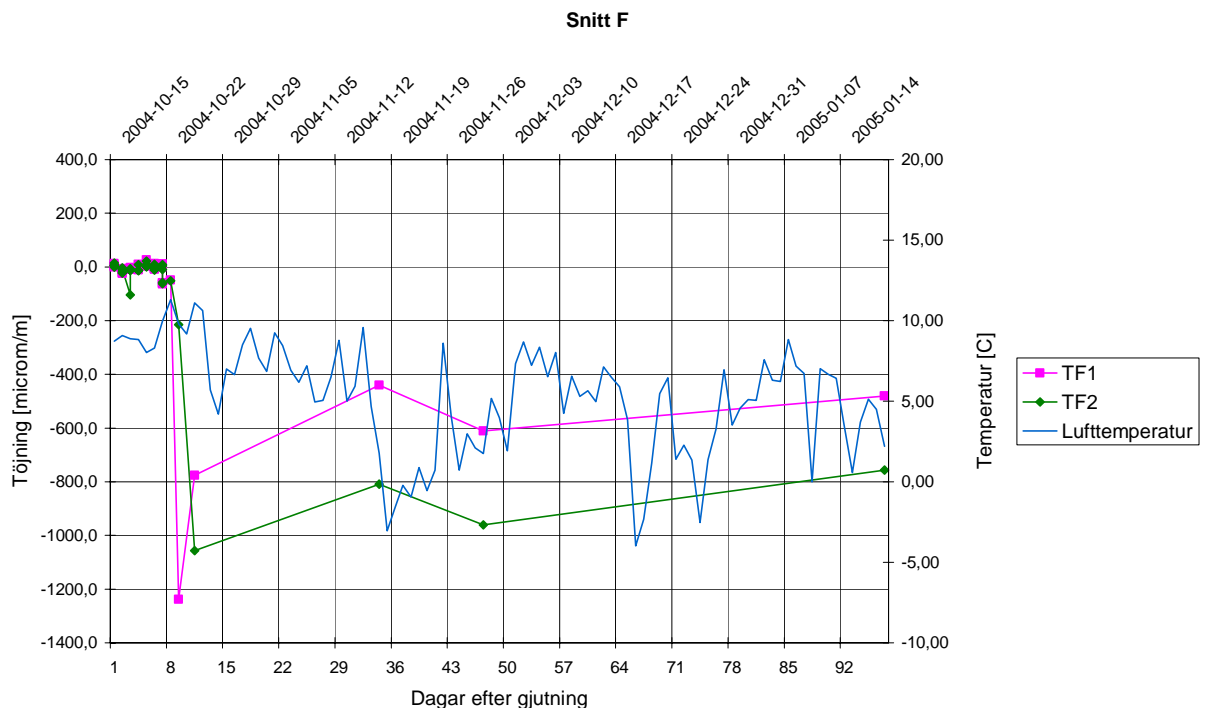
Figur 5.13 c Ståltöjningar bestämda i snitt C vid kylvattnets inflöde. Givare T6 föll ut innan mätningen påbörjats.



Figur 5.13 d Ståltöjningar bestämda i snitt D i den icke kylda delen. Även här följer givarnas töjningsutveckling varandra väl.



Figur 5.13 e Ståltöjningar bestämda i snitt E i den icke kylda delens mittnitt. Mätningen avbröts dag sex efter gjuttillfället då kablarna till givarna skadades vid formrivningen.



Figur 5.13 f Ståltöjningar bestämda i snitt F. Töjningsutvecklingen visar ett avvikande beteende vid nio dagar efter gjutning då töjningsvärdet drastiskt ändras. Den fortsatta utvecklingen följer dock de övriga givarnas mönster.

5.3.3 Sprickkartering

Vid sista töjningsmätningen den 19/1 2005 upptäcktes att sprickor hade bildats i kantbalken. Sprickorna var belägna i de delar som gjutets utan kylning men inget uppenbart mönster kunde urskiljas för att några slutsatser om kylningens inverkan skulle kunna dras.

5.4 Analys

5.4.1 Temperaturutveckling

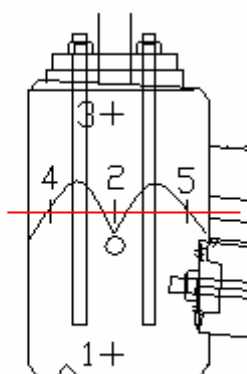
Medeltemperaturen i den icke kylda delen uppskattades med hjälp av ekvation (5.1)

$$T_{m(IK)} = \frac{2}{3} \cdot T_{2(IK)} + \frac{1}{3} \cdot T_{3(IK)} \quad (5.1)$$

Ekvationen enligt Elbæk Andersen (1997) bygger på en parabolisk temperaturfördelning över ett tvärsnitt med liknande placering av mätpunkter som i det aktuella fallet. I och med att en parabolisk funktion är symmetrisk innebär det att temperaturen i mätpunkt 1 och 3 ska vara lika. Vid jämförelse av dessa mätpunkter i snitt C, figur 5.11, kan det ses att det föreligger en skillnad. Antagandet ansågs ändå vara rimligt i detta fall.

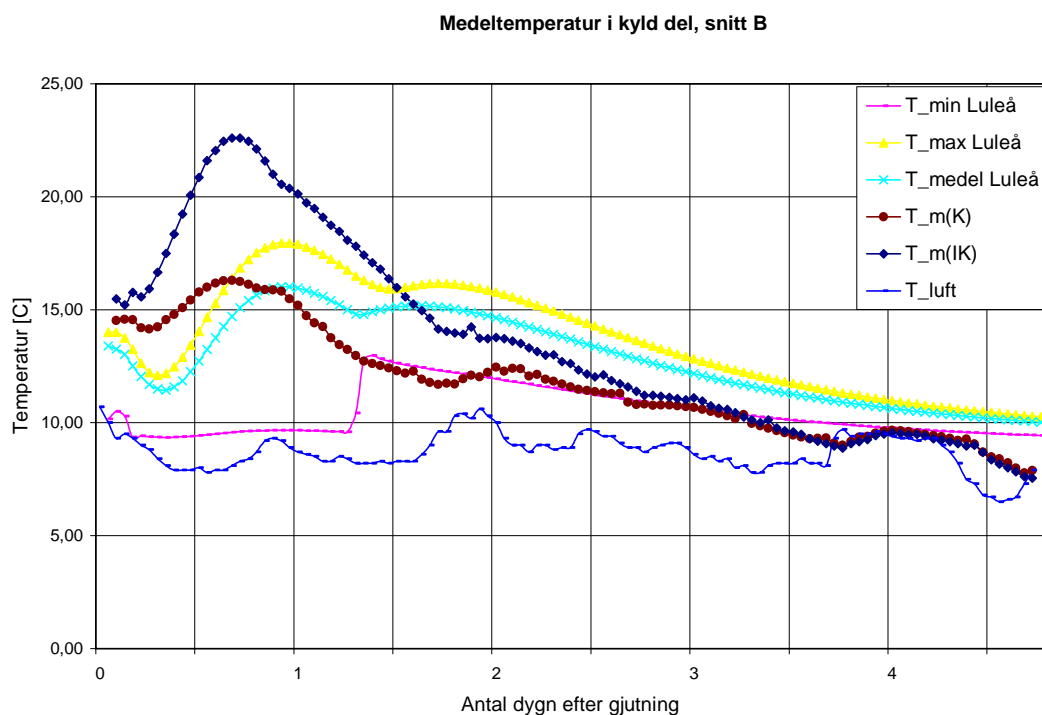
Medeltemperaturen i den kylda delen uppskattades enligt ekvation (5.2). Detta ansågs vara rimligt efter att jämförelser gjorts med temperaturkurvor framtagna av Martin Nilsson vid Luleå Tekniska Universitet för de aktuella förhållanden, se figur 5.14 och 5.17.

$$T_{m(K)} = \frac{T_{4(K)} + T_{5(K)}}{2} \quad (5.2)$$



Figur 5.14 Antagen Principiell temperaturfördelning i kyld kantbalk. Den röda linjen visar antagen medeltemperatur enligt $T_{m(K)}$.

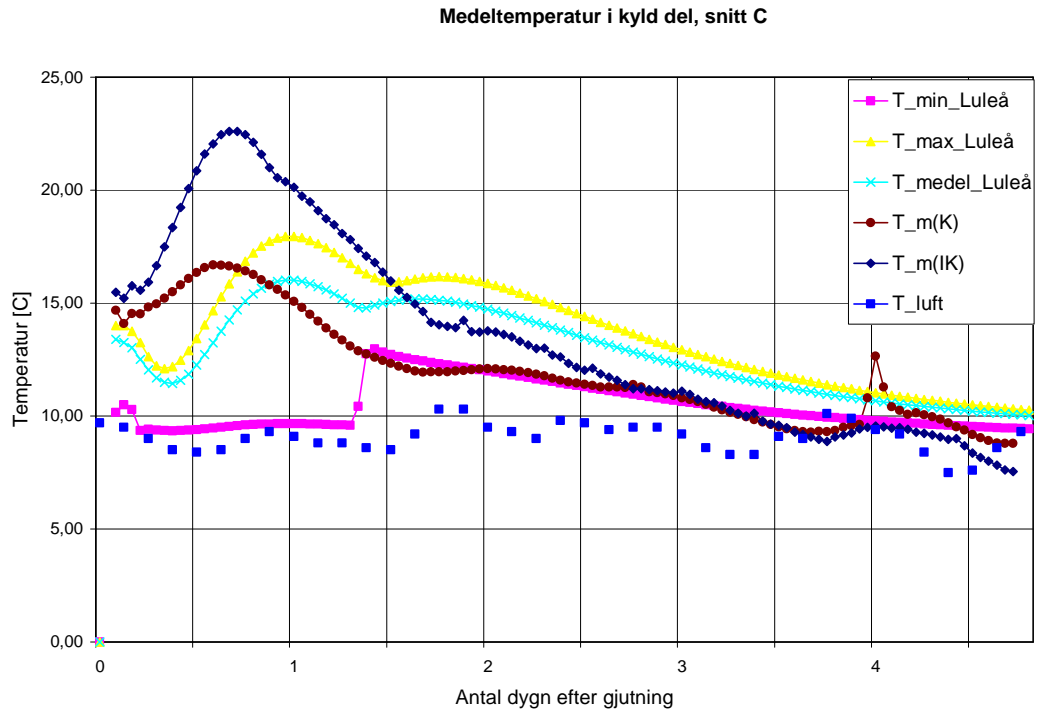
I Figur 5.15 är samtliga beräkningar för temperaturutvecklingen redovisade samt det framräknade medelvärdet för den icke kylda delen.



Figur 5.15 Temperaturutvecklingen i den kylda delens mittnytt framtagen på olika sätt. Beräknad medeltemperatur för den icke kylda delen har lagts in som en referens för temperaturutvecklingen med tiden.

Antagen metod för att bestämma $T_{m(K)}$ stämmer bra överens i uppnådda temperaturer med medelvärdet från de teoretiska beräkningarna upprättade i Luleå. Det följer också temperaturutvecklingen med tiden bra då jämförelse görs med $T_{m(IK)}$, medeltemperaturen i de icke kylda delen.

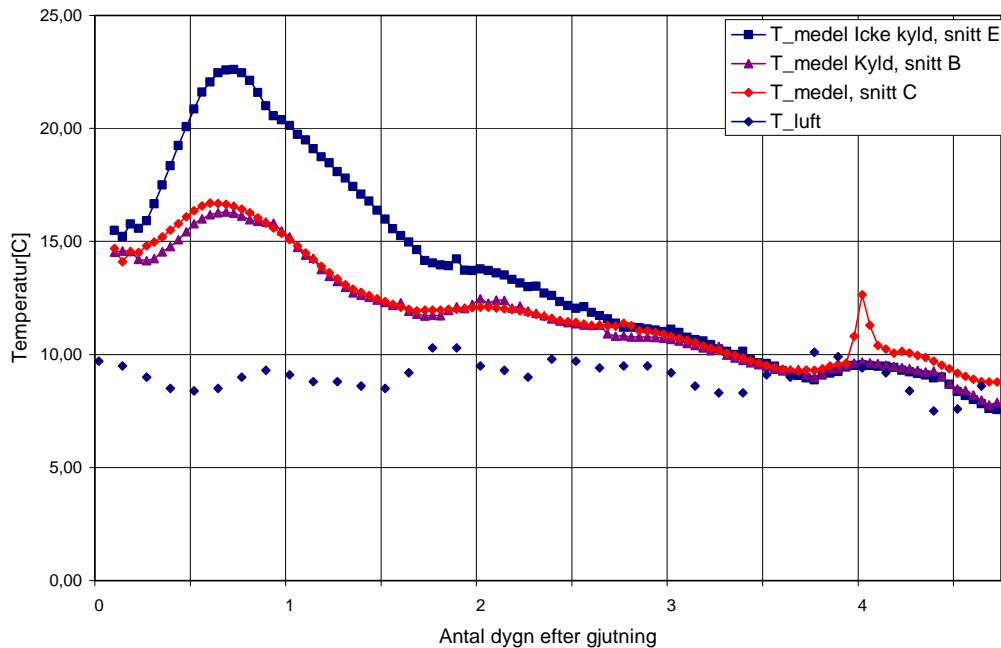
Motsvarande jämförelse gjordes för snitt C som ligger närmast kylvattnets inflöde, se figur 5.16.



Figur 5.16 Temperaturutvecklingen i den kylda delen snitt C framtagen på olika sätt. Beräknad medeltemperatur för den icke kylda delen har lagts in som en referens för temperaturutvecklingen med tiden.

I figur 5.17 redovisas beräknad utveckling av medeltemperaturen i snitt B, C, E och lufttemperaturens variation.

Jämförelse medeltemperaturutveckling i den kylda och den icke kylda delen



Figur 5.17 Jämförelse mellan medeltemperaturutvecklingarna i den icke kylda och den kylda delen, skillnaden motsvarar den uttagna effekten. Lufttemperaturens variation har lagts in för kunna se dess inverkan på betongens temperatur.

Avsikten med termoelement placerade i flera snitt i den kylda delen var att undersöka om kylningens effekt varierade längs balken. En liten skillnad synes mellan de studerade snitten i den kylda delen där temperaturutvecklingen för snitt C är något högre. Detta verkar dock orimligt då detta snitt låg närmast kylvattnets inflöde och där effekten av kylningen därför borde vara högre. Vid närmare titt på data från temperaturloggen har extremt avvikande värden registrerats, vilka tagits bort, vid ett flertal tillfällen, se avbrott i linjerna i figur 5.9.

I figur 5.17 kan vidare ses att betongens avsvlningsprocess påverkats av omgivande lufttemperatur det vill säga vid ökad lufttemperatur kan också en ökning av temperaturen i betongen ses, något förskjutet. Mellan 3,5 och 4 dagar efter gjutning anses betongen ha anpassat sig till omgivande lufttemperatur vilket motsvarar 86-87 timmar.

Fortsatta analyser har genomförts för snitt B och E för att kunna utvärdera kylningens effekt och inverkan på längre sikt.

5.4.2 Töjningsmätningar - tvång

Avsikten med töjningsmätningen och placeringen av töjningsgivare i närheten av brobaneplattan var att undersöka om brobaneplattan var eftergivlig med hänsyn till kantbalkens rörelsebehov. Utifrån de mätdata som erhöles, se figur 5.12 och 5.13 a-f, har slutsatsen dragits att brobaneplattan har varit oeftergivlig i förhållande till kantbalken och tvånget på kantbalken anses vara fullständigt. Detta verifieras av en

uppskattning av brobaneplattans krymprärelsebehov idag, se bilaga D, vilken enligt beräkningen är i stort sett obefintlig.

Trådtöjningsgivarna i snitt F, figur 5.13 f, visar ett avvikande beteende cirka åtta till nio dagar efter gjutningen då en ökning i trycktöjning sker med 1000-1200 $\mu\text{m}/\text{m}$. Enligt temperaturspänningsberäkningen är spänningen i kantbalken vid denna tid ungefär 1,9 MPa med en elasticitetsmodul på 26,6 GPa, se bilaga C. Detta motsvarar en töjning på 71 $\mu\text{m}/\text{m}$ vilken är för liten för att orsaken ska vara att temperaturspänningen frigjorts. Innebörden av töjningsändringen är därmed svår att förklara. Töjningsutvecklingen i givarna i snitt F följer sedan de övriga givarnas mönster.

5.4.3 Hållfasthetsutveckling

Aktuell hållfasthet har utvärderats bland annat för korrigerig av lastinverkan på töjningsmätningen och vid tiden t_3 då betongen efter gjutningstillfället har anpassat sig till omgivande lufttemperatur. I och med tillsatsen av vattenreducerande medel erhöles en högre tryckhållfasthet än den förväntade för betong C35/45.

Vid jämförelser mellan beräknade spänningar och aktuell hållfasthet i betongen har därför en högre betongklass antagits, C40/50. Erhållna karakteristiska värden på tryckhållfastheten från tendenskurvor har sedan gjorts om till motsvarande medelvärden genom ett tillskott på 8 MPa för karakteristiska hållfastheter större eller lika med 20 MPa.

I bilaga E finns beräkningar för den ekvivalenta tiden i de studerade delarna som ligger till grund för hållfasthetsvärdena.

5.4.4 Temperaturspänningar

Temperaturspänningarna vid tiden t_3 , det vill säga då betongens temperatur antas vara anpassad till omgivningen, har uppskattats enligt den överslagsmässiga metoden angiven i ekvation (3.7), se avsnitt 3.2.3. Temperaturspänningen beräknades även enligt superpositionsprincipen beskriven i ekvation (3.6) för att kunna studera kryppningens inverkan på spänningen vid sex respektive sexton dagar efter gjutning, se tabell 5.4.

Då materialparametrar för den aktuella betongen saknades användes värden angivna i Betonghandbok - Material (1997) för närliggande definierade fall. Detta innebär att de erhållna dragspänningarna ska ses som riktlinjer för spänningsutvecklingen.

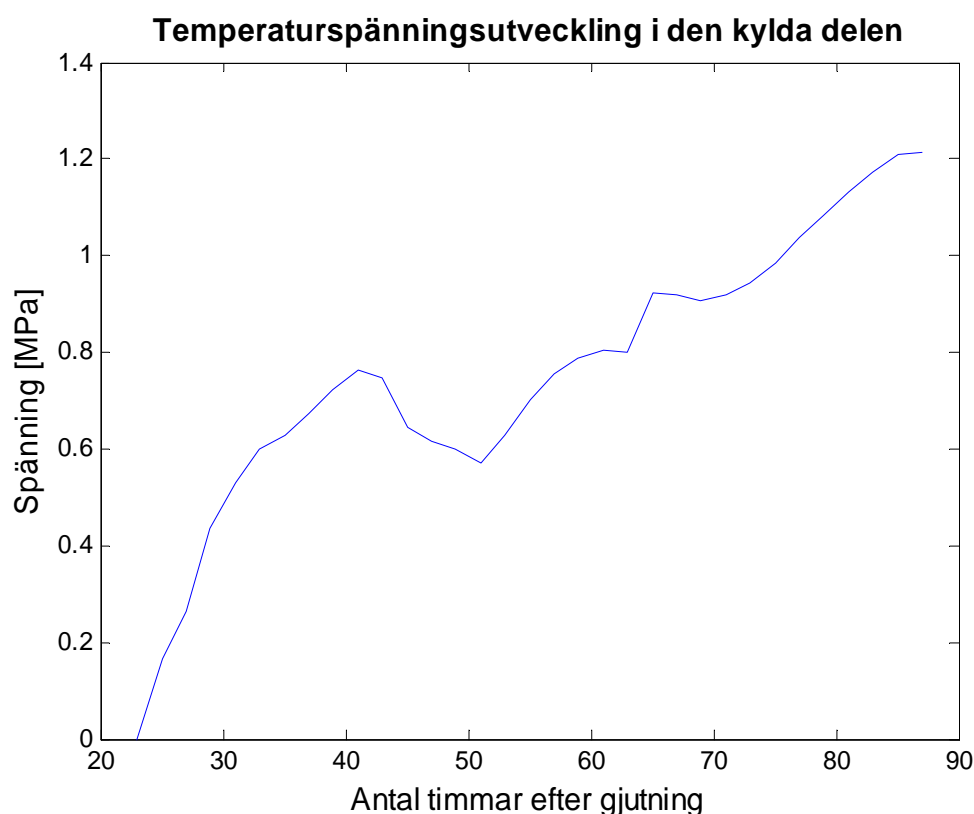
Resultatet från temperaturspänningsberäkningarna vid tiden t_3 , framgår av tabell 5.3. Beräkningarna enligt de två metoderna ger lika eller snarlika värden. Tiden t_3 antas inträffa efter 86 - 87 timmar vilket motsvarar cirka 3,5 dygn efter gjutning. Beräkningar redovisas i bilaga F.

Tabell 5.3 Beräknade dragspänningar $\sigma(t_3)$ och uppskattad aktuell draghållfasthet, $f_{ctm,l}(t_3)$, vid avslutad avkylning.

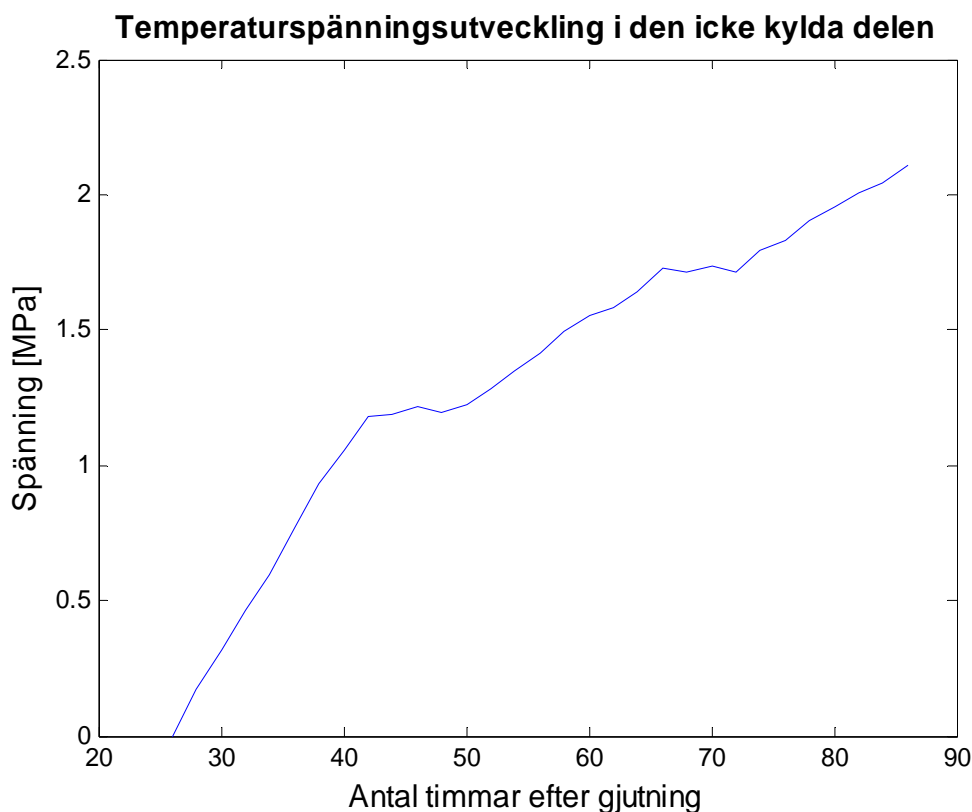
Del	$f_{ctm,l}(t_3)$ [MPa]	Överslagsmässig metod		Superpositionsprincipen	
		$\sigma(t_3)$ [MPa]	$\frac{\sigma(t_3)}{f_{ctm,l}(t_3)}$	$\sigma(t_3)$ [MPa]	$\frac{\sigma(t_3)}{f_{ctm,l}(t_3)}$
Icke kyld	2,07	1,98	0,96	2,11	1,02
Kyld	1,91	1,21	0,63	1,21	0,63

Kvoten i kolumn tre kan jämföras med värdet 0,7 som anger acceptabel sprickrisk enligt Emborg, M, Bernander, S, med flera. (1997). Enligt detta bedöms risken för sprickbildning i den icke kylda delen som för stor medan den är acceptabel i den kylda delen.

I figur 5.18 och 5.19 visas den beräknade temperaturspänningsutvecklingen i den kylda respektive icke kylda delen enligt superpositionsprincipen.



Figur 5.18 Beräknad temperaturspänningsutveckling i den kylda delen enligt superpositionsprincipen.



Figur 5.19 Beräknad temperaturspänningsutveckling i den icke kylda delen enligt superpositionsprincipen.

Värden på temperaturspänningarna i den kylda och icke kylda delen vid tiden sex och sexton dagar återges i tabell 5.4.

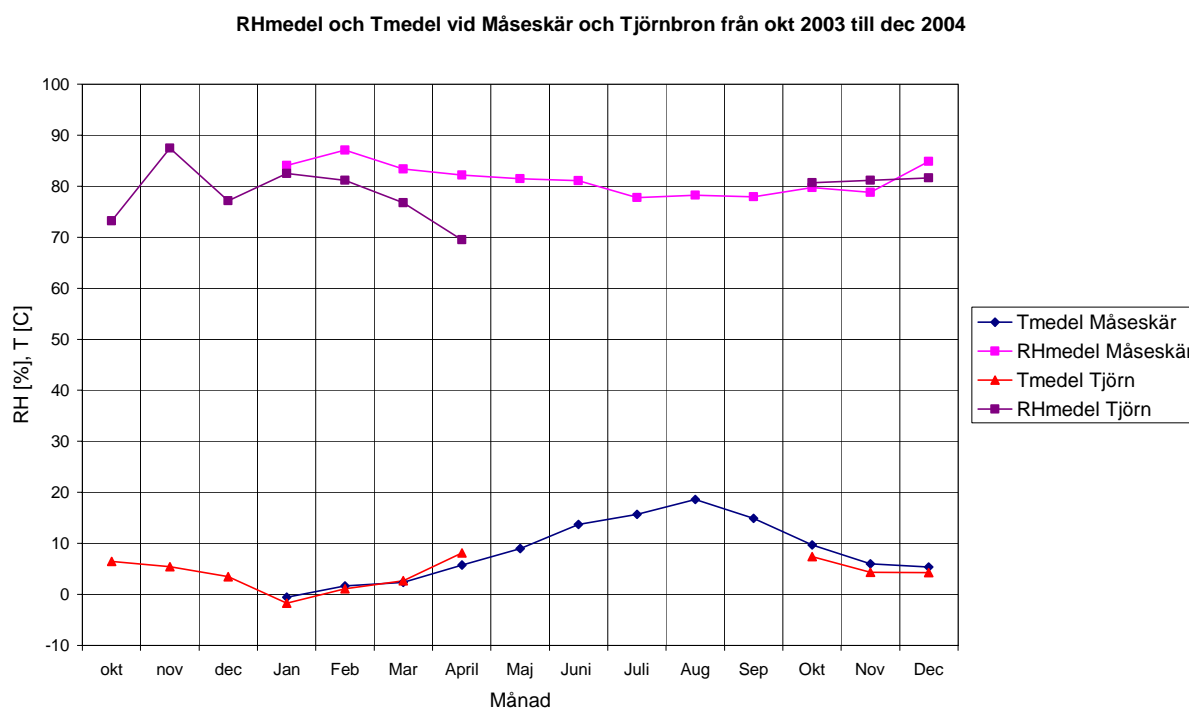
Tabell 5.4 Beräknade temperaturspänningar vid sex dagar, $\sigma(t=6)$, och sexton dagar, $\sigma(t=16)$, efter gjutning samt spänningsändringen mellan tiderna.

Del	$\sigma(t=6)$ [MPa]	$\sigma(t=16)$ [MPa]	$\sigma(t=16) - \sigma(t=6)$ [MPa]
Icke kyld	1,98	1,78	-0,2
Kyld	1,13	1,01	-0,12

5.4.5 Krympning

Krympningen i betongen antogs starta dag sex efter gjutning i samband med formrivning och då fukthärdeningen avbröts. För att uppskatta krympningens utveckling med tiden användes månadsmedelvärden på lufttemperatur och relativ fuktighet (RH) från Vägverkets väderstationen på Tjörnbron under perioden oktober 2003 – april 2004 och oktober – december 2004. Dessa jämfördes med data från

SMHIs väderstation på Måseskär under 2004, se figur 5.20, då data från sommarhalvåret vid Tjörnbron saknas. Orsaken till detta är att Vägverkets väderstation enbart används då vinterväghållning kan vara aktuellt.



Figur 5.20 Månadsmedelvärden för lufttemperatur och RH vid väderstationerna på Måseskär och Tjörnbron, oktober 2003 – december 2004, Vägverket (2005) och SMHI (2005).

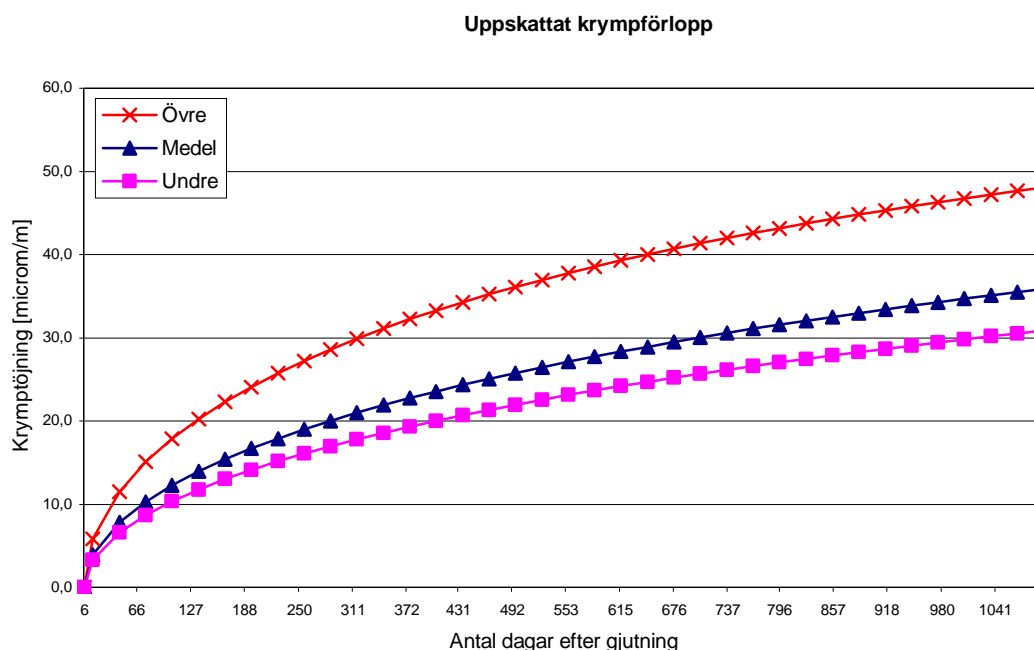
Krympningsutvecklingen i kantbalken uppskattades utifrån lufttemperatures och relativa fuktighetens medelvärde vid Tjörnbron under perioden oktober 2003 – april 2004. Medelkrympningens utveckling skiljer sig något mellan den kylda och icke kylda delen på grund av olika mognadsgrader, ekvivalent tid, då krympningen startar. Differensen anses vara av mindre betydelse då förloppet är en uppskattning och därför har vid utvärdering av krympningens inverkan på spänningsutvecklingen enbart krympningsberäkningar för den icke kylda delen använts, se bilaga G.

För att täcka in olika krympningsscenarios beräknades även krympförloppet för ett övre och undre medelvärde på lufttemperatur och RH. Det undre värdet sattes till medelvärdet av de tre kallaste månaderna, januari, februari och mars. För det övre värdet användes medelvärdet för de tre varmaste månaderna, juni, juli och augusti. Då data vid Tjörnbron saknas beräknades luftens medeltemperatur under perioden utifrån data vid Måseskär. Den relativa fuktigheten uppskattades genom att den procentuella skillnaden mellan undre och medelvärdet beräknades. Skillnaden blev cirka 3 % vilket drogs bort från medelvärdets relativa fuktighet. I tabell 5.5 återges de indata på lufttemperatur och RH som ligger till grund för krympningsberäkningarna och i figur 5.21 motsvarande krympförlopp.

Tabell 5.5 Medelvärden på lufttemperaturen och RH som använts i krympningsberäkningar.

	Medel	Övre	Undre
Lufttemperatur [°C]	3,5	16,00	0,7
RH [%]	78	76	80

Den relativa fuktigheten ligger normalt runt 70-80 %, enligt Christensson (2005) under året vid Tjörnbron, det vill säga är något mindre än den som använts i beräkningar.

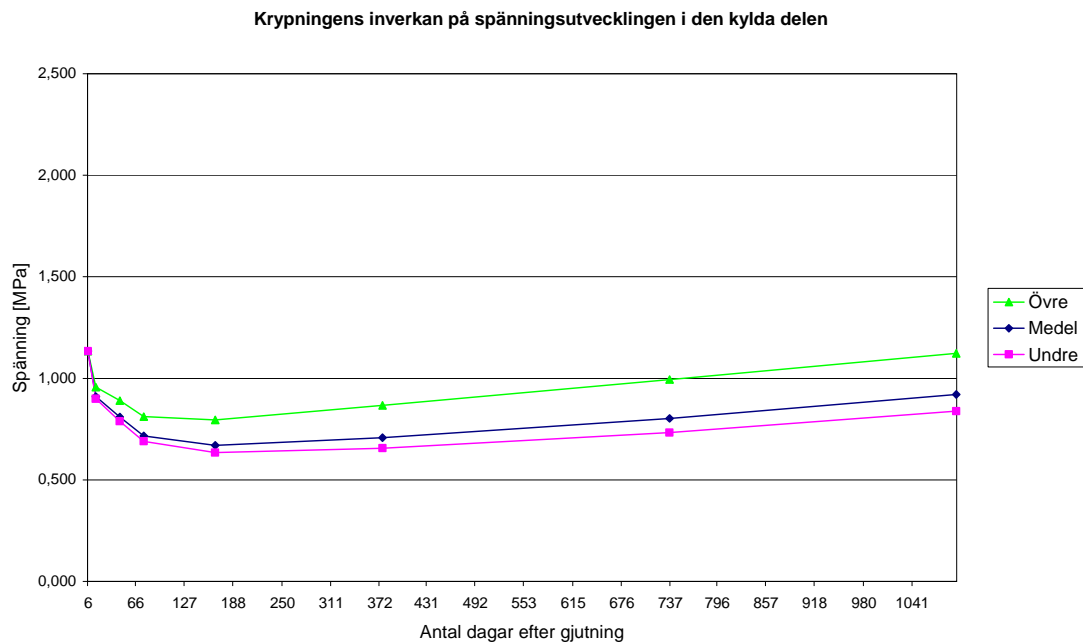


Figur 5.21 Förutspådd krymputveckling i den icke kylda delen beräknad för ett medel, undre och övre krympförlopp från oktober 2004 och tre år framåt.

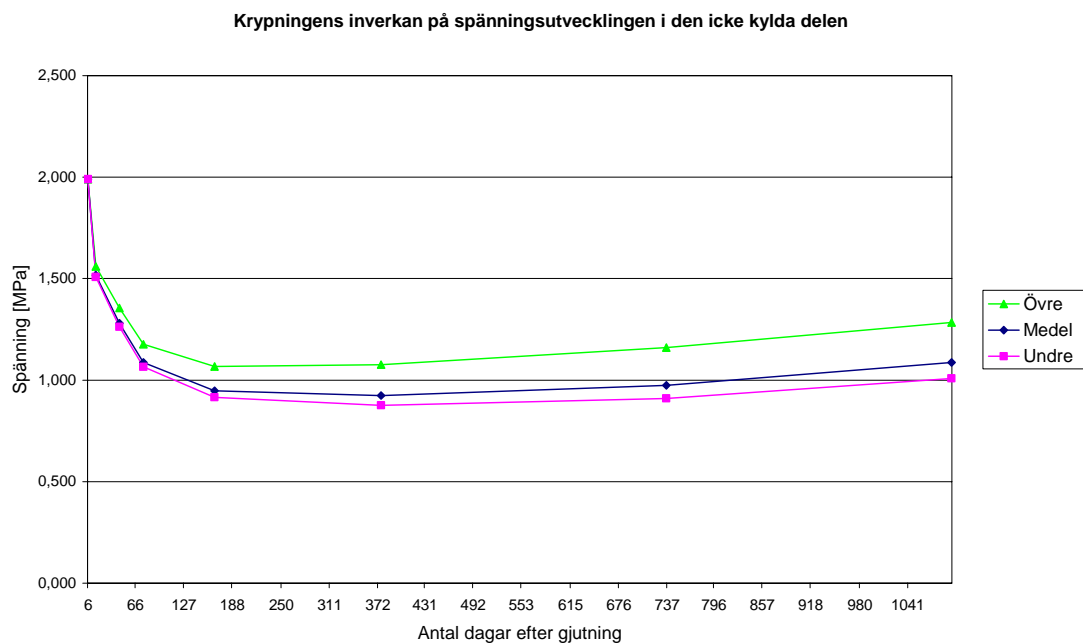
Vid tidpunkten för krympningens start är kantbalken dock inte spänningslös på grund av de spänningar som uppkom i samband med betongens härdning och avsvälning. För att ta hänsyn till detta har den spänning som erhöles vid sex dagar efter gjutning satts som startvärde. Spänningsutvecklingen på grund av krympningsprocessen har sedan adderats enligt superpositionsprincipen, se avsnitt 3.2.4.2 och ekvation (3.9) samt bilaga H. I beräkningen har ett antagande gjorts om att betongens elasticitetsmodul motsvarar den vid 28 dygn, det vill säga betongens egenskaper antas vara konstanta med tiden.

I figur 5.22 och 5.23 visas spänningsutvecklingen på grund av krympning för de olika krympförloppen i den kylda respektive icke kylda delen. Vid utvärdering av sprickrisken på grund av uppkomna tvångsspänningar från gjutningen och krympning ska den aktuella dragspänningen jämföras med draghållfastheten med hänsyn till

långtids-belastning, $f_{ctm,l}$, på 2,85 MPa och med den karakteristiska draghållfastheten, f_{ctk} , på 2,0 MPa.



Figur 5.22 Spänningsutvecklingen i den kylda delen för de tre olika krympförloppen (medel, övre och undre) med inverkan av krypning.



Figur 5.23 Spänningsutvecklingen i den icke kylda delen för de tre olika krympförloppen (medel, övre och undre) med inverkan av krypning.

För den kylda delen minskar spänningen mycket under de tre första månaderna varefter krypningens inverkan blir allt större och spänningen ökar. Samma utveckling kan ses i den icke kylda delen men med en större spänningsminskning där

spänningen har halverats efter sex månader. Enligt den spänningsutveckling som beräknats föreligger det ingen risk för sprickor under de första tre åren på grund av tillägg av krympspänningar då krympningen av temperaturspänningen dominerar.

Vid beräkning av enbart temperaturspänningens minskning från dag sex till dag sexton enligt ekvation (3.9) erhålls för fullständigt tvång

$$\Delta\sigma = -\frac{\frac{\varphi(t_1, t_0) - \varphi(t_0, t_0)}{1 + \varphi(t_1, t_1')}}{\frac{E_{cm}}{E_{cm}}} \cdot \sigma(t_6) = -\frac{\varphi(t_1, t_0) - \varphi(t_0, t_0)}{1 + \varphi(t_1, t_1')} \cdot \sigma(t_6) \quad (5.3)$$

där medelkrypfunktionerna enligt bilaga H är

$$\varphi(t_1, t_0) = 0,36$$

$$\varphi(t_0, t_0) = 0$$

$$\varphi(t_1, t_1') = 0,24$$

Följande värden på spänningsändringen erhålls

$$\Delta\sigma_{(Icke\ Kyld)} = -0,57 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{(Kyld)} = -0,33 \text{ MPa}$$

vilka kan jämföras med de värden som beräknats för ung betong i tabell 5.4, -0,2 MPa för den icke kylda delen och -0,12 MPa för den kylda delen. Enligt detta skulle krympningen vara starkt överdriven. Oklart är dock hur långt fram i tiden som beräkningsmodellen för ung betong kan användas och därmed de beräknade spänningarnas riktighet vid dag sex och sexton efter gjutning.

5.5 Utvärdering utav fältmätningen

Vid denna fältmätning föll två av fyra dataloggar för temperaturmätningen bort och därmed mätpunkter i betongen. Detta upptäcktes i samband med att mätningen skulle påbörjas vilket orsakade en försening innan mätdata kunde registreras. Vidare kunde inte töjningsmätningen påbörjas förrän cirka ett dygn efter gjutning på grund av problem med utrustningen vid förberedelserna.

Kylvattenflödet bestämdes i början av kylningen och var densamma under hela kylperioden. De mätpunkter som skulle registrera vattnets temperatur vid in- och utflöde var kopplade till dataloggar där den vid utflödet föll bort. Temperaturdifferensen kunde därför inte kontrolleras så att föreskriften om en maximal skillnad på 3 °C ej överstegs. Detta kunde ha förebyggts genom att till exempel ytterligare två termoelement använts, en vid kylvattnets inflöde och en vid utflödet. Mätningen av temperaturen skulle kunna göras med till exempel ett mätinstrument testo 925.

5.6 Slutsatser

Kylningen har en positiv inverkan på sprickrisken genom de lägre tvångsspänningarna från den förhindrade temperaturrörelsen, 1,21 MPa i den kylda delen jämfört med 2,11 (1,98) MPa i den icke kylda delen. Användandet av ingjutna kylsystem vid utbyte av kantbalkar kan därför anses vara en effektiv metod för att minska sprickrisken.

I detta fall skulle kylningen avbrytas då maximala temperaturen i kantbalken under härdningen hade passerats med 5°C. Detta innebär att betongens temperatur kontinuerligt måste kontrolleras vilket kan innebära svårigheter för entreprenören. Fördelaktigt vore om en tidpunkt för avbrytning kunde bestämmas i förväg utifrån en teoretiskt uppskattad temperaturutveckling vilket skulle förenkla användandet av metoden.

Brobanep Plattans oeftergivlighet till kantbalkens rörelsebehov under temperaturutvecklingen verifierades. Temperaturutvecklingen i kantbalken nådde som högst 23°C vilket inte nämnvärt påverkade brobanep Plattan. Brobanep Plattans oeftergivlighet gäller även på längre sikt då beräkningar av brobanep Plattans krympningsbehov under ett år var i stort sett obefintlig.

Gjutning av kantbalkar i 8 m etapper har ingen gynnsam effekt då gjutlängden teoretiskt måste vara under 2,5 meter för att en variation av tvånget inom tvärsnittet ska erhållas.

Krympningens inverkan på spänningsutvecklingen är svår att uppskatta. Här gjordes försök att koppla ihop två modeller, en för ung betong och en för hårdnad betong. Resultatet blev en stor spänningsminskning under de första tre till sex månaderna på grund av krypning innan krympningen fick spänningarna att öka. Storleksordningen på krympningens effekt från beräkningarna kan ifrågasättas då spänningsändringen mellan dag sex och sexton skiljde sig mycket för de olika krypmodellerna och uppkomsten av sprickor i kantbalken har upptäckts cirka tre månader efter gjutningen. Enligt beräkningarna skulle det inte förekomma någon som helst sprickrisk vid denna tidpunkt. Osäkert är dock under hur lång tid efter gjutning som modellen för ung betong kan användas. Vad som också bör utvärderas är hur stor del av den totala krympningen som har utvecklats hos temperaturspänningen vid tidpunkten då modellerna kopplas ihop. I detta fall är det också möjligt att krympningen underskattades genom val av förutsättningar vid beräkning av medel, undre och övre krympförlopp.

Sprickorna i kantbalken efter cirka tre månader kan därför inte förklaras utifrån de beräkningar som här gjorts. Vidare kan inga slutsatser om kylningens inverkan utvärderas vid denna tidpunkt då de sprickor som upptäckts inte följer något mönster. En effekt som kan ha inverkan på sprickbildningen är en ojämn töjningsfördelning i tvärsnittet som kan orsaka ett inre tvång.

6 SLUTSATSER

I detta examensarbete har undersökts om kylning under betongens härdning med ingjutna kylrör som genomströmmas med vatten är effektivt beträffande sprickrisk vid gjutning av kantbalkar. Utifrån de fältmätningar som genomfördes vid två kantbalksutbyten, på bro vid Kärramotet och på Källösundsbron, kan slutsatsen om att kylningen har en positiv inverkan dras genom att temperaturutvecklingen under härdningen i kantbalken minskar. Detta styrks också genom de handberäkningar som gjordes för att uppskatta maximal tvångsspänning utifrån förhindrad temperaturrörelse på Källösundsbron. Temperaturspänningen i den kylda delen beräknades till 1,21 MPa medan den i den icke kylda delen fick ett värde på 1,98 (2,11) MPa. Vid jämförelse med aktuell draghållfasthet, 1,91 MPa för den kylda delen och 2,07 MPa för den icke kylda delen, bedöms risken för sprickor som stor i den icke kylda delen medan den är acceptabel för den del som kylts.

Vid kantbalksutbytet på Källösundsbron mättes även töjningen i kantbalken vilken verifierade att ett fullständigt tvång råder mellan brobaneplattan och kantbalken.

Krympningens inverkan på spänningsutvecklingen i kantbalken uppskattades. Beräkningarna gav på grund av krypning stora spänningsminskningar under de första tre till sex månaderna. Osäkerheten kring övergången mellan ung och hårdnad betong är stor och vidare forskning inom detta område behövs för att spänningsutvecklingen skall kunna uppskattas.

Kylningen har som nämnts ovan en positiv inverkan vilket också stärks utifrån erfarenheter i Danmark där kylning ofta används vid gjutning av kantbalkar. I Tyskland gjuts kantbalkarna som fristående element som sedan monteras fast i brobaneplattan. I och med denna utformning kan brons olika delar röra sig friare vid växlingar i temperatur och därmed minskar risken för sprickor. Denna lösning underlättar också utbytet av kantbalkar.

Användandet av ingjutna kylsystem under betongens härdning kan underlättas om tidpunkten för kylningens avbrytande kan bestämmas i förväg. Detta kan göras genom att temperaturutvecklingen uppskattas teoretiskt innan varpå en tidpunkt kan bestämmas.

Förslag på vidare studier

Sprickrisken har i detta examensarbete uppskattats genom enklare handberäkningar och med generella materialparametrar angivna i *Betonghandbok – Material* (1997). En utförligare sprickrisksanalys skulle kunna göras med materialparametrar för den betong som användes. Vidare skulle en mer ingående studie av temperaturvariationen över tvärsnittet kunna genomföras och de gradienter som den ger upphov till.

Av intresse är också att titta närmare på betongens krympning och dess inverkan på spänningsutvecklingen. Hur påverkas sprickrisken om till exempel krympningsreducerande medel tillsätts i betongen.

Kopplingen mellan ung betong och hårdnad betong är som ovan konstaterats ett område där mer forskning behövs.

7 REFERENSER

- ATB Bro 2004 *Del 4, Betongkonstruktioner*. Vägverket, hämtad från <http://www.vv.se/filer/publikationer/4.pdf>
- Burström, P G (2001): *Byggnadsmaterial – Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*. Studentlitteratur, Lund, 546 pp.
- Cementa AB (2004), *Produktblad för Anläggningscement* hämtad från http://www.cementa.se/FS_CementaPublic/Produktinformation/Cement/Produktblad/Anläggningscement,nov2003.pdf
- Elbaek Andersen, M (1997): *HETEK: control of early age cracking in concrete : phase 8: modelling of support conditions*. Vejdirektoratet, VD rapport ; 98, Danmark, 43 pp.
- Elvhage, M, Johansson, N, Olevik, J (1995): *Kantbalk med ny teknik – framtida reparationsbehov*. Institutionen för byggt teknik, Chalmers tekniska högskola, Göteborg, 112 pp.
- Emborg M. (1989): *Thermal Stresses in Concrete Structures at Early Ages*. Ph. D. Thesis. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Luleå Tekniska Universitet, Publikation no 1989:73, Luleå, 285 pp.
- Emborg, M, Bernander, S, Ekerfors, K, Groth, P, Hedlund, H (1997): *Temperatursprickor i betongkonstruktioner – Beräkningsmetoder för hydrations-spänningar och diagram för några vanliga typfall, Del A*. Avdelningen för Konstruktionsteknik, Luleå Tekniska Universitet, 1997:02, Luleå, 34 pp.
- Engström, B (2004): *Restraint cracking of reinforced concrete structures*. Institutionen för mekanik och konstruktion, Chalmers tekniska högskola, Educational 04:3, Göteborg, 111 pp.
- © *Eniro Sverige AB*. Hämtad från <http://www.gulasidorna.se> 2005-01-31
- Eniro Sverige AB innehar, om inte annat anges, upphovsrätten till allt material på denna sajt. Materialet får emellertid kopieras och distribueras till tredje part för enskilt bruk under förutsättning att denna sajt anges som källa på kopian av materialet och med bifogande av detta copyrightmeddelande.
- Ovan nämnda rätt att använda material på denna sajt inkluderar inte rätten att infoga materialet i annan publikation eller annat verk, oavsett medieform. Material från denna sajt får under inga omständigheter användas, kopieras eller distribueras i något kommersiellt syfte.
- Läs mer på eniro.com
- Eurocode 2: *Design of concrete structures – Material properties*. ENV 1992-1-1
- Keyes, D, Sindler, J (2004): *Restrained shrinkage, creep and cracking of concrete at early age*, Institutionen för mekanik och konstruktion, Chalmers tekniska högskola, Master's Thesis 04:12, Göteborg, 71 pp.
- Svensk Byggtjänst (1997): *Betonghandbok – Material, andra utgåvan*. AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm, 1127 pp.

Svensk Byggtjänst (1983): *Betonghandbok – Konstruktion, andra upplagan*. AB Svensk Byggtjänst, Stockholm, 778 pp

Svensk Byggtjänst (1992): *Betonghandbok – Arbetsutförande, andra reviderade utgåvan*. AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm, 837 pp

Sveriges meteorologiska och hydrologiska institut (1995): *Klimat, sjöar och vattendrag*. Sveriges Nationalatlas Förlag (SNA), Italien, 176 pp.

Vägverket (1994): *BRO Inspektionshandboken*. Vägverket, Division Väg & Trafik, Borlänge, 158 pp.

Vägverket (2004): *Standard-, grupp- och typritningar version 2004-09-07, Förhöjd kantbalk 584:1T-m, rev C, Inte förhöjd kantbalk 584:1T-n, rev C, Försänkt kantbalk 584:1T-o, rev C*. Hämtad från http://www.vv.se/templates/page3wide___9904.aspx

Muntliga referenser:

Christensson (2005), Björn Christensson, Banverket

Grefstad K A (2005), Knut A Grefstad, Statens Vegvesen, Norge

Henriksen, C (2005), Carsten Henriksen, Vejdirektoratet, Danmark

Martin Nilsson, Byggekonstruktion, Luleå tekniska universitet (2005)

Ralf Nitsche, Bilfinger Berger AG (2004)

Thunstedt (2005), Per Thunstedt, Vägverket

**1-602, Bro över väg E6, Kärramotet
Göteborgs stad**

**Arbetsbeskrivning, åtgärder för begränsning av risken för
temperatursprickor:**

Datum 2004-04-13

Rev A enl rev PM 2004-03-19

FB Engineering AB

k:\uppdrag\1650494\14-bsk\bsk802.doc/i

HUVUDKONTOR/HEAD OFFICE

Adress/ Address: Skärgårdsgatan 1
Box 12076
SE-402 41 GÖTEBORG


Telefon/Telephone: +46 (0)31-775 10 00
Telefax/Fax: +46 (0)31-12 20 63

Göteborg · Karlstad · Kristianstad · Linköping · Luleå · Malmö · Stenungsund · Stockholm · Vänersborg

INNEHÅLLSFÖRTECKNING**Sid**

1	ALLMÄNT	2
2	DEFINITIONER	2
3	FÖRUTSÄTTNINGAR	2
3.1	Generella krav	2
3.2	Kylning	3
4	UTFÖRANDE.....	3
4.1	T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 7°C (ingen kylning)	3
4.2	T_{luft} alternativt T_{mot} större än 7°C (kylning)	3
4.3	Återställande	4

Bilaga 1: Detalj montering av termoelement

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 2(4)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject 1-602, Bro över väg E6, Kärramotet	Dokumentnr / Document No. 160190-16-04-BSK802	Rev. A
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO	Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2004-02-13	Rev.dat. / Date of rev. 2004-03-19

**Ansvarig /
Bevakas**

1 ALLMÄNT

Arbetsbeskrivningen avser åtgärder vid gjutning av kantbalkar/breddning för undvikande av temperatursprickor.

Som underlag till arbetsbeskrivningen ligger en utredning om gjutning av kantbalk vid utbyte på befintlig bro upprättad av Martin Nilsson på Luleå tekniska universitet.

Om nedanstående förutsättningar och utförande ej kan innehållas kontaktas beställaren för förslag till åtgärd.


2 DEFINITIONER


- T_{luft} : Vi avser här lufttemperaturen kring konstruktionen under de första 7 dyggen efter gjutning. Temperaturen kan erhållas genom intäckning och eventuellt uppvärmning av formen.
- T_{mot} : Vi avser här motgjuten konstruktions medeltemperatur under de första 7 dyggen efter gjutning
- T_{gjut} : avser betongmassans temperatur i form efter bearbetning.
- T_{vatten} : avser kylvattnets temperatur.
- T_{btg} : avser betongmassans temperatur under härdningsförloppet.


3 FÖRUTSÄTTNINGAR

3.1 Generella krav

- Se ritning 352/04-5202.
- Cementshalt, maximalt 430 kg/m³.
- 22 mm isolerad brädform.
- T_{luft} : Får inte underskrida +4°C. Temperaturen skall registreras kontinuerligt.

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBEKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 3(4)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject 1-602, Bro över väg E6, Kärramotet	Dokumentnr / Document No. 160190-16-04-BSK802	Rev. A
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO	Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2004-02-13	Rev.dat. / Date of rev. 2004-03-19
			Ansvarig / Bevakas
<ul style="list-style-type: none"> • T_{mot}: Får inte underskrida $+3^{\circ}\text{C}$. Temperaturerna skall registreras kontinuerligt. • $T_{gjut} \leq T_{luft}$. Om $T_{luft} < 18^{\circ}\text{C}$ kan T_{gjut} stanna vid 18°C. Temperaturen skall registreras. • Varje enskild gjutetapp förses med kylrör utefter hela etappens längd enligt bilaga 1. • Gjutlängd enligt arbetsritning 352/04-5202. • Formrivning får ske tidigast efter 7 dygn. • 3 x 2 temperaturgivare installeras enligt bilaga 1 i varje gjutetapp och temperaturen T_{btg} registreras kontinuerligt i minst 7 dygn. 			
3.2 Kylning			
<ul style="list-style-type: none"> • Kylrören skall vara av stål och ha diameter $\varnothing 25$. Kylrören skall provtryckas innan gjutning för kontroll av kylslingans täthet. • Vid en förväntad T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 7°C utförs ingen kylning. • Temperaturen på in- och utgående kylvatten skall mätas kontinuerligt. Ingående kylvatten skall ligga mellan $8 - 15^{\circ}\text{C}$ och differensen mellan in- och utgående kylvatten skall inte överskrida 3°C. • Kylvattenflödet skall styras så att kravet på maximal temperaturdifferens enligt ovan uppfylls. Anläggningen skall ha en kapacitet på 40 l/min. 			
4 UTFÖRANDE			
4.1 T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 7°C (ingen kylning)			
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen kylning sätts in initialt. T_{btg} registreras, var tredje timme avläses värdena och skulle temperaturen överstiga 25°C påbörjas kylning. • Kylningen avslutas i enlighet med punkt 4.2. • Nygjutna delens överytan skall isoleras. 			
4.2 T_{luft} alternativt T_{mot} större än 7°C (kylning)			
<ul style="list-style-type: none"> • Kylningen påbörjas i anslutning till att betongen appliceras i formen. 			

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 4(4)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject 1-602, Bro över väg E6, Kärramotet Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Dokumentnr / Document No. 160190-16-04-BSK802	Rev. A
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO		Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2004-02-13	Rev.dat. / Date of rev. 2004-03-19
			Ansvarig / Bevakas
<ul style="list-style-type: none"> • Registrerade temperaturer T_{btg} skall avläsas var tredje timme. När maximaltemperaturen har passerats med 5°C avbryts kylningen. Skulle temperaturen nu stiga över tidigare maximum påbörjas kylningen på nytt. Den bryts igen när temperaturen sjunkit till 5°C under tidigare temperaturmaximum. 			
4.3 Återställande			
<ul style="list-style-type: none"> • Efter att betongen härdat injekteras kylrören med cementbruk. Injekteringen utförs enligt BRO 2002 bilaga 4-7. Om risk för frysning föreligger bör kylslingorna tömmas från vatten efter avslutad kylning. • Ingen del av obehandlat kylrör får ligga närmare någon betongyta än 55 mm i permanent konstruktion. 			

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 5(4)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject 1-602, Bro över väg E6, Kärramotet Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Dokumentnr / Document No. 160190-16-04-BSK802	Rev. A
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO		Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2004-02-13	Rev.dat. / Date of rev. 2004-03-19
			Ansvarig / Bevakas

O 497, Bro över Källösund mellan Stenungsön och Källön å väg 160, Västra Götalands län**Arbetsbeskrivning, åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor:****ARBETSBESKRIVNING TEMPERATURSPRICKOR O 497 NR 1****GODTAGEN AV VÄGVERKET, AVDELNING BRO OCH TUNNEL, ENLIGT BREV DATERAT 2003-02-12 MED DIARIENUMMER O 497 2002:1258**

Rev.	Avser	Egenkontr. (Sign/Dat.)	Granskad (Sign/Dat.)	Godkänd (Sign/Dat.)
------	-------	------------------------	----------------------	---------------------

Upprättad av Thomas Darholm	Egenkontr. (Sign/Dat.) TD/02-11-15	Justerad efter gransk. (Sign/Dat.) TD/02-11-20
Uppdragsledare Thomas Darholm	Interngranskare TS	Granskad (Sign/Datum) TS/02-11-19
Teknikansvarig Thomas Darholm	Dokumentnummer 1650494-16-04-BSK802	


FB Engineering AB

k:\uppdrag\1650494\16-prj\04-bsk\bsk802.docx

HUVUDKONTOR/HEAD OFFICE

Adress/ Address: Skärgårdsgatan 1
Box 12076
SE-402 41 GÖTEBORGTelefon/Telephone: +46 (0)31-775 10 00
Telefax/Fax: +46 (0)31-12 20 63

Göteborg · Karlstad · Kristianstad · Linköping · Luleå · Malmö · Stenungsund · Stockholm · Vänersborg

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 1(5)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject O 497, bro över Källösund mellan Stenungsön och Källön å väg 160.	Dokumentnr / Document No. 1650494-16-04-BSK802	Rev.
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO	Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2002-11-08	Rev.dat. / Date of rev.


**Ansvarig /
Bevakas**

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

Sid

1	ALLMÄNT	2
2	DEFINITIONER	2
3	FÖRUTSÄTTNINGAR	2
3.1	Generella krav	2
3.2	Kylning	3
4	UTFÖRANDE	3
4.1	T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 8°C (ingen kylning)	3
4.2	T_{luft} alternativt T_{mot} större än 8°C (kylning)	3
4.3	Återställande	4

Bilaga 1: Skiss kylrör

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 2(5)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject O 497, bro över Källösund mellan Stenungsön och Källön å väg 160.	Dokumentnr / Document No. 1650494-16-04-BSK802	Rev.
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO	Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2002-11-08	Rev.dat. / Date of rev.

**Ansvarig /
Bevakas**

1 ALLMÄNT

Arbetsbeskrivningen avser åtgärder vid gjutning av kantbalkar för undvikande av temperatursprickor.

Som underlag till arbetsbeskrivningen ligger en utredning om gjutning av kantbalk vid utbyte på befintlig bro upprättad av Martin Nilsson på Luleå tekniska universitet.

Om nedanstående förutsättningar och utförande ej kan innehållas kontaktas beställaren för förslag till åtgärd.


2 DEFINITIONER


- T_{luft} : Vi avser här lufttemperaturen kring konstruktionen under de första 7 dyggen efter gjutning. Temperaturen kan erhållas genom intäckning och eventuellt uppvärmning av formen.
- T_{mot} : Vi avser här motgjuten konstruktions medeltemperatur under de första 7 dyggen efter gjutning
- T_{gjut} : avser betongmassans temperatur i form efter bearbetning.
- T_{vatten} : avser kylvattnets temperatur.
- T_{btg} : avser betongmassans temperatur under härdningsförloppet.

3 FÖRUTSÄTTNINGAR

3.1 Generella krav

- Se ritning O 497:002.
- Cementshalt, maximalt 460 kg/m³.
- 22 mm isolerad brädform.
- T_{luft} : Får inte underskrida +5°C. Temperaturen skall registreras kontinuerligt.

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBESKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 3(5)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject O 497, bro över Källösund mellan Stenungsön och Källön å väg 160.	Dokumentnr / Document No. 1650494-16-04-BSK802	Rev.
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO	Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2002-11-08	Rev.dat. / Date of rev.
			Ansvarig / Bevakas
<ul style="list-style-type: none"> • T_{mot}: Får inte underskrida $+3^{\circ}\text{C}$. Temperaturerna skall registreras kontinuerligt. • T_{gjut} skall ligga mellan $10 - 15^{\circ}\text{C}$. Temperaturen skall registreras. • Varje enskild gjutetapp förses med kylrör utefter hela etappens längd enligt bilaga 1. • Gjutlängd enligt arbetsritning O497:002. • Formrivning får ske tidigast efter 7 dygn. • 3 x 2 temperaturgivare installeras enligt bilaga 1 i varje gjutetapp och temperaturen T_{btg} registreras kontinuerligt i minst 7 dygn. 			
3.2 Kylning			
<ul style="list-style-type: none"> • Kylrören skall vara av stål och ha diameter $\varnothing 25$. Kylrören skall provtryckas innan gjutning för kontroll av kylslingans täthet. • Vid en förväntad T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 8°C utförs ingen kylning. • Temperaturen på in- och utgående kylvatten skall mätas kontinuerligt. Ingående kylvatten skall ligga mellan $8 - 15^{\circ}\text{C}$ och differensen mellan in- och utgående kylvatten skall inte överskrida 2°C. • Kylvattenflödet skall styras så att kravet på maximal temperaturdifferens enligt ovan uppfylls. Anläggningen skall ha en kapacitet på 40 l/min. 			
4 UTFÖRANDE			
4.1 T_{luft} alternativt T_{mot} mindre än 8°C (ingen kylning)			
<ul style="list-style-type: none"> • Ingen kylning sätts in initialt. T_{btg} registreras, var tredje timme avläses värdena och skulle temperaturen överstiga 25°C påbörjas kylning. • Kylningen avslutas i enlighet med punkt 4.2. • Kantbalkensövertytan skall isoleras. 			
4.2 T_{luft} alternativt T_{mot} större än 8°C (kylning)			
<ul style="list-style-type: none"> • Kylningen påbörjas i anslutning till att betongen appliceras i formen. • Registrerade temperaturer T_{btg} skall avläsas var tredje timme. När maximaltemperaturen har passerats med 5°C avbryts kylningen. Skulle 			

	Dokumenttyp / Type of document ARBETSBEKRIVNING	Kapitel / Chapter	Sida nr / Page No. 4(5)
	Projekt, Uppdrag, Ärende / Project, Assignment, Subject O 497, bro över Källösund mellan Stenungsön och Källön å väg 160. Åtgärder för begränsning av risken för temperatursprickor.	Dokumentnr / Document No. 1650494-16-04-BSK802	Rev.
Fackområde, Avd / Discipline, Dept BRO		Utfärdare / Issuer Thomas Darholm	
		Datum / Date 2002-11-08	Rev.dat. / Date of rev.

**Ansvarig /
Bevakas**

temperaturen nu stiga över tidigare maximum påbörjas kylningen på nytt. Den bryts igen när temperaturen sjunkit till 5°C under tidigare temperaturmaximum.

4.3 Återställande

- Efter att betongen härdat injekteras kylrören med cementbruk. Injekteringen utförs enligt BRO 94 bilaga 9-1. Om risk för frysning föreligger bör kylslingorna tömmas från vatten efter avslutad kylning.
- Ingen del av obehandlat kylrör får ligga närmare någon betongyta än 55 mm i permanent konstruktion.

Bilaga C

Korrigerig av mätvärden från trådtöjningsgivare

Full samverkan antas mellan betongen och armeringen, det vill säga den uppmätta ståltöjningen, ε_s , motsvarar betongens töjning, ε_c .

Ståltöjningen korrigeras enligt

$$\varepsilon_s = m - \Delta m_1 - \Delta m_2 - \Delta m_3 \quad (\text{C1})$$

där	m	=	trådtöjningsgivarens mätvärde
	Δm_1	=	inverkan från kantbalkens temperatur
	Δm_2	=	inverkan av brobaneplattans temperaturrörelser
	Δm_3	=	inverkan av last

Inverkan av kantbalkens temperatur

Trådtöjningsgivarens mätvärde m motsvarar armeringsstångens töjning ε_s om omgivande betong har temperaturen +20 °C. Den avvikelse som uppkommer i givarens värde då temperaturen skiljer sig från +20 °C beräknas enligt

$$\Delta m_1 = -2.94 \cdot 10^1 + 2.32 \cdot T^1 - 4.60 \cdot 10^{-2} \cdot T^2 + 1.67 \cdot 10^{-4} \cdot T^3 + 5.00 \cdot 10^{-7} \cdot T^4$$

T är omgivande temperatur vilken har satts lika med den utvärderade medeltemperaturen i kantbalken $T_{m(K)}$ för den kylda delen och $T_{m(IK)}$ för den icke kylda delen.

Inverkan av brobaneplattans temperaturrörelser

Eftersom enbart rörelser på grund av temperaturutvecklingen vid härdning och kantbalkens krympning var av intresse har temperaturrörelser i brobaneplattans till följd av variationer i omgivningens temperatur dragits bort med

$$\Delta m_2 = \alpha_{cT} \cdot \Delta T$$

α_{cT}	är termisk längdutvidgningskoefficient för betong och satt till $10 \cdot 10^{-6}$ (°C)
ΔT	temperaturvariation i broplattan beräknad från lufttemperaturens dygns-variation

Värden på Δm_2 redovisas i tabell C1.

Tabell C1 Töjningskorrigering, Δm_2 , till följd av temperaturrelse i brobanepattan på grund av variation av omgivningens temperatur (positivt värde är lika med drag).

Datum	Lufttemperatur [°C]	Δm_2 [$\mu\text{m}/\text{m}$]
2004-10-15 15:30	9,3	0
2004-10-15 17:00	8,9	-4
2004-10-15 19:00	8,6	-7
2004-10-15 21:15	8,3	-10
2004-10-15 23:00	8,5	-8
2004-10-15 01:00	8,2	-11
2004-10-16 10:15	9	-3
2004-10-16 12:00	9,6	3
2004-10-16 14:00	10,4	11
2004-10-16 16:00	10,6	13
2004-10-16 18:00	10	7
2004-10-17 10:30	8,9	-4
2004-10-17 14:15	9	-3
2004-10-17 16:00	9,1	-2
2004-10-17 18:00	8,6	-7
2004-10-18 10:45	9,3	0
2004-10-18 12:00	9,7	4
2004-10-18 13:00	9,4	1
2004-10-19 10:00	7,3	-20
2004-10-19 11:30	8,20	-11
2004-10-19 14:00	8,9	-4
2004-10-19 16:00	8,7	-6
2004-10-20 11:30	8,3	-10
2004-10-20 13:00	9,1	-2
2004-10-20 14:00	9,3	0
2004-10-20 15:00	9,3	0
2004-10-20 16:00	9,1	-2
2004-10-20 17:00	8,9	-4
2004-10-21 10:00	8,8	-5
2004-10-21 12:00	9,1	-2
2004-10-21 14:00	10,1	8
2004-10-21 16:00	12	27
2004-10-21 17:00	11,6	23
2004-10-22 08:30	11,1	18
2004-10-24 10:00	8	-13
2004-10-26 13:00	11,8	25
2004-11-17 12:15	0,5	-88
2004-11-30 11:00	6,5	-28
2005-01-19 13:00	2,7	-66

Inverkan av last

Inverkan från statiska trafikklaster i form av kranbil, ställningsvagn och lastbil har beräknats med hjälp av systemberäkningar för Källösundsbron framtagna på FB

Engineering. I tabell C2 ges ett utdrag från tvärsnittsdata använda i systemberäkningarna.

Tabell C2 Tvärsnittsdata från ett förenklat tvärsnitt. Stöd avser pelaren närmast Stenungsöns landfäste och avståndet från dess centrumlinje mot landfästet. Tvärsnittets tyngdpunkt är t_p , u_k och o_k står för underkant respektive överkant i tvärsnittet.

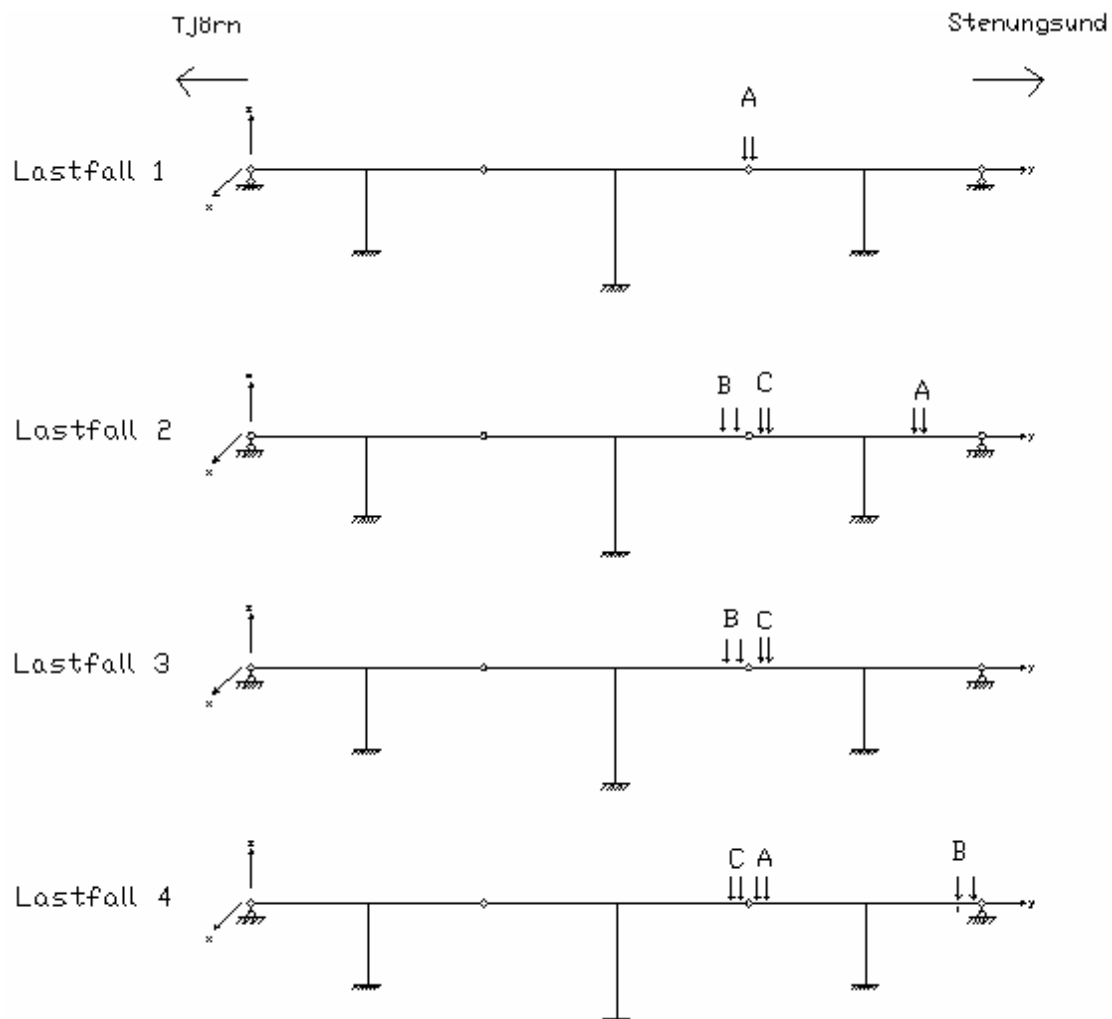
Snitt	Lägeskoordinat för	Avstånd	I_{cx}	Tvärsnittshöjd	Avstånd	Avstånd
	studerat snitt från stöd [m]	från stöd [m]	[m ⁴]	[m]	från u_k till t_p [m]	från o_k till t_p [m]
		20,5	13,45	3,81	2,22	1,59
F	23,3	23,5	9,79	3,38	2,00	1,38
E	26,4	26,5	7,08	3,00	1,81	1,19
D	29,5	29,5	5,28	2,66	1,62	1,05
C	32,05	32,5	3,97	2,37	1,44	0,92
B	35,25	34	3,47		1,37	
A	38,45	35,5	3,02	2,12	1,30	0,82
		38,5	2,37	1,92	1,18	0,74

Utifrån dessa värden interpolerades värden på tröghetsmomentet I_x och avståndet från tyngdpunkten, t_p , till trådtöjningsgivarnas position, z , fram i aktuellt snitt, se tabell C3.

Tabell C3 Uppskattade värden på I_x och z .

Snitt	Avstånd från o_k till t_p [m]	I_x [m ⁴]	z [m]
A	0,75	2,38	0,69
B	0,83	3,10	0,78
C	0,94	4,16	0,89
D	1,05	5,28	0,99
E	1,19	7,17	1,14
F	1,39	10,04	1,34

Totalt fyra lastfall har analyserats för fem olika tidpunkter, se figur C1 och tabell C4.



Figur C1. De olika lastfallen som uppmätta töjningsvärden har korrigerats för. Lasterna är A = lastbil, B = ställningsvagn och C = kranbil.

Tabell C4 Laster från den kranbil, lastbil och ställningsvagn.

	Kranbil	Lastbil	Ställningsvagn
Centrumavstånd hjulaxel [m]	4	4	6
Last från framaxel [kN]	60	60	76,21
Last från bakaxel [kN]	90	60	109,91

I samtliga fall är kranbilens framaxel åt väster och ställningsvagnens framaxel mot väster.

Betongspänningen på trådtöjningsgivarens nivå från dessa laster beräknades med Naviers formel

$$\sigma_{cx} = \frac{M_x}{I_{cx}} \cdot z$$

Töjningen, ε_c , beräknades enligt Hooke's lag

$$\varepsilon_c = \frac{\sigma_{cx}}{E_{cm}}$$

där ε_c motsvarar Δm_3

Eventuell inverkan från normalkraft på grund av friktion i lagren har försumrats. Negativt moment i tabell C5-C9 betyder dragen överkant, ök, och därmed en dragtöjning på trådtöjningsgivarens nivå.

Tabell C5 Beräknat töjningstillskott i trådtöjningsgivare på grund av last, lastfall 1.

Lastfall 1	Kl. 16.00 tors 21/10 (ej givare 12)			
Snitt	M_x [kNm]	E_{cm} [MPa]	σ_{cx} [Pa]	ε_c [$\mu\text{m}/\text{m}$]
A	-489,6	25803	0,143	5,5
B	-625,2	25803	0,158	6,1
C	-760,8	25803	0,163	6,3
D	-868,9	26353	0,164	6,2
E	-1000,3	26353	0,159	6,0
F	-1131,7	26353	0,151	5,7

Tabell C6 Beräknat töjningstillskott i trådtöjningsgivare på grund av last, lastfall 2.

Lastfall2	Kl. 17.00 tors 21/10			
Snitt	M_x [kNm]	E_{cm} [MPa]	σ_{cx} [Pa]	ε_c [$\mu\text{m}/\text{m}$]
A	-883,9	25803	0,258	10,0
B	-1128,7	25803	0,285	11,0
C	-1373,5	25803	0,294	11,4
D	-1568,6	26353	0,295	11,2
E	-1841,7	26353	0,294	11,1
F	-2264,9	26353	0,303	11,5

Tabell C7 Beräknat töjningstillskott i trådtöjningsgivare på grund av last, lastfall 2.

Lastfall2	Kl. 08.30 fre 22/10			
Snitt	M_x [kNm]	E_{cm} [MPa]	σ_{cx} [Pa]	ε_c [$\mu\text{m}/\text{m}$]
A	-883,9	26216	0,258	9,8
B	-1128,7	26216	0,285	10,9
C	-1373,5	26216	0,294	11,2
D	-1568,6	26623	0,295	11,1
E	-1841,7	26623	0,294	11,0
F	-2264,9	26623	0,303	11,4

Tabell C8 Beräknat töjningstillskott i trådtöjningsgivare på grund av last, lastfall 3.

Lastfall3	Kl. 10.00 sön 24/10			
Snitt	M_x [kNm]	E_{cm} [MPa]	σ_{cx} [Pa]	ϵ_c [$\mu\text{m}/\text{m}$]
A	-1328,7	26757	0,388	14,5
B	-1696,8	26757	0,428	16,0
C	-2064,9	26757	0,441	16,5
D	-2358,2	27023	0,444	16,4
E	-2714,8	27023	0,433	16,0
F	-3071,4	27023	0,411	15,2

Tabell C9 Beräknat töjningstillskott i trådtöjningsgivare på grund av last, lastfall 4.

Lastfall4	Kl. 13.00 tis 26/10			
Snitt	M_x [kNm]	E_{cm} [MPa]	σ_{cx} [Pa]	ϵ_c [$\mu\text{m}/\text{m}$]
A	-231,6	27418	0,068	2,5
B	-684,4	27418	0,173	6,3
C	-1137,1	27418	0,243	8,9
D	-1497,9	27548	0,282	10,2
E	-1936,4	27548	0,309	11,2
F	-2375,0	27548	0,317	11,5

I tabell C9a och C9b redovisas erhållna värden vid mätning, se till exempel TAI som motsvarar trådtöjningsgivare 1 i snitt A också benämnd m_{AI} enligt ekvation (C1). ΔTAI är skillnaden mellan det första mätvärdet och aktuellt mätvärde korrigerat för inverkan av kantbalkens temperatur, brobaneplattans temperaturrörelser och last.

Tabell C9a *Erhållet mätresultat och töjningsdifferensen mellan aktuellt korrigerat värde och första erhållna mätvärdet. $T_{M(K)}$ anger betongens medeltemperatur i den kylda delen använd vid korrigering för inverkan av kantbalkens temperatur.*

Tid	$T_{m(K)}$ [°C]	TAI [µm/m]	ΔTAI [µm/m]	$TB1$ [µm/m]	$\Delta TB1$ [µm/m]	$TB2$ [µm/m]	$\Delta TB2$ [µm/m]	$TC1$ [µm/m]	$\Delta TC1$ [µm/m]
2004-10-15 15:30	15,79	25891	3,5	25274	3,5	25183	3,5	24204	3,5
2004-10-15 17:00	15,48	25996	112,9	25278	11,9	25185	9,9	24213	16,4
2004-10-15 19:00	14,73	25925	45,1	25284	21,6	25188	16,1	24218	25,6
2004-10-15 21:15	14,01	25918	41,9	25279	20,4	25182	14,4	24212	23,4
2004-10-15 23:00	13,43	25936	59,1	25280	20,1	25180	11,1	24209	19,1
2004-10-15 01:00	12,92	25919	45,7	25282	25,2	25180	14,7	24208	21,2
2004-10-16 10:15	11,71	25884	3,8	25232	-30,7	25134	-38,2	24182	-11,2
2004-10-16 12:00	11,78	25868	-17,8	25233	-36,3	25130	-48,3	24173	-25,8
2004-10-16 14:00	12,27	25849	-45,5	25220	-57,5	25123	-64,0	24160	-48,0
2004-10-16 16:00	12,01	25858	-38,1	25226	-53,1	25128	-60,1	24168	-41,1
2004-10-16 18:00	12,7	25862	-29,5	25233	-41,0	25131	-52,0	24174	-30,0
2004-10-17 10:30	10,49	25852	-25,1	25219	-41,1	25099	-70,1	24153	-37,1
2004-10-17 14:15	10,77	25848	-31,0	25215	-47,0	25094	-77,0	24149	-42,5
2004-10-17 16:00	10,78	25847	-33,0	25215	-47,5	25091	-81,0	24149	-43,5
2004-10-17 18:00	10,68	25851	-23,3	25218	-39,3	25092	-74,3	24152	-35,8
2004-10-18 10:45	9,1	25873	-6,0	25250	-12,0	25107	-64,0	24180	-12,0
2004-10-18 12:00	9,01	25860	-22,9	25237	-28,9	25093	-82,4	24159	-36,9
2004-10-18 13:00	9,07	25849	-31,0	25225	-38,0	25088	-84,0	24157	-36,0
2004-10-19 10:00	7,75	25874	17,1	25253	13,1	25096	-52,9	24183	13,1
2004-10-19 11:30	8,54	25861	-6,1	25242	-8,1	25091	-68,6	24174	-6,1
2004-10-19 14:00	8,54	25850	-25,2	25243	-14,7	25097	-70,2	24182	-5,7
2004-10-19 16:00	8,54	25862	-10,4	25256	0,1	25103	-61,9	24188	2,6
2004-10-20 11:30	8,79	25874	5,7	25259	7,7	25090	-70,8	24187	5,7
2004-10-20 13:00	8,79	25872	-5,0	25252	-8,0	25087	-82,0	24178	-12,0
2004-10-20 14:00	8,79	25884	4,7	25252	-10,8	25089	-82,8	24178	-14,8
2004-10-20 15:00	8,79	25890	10,2	25257	-5,3	25094	-77,8	24182	-10,8
2004-10-20 16:00	8,79	25898	21,0	25266	6,0	25102	-67,0	24192	1,5
2004-10-20 17:00	8,79	25911	36,3	25276	17,8	25109	-57,7	24199	11,3
2004-10-21 10:00	10,29	25931	57,4	25274	17,4	25102	-64,1	24200	13,4
2004-10-21 12:00	10,29	25910	33,0	25270	10,0	25097	-72,5	24198	8,0
2004-10-21 14:00	10,29	25919	30,0	25265	-6,5	25097	-83,5	24191	-10,5
2004-10-21 16:00	10,29	25893	-23,2	25226	-73,7	25067	-141,7	24151	-78,4
2004-10-21 17:00	10,29	25902	-13,6	25245	-54,6	25084	-125,1	24166	-64,0
2004-10-22 08:30	11,3	25870	-40,3	25242	-51,8	25070	-132,8	24165	-59,1
2004-10-24 10:00	10,62	25984	105,2	25282	18,2	25097	-75,8	24196	1,7
2004-10-26 13:00	10,89	25826	-84,3	25227	-70,2	25084	-122,2	24155	-75,2
2004-11-17 12:15	4,32			25432	274,3	25223	156,3	24334	245,8
2004-11-30 11:00	6,84			25315	85,2	25124	-15,3	24229	69,2
2005-01-19 13:00	1,5			25442	257,5	25188	94,0	24329	214,5

Tabell C9a Erhållet mätresultat och töjningsdifferensen mellan aktuellt korrigerat värde och första erhållna mätvärdet. $T_{M(IK)}$ anger betongens medeltemperatur i den kyllda delen använd vid korrigering för inverkan av kantbalkens temperatur.

Tid	$T_{M(IK)}$ [°C]	TD1 [µm/m]	ΔTD1 [µm/m]	TD2 [µm/m]	ΔTD2 [µm/m]	TE1 [µm/m]	ΔTE1 [µm/m]	TE2 [µm/m]	ΔTE2 [µm/m]	TF1 [µm/m]	ΔTF1 [µm/m]	TF2 [µm/m]	ΔTF2 [µm/m]
2004-10-15 15:30	20,69	24859	-0,5	24776	-0,5	24135	-0,5	23357	-0,5	25295	-0,5	25725	-0,5
2004-10-15 17:00	20,28	24874	18,3	24785	12,8	24151	19,8	23369	15,8	25295	3,8	25728	6,3
2004-10-15 19:00	19,74	24887	34,7	24791	22,2	24162	34,2	23375	25,2	25301	13,2	25733	14,7
2004-10-15 21:15	19	24880	31,7	24790	24,7	24161	36,7	23372	25,2	25289	4,2	25719	4,7
2004-10-15 23:00	18,39	24880	29,7	24790	23,2	24162	36,2	23374	25,7	25291	5,2	25722	6,2
2004-10-15 01:00	17,71	24874	27,8	24788	24,3	24167	44,8	23376	31,8	25290	7,3	25719	6,3
2004-10-16 10:15	14,4	24826	-25,0	24766	-2,0	24161	33,5	23338	-11,5	25281	-6,5	25714	-3,5
2004-10-16 12:00	14,09	24819	-38,1	24765	-8,6	24156	22,9	23335	-19,6	25282	-11,1	25713	-9,6
2004-10-16 14:00	13,81	24806	-58,3	24758	-23,3	24144	3,7	23332	-30,8	25276	-24,3	25708	-22,3
2004-10-16 16:00	13,68	24817	-49,7	24767	-16,7	24153	10,8	23339	-25,2	25281	-21,2	25713	-19,2
2004-10-16 18:00	13,79	24826	-34,8	24771	-6,3	24166	29,2	23347	-11,3	25287	-9,3	25719	-7,3
2004-10-17 10:30	11,49	24813	-33,9	24757	-6,4	24165	42,6	23331	-13,4	25281	-1,4	25609	-103,4
2004-10-17 14:15	11,19	24809	-38,0	24755	-9,5	24164	41,0	23327	-18,0	25277	-6,0	25707	-6,0
2004-10-17 16:00	11,09	24807	-40,9	24756	-8,9	24167	42,6	23329	-17,4	25276	-7,9	25702	-11,9
2004-10-17 18:00	10,96	24812	-40,0	24758	-11,0	24173	44,5	23332	-18,5	25279	-9,5	25705	-13,0
2004-10-18 10:45	9,01	24839	-7,9	24787	22,6	24206	82,6	23358	12,6	25293	10,1	25722	8,6
2004-10-18 12:00	8,89	24816	-35,2	24771	3,3	24183	55,8	23340	-8,7	25275	-11,7	25702	-14,7
2004-10-18 13:00	9,21	24813	-35,7	24766	0,3	24180	55,8	23338	-8,2	25277	-7,7	25701	-13,2
2004-10-19 10:00	7,61	24849	23,8	24785	43,3	24219	117,8	23364	41,3	25288	26,8	25713	22,3
2004-10-19 11:30	10,5	24831	-7,1	24778	22,9	24199	84,9	23352	15,9	25281	6,9	25705	0,9
2004-10-19 14:00	10,5	24825	-20,1	24881	118,4	24204	82,9	23357	13,4	25284	2,4	25712	0,9
2004-10-19 16:00	10,5	24838	-5,1	24788	27,4	24208	88,9	23361	19,4	25288	8,9	25718	8,4
2004-10-20 11:30	9,5	24833	-5,1	24772	17,4					25278	4,4	25704	0,4
2004-10-20 13:00	9,5	24820	-25,6	24771	7,9					25273	-8,6	25701	-11,1
2004-10-20 14:00	9,5	24820	-27,6	24773	7,9					25276	-8,1	25703	-11,1
2004-10-20 15:00	9,5	24826	-21,6	24782	17,4					25279	-4,6	25707	-7,1
2004-10-20 16:00	9,5	24834	-12,1	24788	24,9					25284	2,4	25713	0,9
2004-10-20 17:00	9,5	24846	1,9	24797	35,9					25292	12,4	25720	10,4
2004-10-21 10:00	9	24844	2,1	24794	35,1					25290	11,6	25716	8,1
2004-10-21 12:00	9	24843	-2,4	24790	28,1					25288	7,1	25715	4,1
2004-10-21 14:00	9	24827	-27,9	24783	11,1					25291	0,1	25712	-8,9
2004-10-21 16:00	9	24790	-90,1	24752	-45,1					25252	-63,6	25683	-56,9
2004-10-21 17:00	9	24706	-175,1	24771	-27,6					25259	-58,4	25686	-61,4
2004-10-22 08:30	9	24808	-68,0	24768	-25,5					25264	-48,2	25690	-52,2
2004-10-24 10:00	9,5	24847	-4,1	24787	18,9					24049	-1237,3	25501	-214,8
2004-10-26 13:00	10	24816	-67,6	24781	-19,6					24545	-775,9	24695	-1055,9
2004-11-17 12:15	1	25009	265,1	24904	243,1					24740	-439,9	24802	-808,4
2004-11-30 11:00	6,9	24889	73,5	24807	74,0					24640	-611,5	24722	-960,0
2005-01-19 13:00	1,5	24986	219,0	24873	188,5					24723	-480,5	24876	-757,0

Bilaga D

Uppskattning av brobaneplattans krympningsbehov under ett år, 2004 -2005

Indata

Medelvärde lufttemperatur, 1961 -1990

$$T_m = 6,79 \text{ }^\circ\text{C}$$

Medelvärde relativ fuktighet

$$(RH)_m = 78 \%$$

Luftens medeltemperatur är beräknad utifrån månadernas medeltemperatur under åren 1961 - 1990, se Sveriges Nationalatlas (1995). $(RH)_m$ är satt till medelvärdet för perioden oktober 2003 – april 2004 vid Tjörnbron.

Den fria krympningen av konsoldelen mot vilken kantbalken är gjuten har uppskattats. Konsolen kan liknas med en platta med enkelsidig uttorkning då ovsidan är täckt av beläggning.

Då konsoldelens höjd varierar har ett medelvärde uppskattats från delens höjd vid kantbalken (ca 0,15 m) och vid lådan (0,307m) vilket ger ett medelvärde på $h = 0,23\text{m}$.

Beräkning

$$k_s \cdot h_m = 2h = 0,46\text{m}$$

(tabell 15.5:2)

Referenskrämpningen har approximativt satts till

$$\varepsilon_{s0} = 0,55 \%$$

t_s uppskattades till 28 dygn efter gjutning

$$\gamma_s = 1$$

$$t_{ref} = 250 \text{ dagar}$$

Brobaneplattans fria krympning har uppskattats för 46 år (16790 dagar) och 47 år (17155 dagar), se tabell D1.

Tabell D1 Krypningsförlopp för brobaneplattans konsol del

Krypningsförlopp medel				
	γ_{RH}	0,599		
	γ_T	2,344		
	t_{50}	5 439,213		
Dag	Uttorkningstid, dagar	γ_t	ϵ_{cs} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	$\Delta\epsilon_{cs}$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
28	0		0,0	0,0
16790	16762	0,712	234,5	234,5
17155	17127	0,716	235,8	1,2

Töjningsdifferensen mellan 46 och 47 år är 1,2 $\mu\text{m}/\text{m}$. Detta innebär att brobaneplattan kan bedömas ej ha något behov av krympning under 2004.

Bilaga E

Ekvivalent tid

Ekvivalent tid bestämd enligt Betonghandbok – Material, kapitel 16

Indata

Medeltemperatur	Kyld del, $T_{m(K)}$ Icke Kyld del, $T_{m(IK)}$	
Anpassningsparametrar		$\theta_0 = 5300 \text{ K}$ $\kappa_3 = 0,45$

Beräkningsmetod

Ekvivalent tid beskrivs med

$$t_{ekv} = \int_0^t \beta_T \cdot \beta_{add} \cdot dt + \Delta t_{ekv}(0) \quad (16.3:3b)$$

β_{add} = hastighetsfaktor pga. tillsats av retarderande eller accelererande medel

β_{add} = 1

β_T = hastighetsfaktor som beror av tiden

$$\beta_T = e^{\theta \cdot \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T+273} \right)} \quad (16.3:5)$$

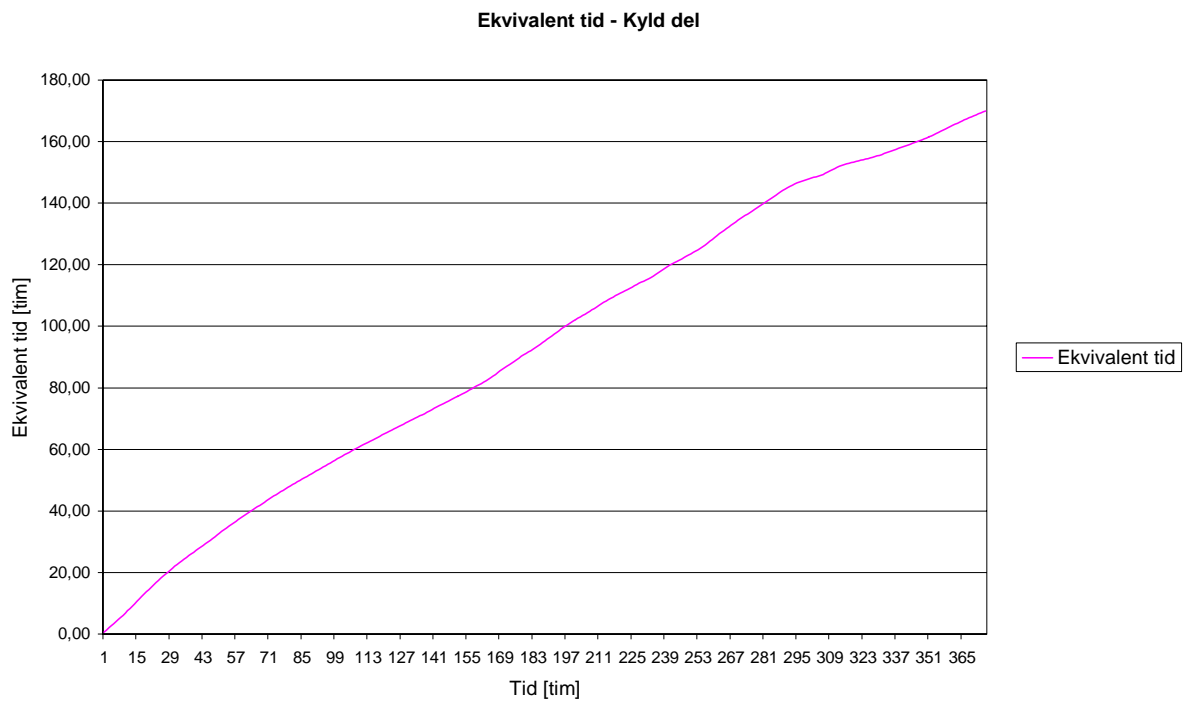
$$\theta = \theta_0 \cdot \left(\frac{30}{T+10} \right)^{\kappa_3} \quad (16.3:6)$$

$\Delta t_{ekv}(0)$ = ekvivalent tid vid tidpunkten 0

$\Delta t_{ekv}(0)$ = 0

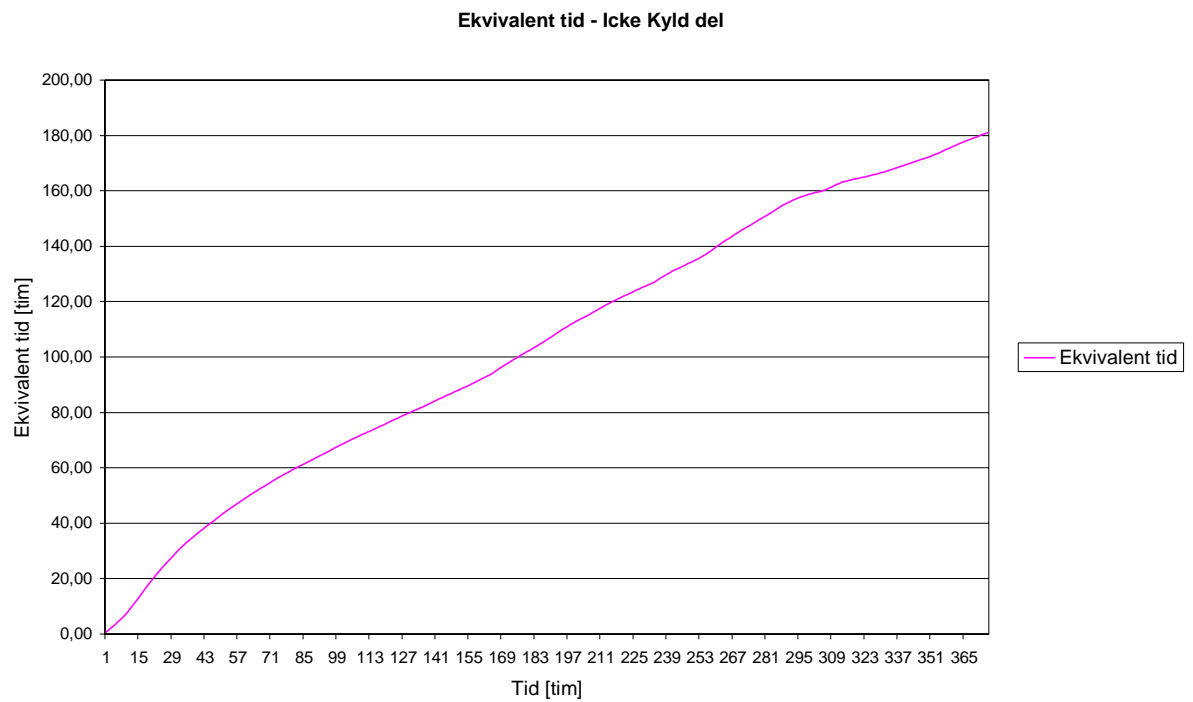
I figur E1 och E2 visas den ekvivalenta tidens utveckling jämfört med tiden för den kylda respektive icke kylda delen.

KYLD DEL



Figur E1 Den ekvivalenta tidens utveckling med tiden för den kylda delen.

ICKE KYLD DEL



Figur E2 Den ekvivalenta tidens utveckling med tiden för den icke kylda delen.

Bilaga F

Temperaturspänningsberäkning

Temperaturspänning vid betongens härdning och avkylning enligt Betong Handbok – Material, kapitel 16

Indata

Btg C40/50

$$f_{cck} = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{ccm,kub} = 58 \text{ MPa}$$

$$f_{ccm} = f_{ccm,cyl} = 48 \text{ MPa}$$

$$E_{cck} = 35 \text{ GPa}$$

$$E_{ccm} = 9500 f_{ccm}^{(1/3)} = 34,525 \text{ GPa}$$

Temperaturutvidgningskoeff.

$$\alpha_e = 1,1 \cdot 10^{-5}$$

Temperaturkontraktionskoeff.

$$\alpha_c = 9 \cdot 10^{-6}$$

Gjuttemperatur

$$T_c = 14 \text{ °C}$$

Temperatur till vilken

$$T_u = T(t_3) = 9,3 \text{ °C}$$

konstruktionen svalnar, inträffar

efter 86 – 87 timmar

Beräkningsmetod

Deformationsvillkor vid fullständigt tvång

$$\varepsilon_{tot}(t) = \varepsilon_c(t) + \varepsilon_T(t) = 0$$

Överslagsmässig metod

För överslagsmässig beräkning av spänningen vid tiden t_3 kan den spänningsrelaterade metoden användas enligt

$$\sigma(t_3) = E_{ef}(t_3, t_2) \cdot \alpha_c \cdot (T(t_2) - T_u) \cdot R \quad (16.20:6a)$$

där R är tvångsgraden och lika med 1 för fullständigt tvång

Temperaturen vid tiden t_2 beräknas som

$$T(t_2) = (T_{\max} - T_c) \cdot \left[1 - \frac{\alpha_e}{\alpha_c} \cdot (1 - k_0) \right] + T_c \quad (16.10:2)$$

och faktorn k_0 som utgör ett mått på andelen plastisk deformation i expansionskedet som

$$k_0 = 0,64 + 0,003 \cdot T_c \quad (16.10:3)$$

$$k_0 = 0,682$$

Värdet på den effektiva elasticitetsmodulen plockades ur tabell 16.10:1 för Std P Degerhamn, $C = 330 \text{ kg/m}^3$ och för tidig uppkomst av dragspänningar till 20 Gpa. Anpassning av värdet för en högre cementshalt utifrån aktuellt betongrecept, se tabell 5.1 avsnitt 5.1.3, enligt $1,1 \cdot 20 = 22 \text{ GPa}$.

Superpositionsprincipen

Genom att dela upp temperaturen i inkrement ΔT kan spänningsändringen för ett tidssteg $\Delta t = t_r - t_{r-1}$ beräknas enligt ekvation (16.10:9a) något modifierad

$$\Delta \sigma(t_r) = \left(\Delta \varepsilon_{tot}(t_r) - \Delta \varepsilon_T(t_r) - \sum_{s=1}^{r-1} \frac{\Delta \sigma_s}{\Delta E_{ef}(t_r, t'_s)} \right) \cdot E_{ef}(t_r, t'_r)$$

$$\Delta \varepsilon_{tot}(t_r) = 0 \text{ (fullständigt tvång)}$$

$$\Delta \varepsilon_T(t_r) = \alpha_c \cdot \Delta T_r, \quad \Delta T_r \text{ är temperaturändring under tidssteget}$$

Den effektiva elasticitetsmodulen bestäms enligt

$$E_{ef}(t_r, t'_r) = \frac{1 + \varphi(t_r, t'_r)}{E(t'_r)} = \frac{1}{J(t_r, t'_r)} \quad (16.7:4)$$

$\Delta E_{ef}(t_r, t'_s)$ = ändring av den effektiva elasticitetsmodulen för tidigare påförda spänningsinkrement

$\Delta \sigma_s$ = tidigare spänningsinkrement

Vekthetsfunktionen $J(t, t')$ beräknas enligt

$$J(t_r, t'_r) = \frac{1}{E_0} + \frac{\varphi_1}{E_0} \cdot \left((t'_r)^{-m} + \alpha \right) \cdot (t_r - t'_r)^n \quad (16.7:5)$$

där t_r och t'_r avser den ekvivalenta tiden

m , n och α är materialparametrar anpassade till svenska cement utifrån försöksobservationer

$$m = 0,33$$

$$n = 0,125$$

$$\alpha = 0,050$$

φ_1 och E_0 har plockats ur tabell 16.7:2 som anger värden på dessa materialkonstanter för förenklad användning av formel (16.7:5). Std P Degerhamn, $C = 400 \text{ kg/m}^3$ och $f_{cm, kub} = 53 \text{ MPa}$ ger att $E_0 = 46,0 \text{ Gpa}$ och $\varphi_1 = 2,0$.

Beräkning av temperaturspänningarna enligt superpositionsprincipen utfördes med MatLab. Koden för den kylda delen finns bifogad i slutet av bilagan.

$$f_{ctm,l} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

$f_{ctm,l}$ = draghållfastheten reducerad med hänsyn till långtidseffekter

För ung betong

f_{ctm} = f_t = centrisk draghållfasthet enl. figur 9.4:8, Betonghandbok – Material (1997)

$$f_t = 0,115 \cdot f_{c,pr} - 0,02 \text{ för } f_{c,pr} < 20 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0,105 \cdot (f_{c,pr} - 20)^{0,84} + 2,3 \text{ för } f_{c,pr} > 20 \text{ MPa}$$

$$f_{c,pr} = f_{cm}$$

KYLD DEL

Sammanställning temperaturspänningsberäkning

Överslagsmässig metod

$$T_{max} = 16,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$T(t_2) = (16,3 - 14) \cdot \left[1 - \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{9 \cdot 10^{-6}} \cdot (1 - 0,682) \right] + 14$$

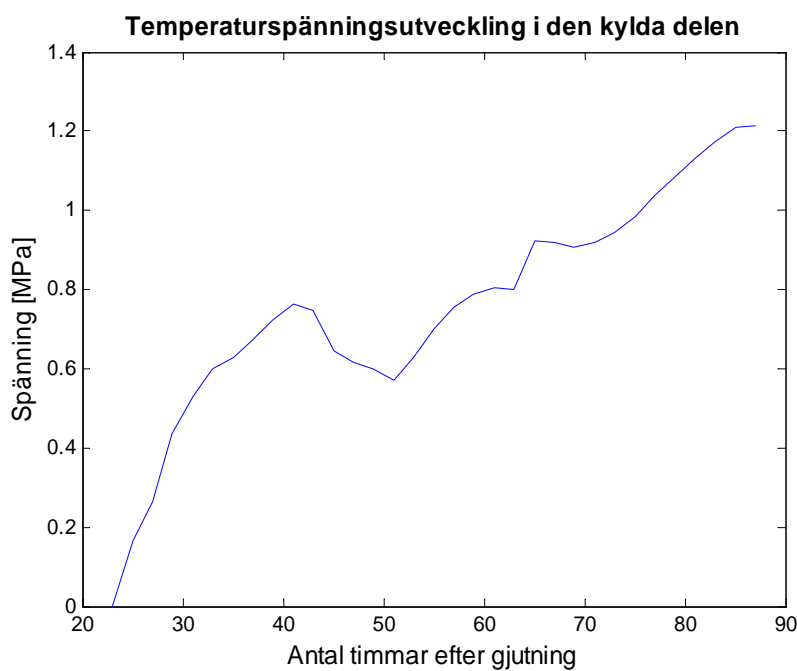
$$T(t_2) = 15,4 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\sigma(t_3) = 22 \cdot 10^9 \cdot 9 \cdot 10^{-6} \cdot (15,4 - 9,3) \cdot 1$$

$$\sigma(t_3) = 1,21 \text{ MPa}$$

$$f_{cm,1} = 1,91 \text{ MPa}$$

Superpositionsprincipen (resultat)



Figur F1 Temperaturspänningsutvecklingen i den kylda delen.

Beräknade temperaturspännningar vid tiden t_3 , efter sex dagar och efter sexton dagar.

$$\sigma(t_3) = 1,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma(t=6) = 1,34 \text{ MPa}$$

$$\sigma(t=16) = 1,01 \text{ MPa}$$

ICKE KYLD DEL

Sammanställning temperaturspänningsberäkning

Överslagsmässig metod

$$T_{max} = 22,6 \text{ } ^\circ\text{C}$$

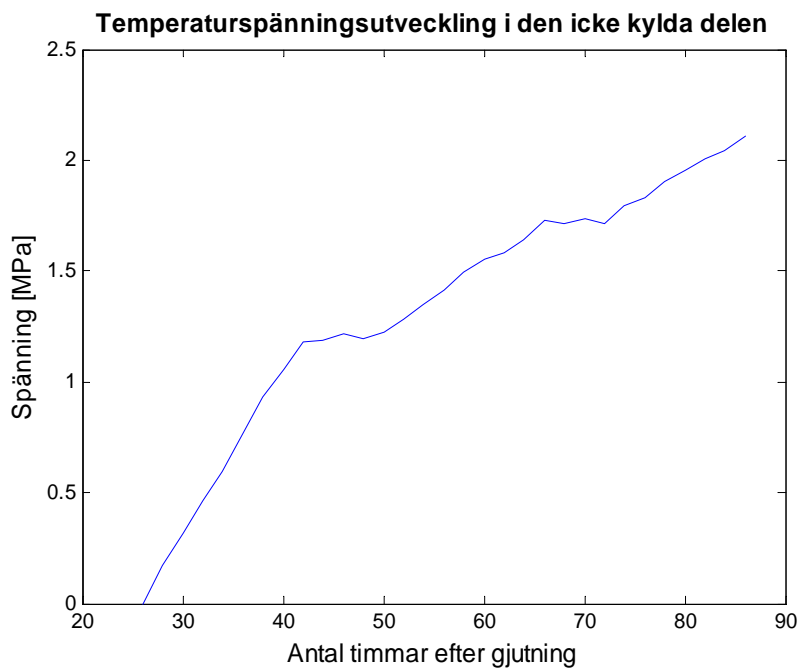
$$T(t_2) = (22,6 - 14) \cdot \left[1 - \frac{1,1 \cdot 10^{-5}}{9 \cdot 10^{-6}} \cdot (1 - 0,682) \right] + 14$$

$$T(t_2) = 19,3 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\sigma(t_3) = 22 \cdot 10^9 \cdot 9 \cdot 10^{-6} \cdot (19,3 - 9,3) \cdot 1$$

$$\sigma(t_3) = 1,98 \text{ MPa}$$

Superpositionsprincipen (resultat)



Figur F2 Temperaturspänningsutvecklingen i den icke kylda delen.

Beräknade temperaturspännningar vid tiden t_3 , efter sex dagar och efter sexton dagar.

$$\sigma(t_3) = 2,11 \text{ MPa}$$

$$\sigma(t=6) = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma(t=16) = 1,78 \text{ MPa}$$

MatLab kod för beräkning av temperaturspänningar enligt superpositionsprincipen

```
%-----
% Temperaturspänningsberäkning enligt superpositionsprincipen för den kylda
% delen
%-----
clear all
load values1          % Ger värden på TMK och tid2
load tjörn           % Ger värden på Tt och tid_T

% Medeltemperaturen i den icke kylda delens mittnitt under tiden för mätning,
% hämtad ur utvärdering från excel
%-----
TMK;                  % Betongens medeltemperatur under
                    % mätperioden (TMK för den icke
                    % kylda delen)
tid2;                 % Antalet timmar efter gjutning

% Väderdata från station i Tjörnbron, tid från temperaturmätningens
% avbrytande fram till cirka 16 dagar efter gjutning
tid_T;                % Timmar efter gjutning
Tt;                   % Temperaturdata från Tjörnbron

% Sammanställning av betongens temperatur per timme från gjutningstillfället
% fram till cirka 16 dagar efter gjutning
t = [tid2(1:112,1)' tid_T'];    % Antal timmar efter gjutning
T = [TMK(1:112,1)' Tt'];       % Betongens temperatur

% Beräkning av ekvivalent tid
%-----
% Anpassningsparametrar för beräkning av theta, medelvärde för svenska
% portlandcement enligt
kappa3 = 0.45;          % ekv (16.3:9a)
theta0 = 5300;          % ekv (16.3:9b)
theta = theta0.*(30./(T+10)).^kappa3; % faktor
% Temperaturfaktor, beta_T
beta_T = exp(theta.*(1/293-1./(T+273)));
% Ekvivalent tid, tid_eqv
for indtid = 1:length(t)
    tid_eqv(indtid) = sum(beta_T(1:indtid));
end

% Beräkning av temperaturen vid tiden t_2, T(t_2), då betongen antas
% spänningslös för att ta fram t_2
%-----
T_c = 14;               % Gjuttemperatur
k_o = 0.64+0.003*T_c;  % Faktor som utgör ett mått på andelen
                    % plastisk deformation i expansionskedet
alphae = 1.1e-5;       % Temperaturutvidgningskoefficient
alphac = 9e-6;         % Temperaturkontraktionskoefficient
T_max = max(TMK);      % Betongens maximala temperatur,(max (TMK))
Tt_2 = (T_max-T_c)*(1-(alphae/alphac)*(1-k_o))+T_c;

% t_2 inträffar efter 23 timmar (inträffar efter 26 timmar för den icke
% kylda delen

% Beräkning av vekhetsfunktionen J
```

```

%-----
f_cm kub = 58;          % Tryckhållfasthet vid 28 dagar
                        % för kub [MPa]
f_cm cyl = 48;          % Tryckhållfasthet vid 28 dagar
                        % för cylinder [MPa]
phi1 = 2;              % Ur tabell 16.7:2

% Materialparametrar erhållna enligt anpassning till försöksobservationer
% enligt Emborg (1994)
E_ck = 35*1e9;          % Karakteristiskt värde på
                        % elasticitetsmodulen vid 28dygn
Ecm = (9500*f_cm cyl^(1/3))*10^6; % Medelvärde på
                        % elasticitetsmodulen vid 28dygn
E0 = 46*10^9;          % Ur tabell 16.7:2,[Pa]

m = 0.33;
n = 0.125;
alfa = 0.05;

% Tidpunkten då betongen är spänningslös (t_2) och då den
% är anpassad till lufttemperaturen (t_3)
indexstart_tid = 23;    % t_2 (t_2 = 26 timmar för den icke kylda delen)
indexslut_tid = 87;    % t_3 (t_3 = 87 timmar för den icke kylda delen)

% Tiden mellan t_3 och t_2 delas upp i ett antal tidsteg delta_t = t_r-t_r-1 och
% spänningsinkrement bestäms vid tiden r
delta_t = 2;
t_r = [indexstart_tid+delta_t:delta_t:indexslut_tid 135 375]; % 135 och 375 motsvarar dag 6 och dag 16
                        % (vilket motsvarar för den icke kylda
                        % delen 134 och 374 timmar)
t_r_1 = [indexstart_tid:delta_t:indexslut_tid 135];
% Vektor med startindex för J
indexstart_vektor = [(indexstart_tid+(delta_t/2)):delta_t:(indexslut_tid-(delta_t/2)) 111 255];
% ekvivalent tid, t_prim, vid vekthetsfunktionernas starttid
t_prim = tid_eqv(indexstart_vektor);
% Nollmatris för J för uppsamling av värden
J = zeros(length(tid_eqv),length(t_prim));

% Beräkning av vekthetsfunktionerna för respektive startvärde
for index = 1:length(indexstart_vektor)
    for indtid = indexstart_vektor(index):length(t)
        J(indtid,index) = 1./E0 + phi1./E0.*(t_prim(index).^(-m)+alfa).*(tid_eqv(indtid)-
t_prim(index)).^n;
    end
end

% Beräkning av temperaturtöjningsändring vid tiden t_r, deps_r
%-----

alfa_c = 9*1e-6; % temperaturkontraktionskoefficient

deps_r = zeros(length(indexstart_vektor),1);
delta_Tr = zeros(length(indexstart_vektor),1);

for index = 1:(length(indexstart_vektor)-2)
    delta_Tr(index) = T(t_r(index))-T(t_r_1(index));
    deps_r(index) = alfa_c*delta_Tr(index);
end

```

```

delta_Tr;
deps_r;

% Spänningsändringen vid tiden r, dsigma_r, beräknas enligt
% dsigma_r = (-delta_r-sum((J_r,s-J_r-1,s)*dsigma_s))/(J_r,r-1)
%-----

% Vektor för uppsamling av spänningstillskott vid tiden r
dsigma_r = zeros((length(indexstart_vektor)),1);
% Spänningstillskott vid r=1
dsigma_r(1,1) = (-deps_r(1,1))/(J(t_r(1),1));
% dsigma_old =dsigma_r(1:(length(indexstart_vektor)-1),1);
dsigma_old =dsigma_r;

% Beräkning av spänningstillskott, dsigma_r för tiden r
for index_r = 2:length(indexstart_vektor)
    deps_old=deps_r(index_r);
    J_r = J(t_r(index_r),index_r);    %J(t,t')
    for s=1:(index_r-1)              % Beräkning av ändringen av J under tidssteget
        J(t_r(index_r),s);
        J(t_r_1(index_r),s);
        dJ(index_r,s) = J(t_r(index_r),s)-J(t_r_1(index_r),s);
    end
    dJ
    dsigma_r(index_r,1) = (-deps_old-sum(dJ(index_r,:)*dsigma_old))/(J_r);
    dsigma_old = dsigma_r(1:index_r,1);
end
% Spänningsändring vid varje tidssteg
dsigma_r

% Spänning vid tiden r, summering av spänningsändringar för aktuellt
% tidssteg
sigma = zeros(length(indexstart_vektor)+1,1);
sigma(1,1)=0;
sigma(2,1)=dsigma_r(1);
for index_r2 = 2:(length(indexstart_vektor))
    sigma(index_r2+1)=sum(dsigma_r(1:index_r2));
end
% Spänningen vid varje tidssteg
sigma

% Spänning vs tiden
tid_r=[indexstart_tid t_r(1:32)];
figure(5);
plot(tid_r,sigma(1:33)*10^-6)

% Spänning vid tiden t_3
sigma_t_3 = sum(dsigma_r(1:(length(indexstart_vektor)-2)));
sigma_t_3

% Spänning vid 6 dagar efter gjutning
sigma_dag6 = sum(dsigma_r(1:(length(indexstart_vektor)-1)));
sigma_dag6

% Spänning vid 16 dagar efter gjutning
sigma_dag16 = sum(dsigma_r(1:(length(indexstart_vektor))));
sigma_dag16

```


Bilaga G

Krympningsberäkning

Beräkning av krympning enligt metod i Betonghandbok – Material, kapitel 15

Indata

Betongens vattenhalt	W	= 107 kg/m ³
Tvårsnittets höjd	h	= 0,504 m
Tvårsnittets bredd	b	= 0,32 m
Brobanep Plattans tjocklek vid fogen	h_b	= 0,16 m
Tvårsnittsarea	A_c	= 0,1613 m ²
Fri del av omkrets	u	= $2h+2b-h_b$ = 1,488 m
$h_m = 2A_c/u$	h_m	= 0,216774 m

I tabell G1 anges de medelvärden på lufttemperatur och relativ fuktighet (RH) som använts för att uppskatta olika krympningsförlopp. Värdena är utvärderade från data uppmätta vid Vägverkets väderstation i Tjörnbron under perioden oktober 2003 – april 2004 (mätningen pågår enbart under vinterhalvåret då snöröjning kan vara aktuellt). Medel avser medelvärdet på lufttemperaturen och RH under mätperioden och undre avser medelvärdet för de tre kallaste månaderna, januari - mars. Då data saknas för sommarhalvåret vid Tjörnbron har mätvärden från SMHIs väderstation på Måseskär använts. Temperaturen är ungefär likvärdig för båda stationerna, skillnaden ligger i RH där Måseskär har en jämnare variation under året och ett högre medelvärde än vad som är fallet vid Tjörnbron. Medellufttemperaturen för övre har uppskattats för juni – augusti 2004 från mätdata erhållet vid Måseskär och RH har uppskattat genom jämförelser i variation mellan motsvarande övre, undre och medelvärden vid Måseskär samt undre och medelvärden för Tjörnbron. Lufttemperaturens och RHs variation visas i avsnitt 5.4, figur 5.20.

Tabell G1 Antagna värden på lufttemperatur och RH för olika krympningsförlopp

	Medel	Övre	Undre
Lufttemperatur [°C]	$T_{om} = 3,5$	$T_{oö} = 16,00$	$T_{ou} = 0,7$
RH [%]	$(RH)_m = 78$	$(RH)ö = 76$	$(RH)u = 80$

Fuktlagringstid		t_s	= 6 dagar
- Ekvivalent tid	Icke kyld del	$t_{s,ekv(IK)}$	= 3,4 dagar
	Kyld del	$t_{s,ekv(K)}$	= 3 dagar

Beräkningsmetod

Yttre fri krympning beräknas enligt

$$\varepsilon_{cs} = \gamma_t \cdot \gamma_{RH} \cdot \varepsilon_{s0} \quad (15.5:1)$$

Referenskrämpning

$$\varepsilon_{s0} = \left(\frac{W}{215} \right)^3 \cdot 10^{-3} \quad (15.5:2)$$

$$\varepsilon_{s0} = 0,12326 \cdot 10^{-3}$$

Relativa fuktighetens inverkan beaktas enligt

$$\gamma_{RH} = 1,14 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \quad \text{för } RH \leq 98\% \quad (15.5:5)$$

$$\gamma_{RH} = -0,2 \quad \text{för } RH = 100\% \quad (15.5:6)$$

Krympningens tidsförlopp beräknas enligt

$$\gamma_t = \sqrt{\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 3 \cdot t_{50}}} \quad (15.5:7)$$

Uttorkningstid då betongen nått 50% av slutkrympningsvärdet

$$t_{50} = t_{ref} \cdot \left(\frac{k_s \cdot h_m}{0,15} \right)^2 \cdot \frac{\gamma_T}{\gamma_s} \quad (15.5:8)$$

För rektangulär sektion ($b < h$)

$$k_s \cdot h_m = \left(1 + 0,25 \cdot \frac{b}{h} \right) \cdot h_m \quad (\text{tabell 15.5:2})$$

$$k_s \cdot h_m = 0,251183$$

Referenstid

$$t_{ref} = 250 \text{ dagar}$$

Temperaturens inverkan på uttorkningshastigheten

$$\gamma_T = \frac{293}{T + 273} \cdot e^{5000 \cdot \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{293} \right)} \quad (15.5:11)$$

Fuktlagringstidens inverkan på uttorkningshastigheten

$$\gamma_s = 0,6 + 0,4 \cdot \sqrt{\frac{28}{t_s}} \quad \text{för } t_s \geq 3 \text{ d} \quad (15.5:12a)$$

$$\gamma_s = 1,82 \quad \text{för } t_s < 3 \text{ d} \quad (15.5:12b)$$

Om temperaturen under fuktlagringstiden ligger utanför $T = (20 \pm 5)^\circ\text{C}$ ska t_s uttryckas som ekvivalent mognadsålder vid start av uttorkning.

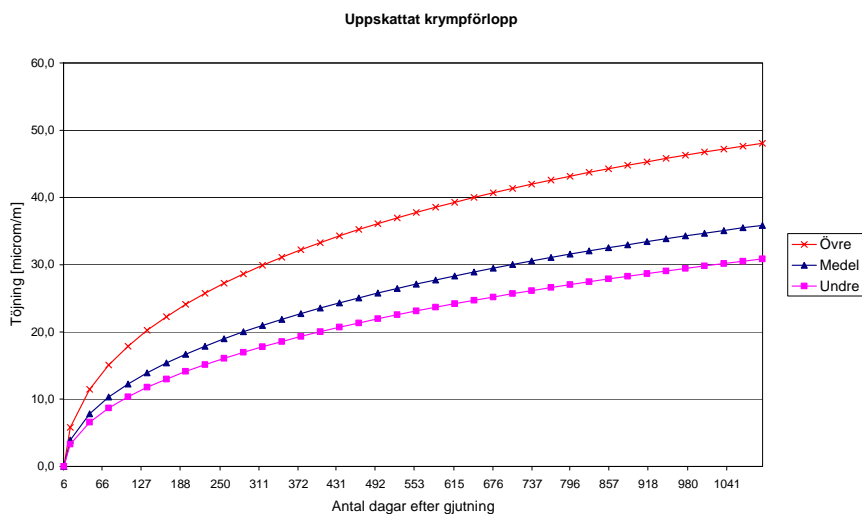
Krympningsförloppet har beräknats för den kylda och den icke kylda delen, se tabell G2 och G3. I figur G1 jämförs medelkrympförloppen för de delarna och i figur G2 jämförs de olika krympningsförloppen för den icke kylda delen.

Tabell G2 Krypning icke kylld del

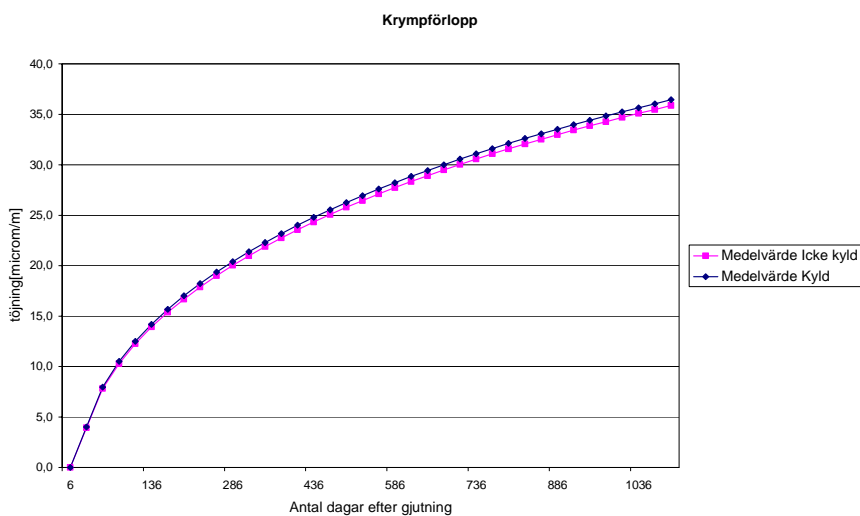
Undre värde, medelvärde januari - mars 2004				Medelvärden, oktober 2003-april 2004				Övre värde, medelvärde juni - augusti 2004			
T_{ou}	0,7			T_{om}	3,5			$T_{oö}$	16,0		
$(RH)_u$	80			$(RH)_m$	78			$(RH)_ö$	76		
Krypningsförlopp undre				Krypningsförlopp medel				Krypningsförlopp övre			
γ_{RH}	0,556			γ_{RH}	0,599			γ_{RH}	0,640		
γ_T	3,566			γ_T	2,934			γ_T	1,284		
γ_s	1,748			γ_s	1,748			γ_s	1,464		
t_{50}	1 430,264			t_{50}	1 176,668			t_{50}	614,771		
Dag	Uttorkningstid	γ_t	ϵ_{cs} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Uttorkningstid	γ_t	ϵ_{cs} [$\mu\text{m}/\text{m}$]	Uttorkningstid	γ_t	ϵ_{cs} [$\mu\text{m}/\text{m}$]		
6	0	0	0,0	0	0	0,0	0	0	0,0		
16	10	0,048	3,3	10	0,053	3,9	10	0,073	5,8		
46	40	0,096	6,6	40	0,106	7,8	40	0,146	11,5		
76	70	0,127	8,7	70	0,139	10,3	70	0,191	15,1		
106	100	0,151	10,3	100	0,166	12,3	100	0,227	17,9		
136	130	0,171	11,8	130	0,188	13,9	130	0,257	20,2		
166	160	0,190	13,0	160	0,208	15,4	160	0,283	22,3		
196	190	0,206	14,1	190	0,226	16,7	190	0,306	24,1		
226	220	0,221	15,1	220	0,242	17,9	220	0,326	25,7		
256	250	0,235	16,1	250	0,257	19,0	250	0,346	27,2		
286	280	0,248	17,0	280	0,271	20,0	280	0,363	28,6		
316	310	0,260	17,8	310	0,284	21,0	310	0,379	29,9		
346	340	0,271	18,6	340	0,296	21,9	340	0,395	31,1		
376	370	0,282	19,3	370	0,308	22,7	370	0,409	32,2		
406	400	0,292	20,0	400	0,319	23,6	400	0,422	33,3		
436	430	0,302	20,7	430	0,330	24,3	430	0,435	34,3		
466	460	0,311	21,3	460	0,340	25,1	460	0,447	35,2		
496	490	0,320	22,0	490	0,349	25,8	490	0,458	36,1		
526	520	0,329	22,5	520	0,358	26,5	520	0,469	37,0		
556	550	0,337	23,1	550	0,367	27,1	550	0,479	37,8		
586	580	0,345	23,7	580	0,376	27,7	580	0,489	38,6		
616	610	0,353	24,2	610	0,384	28,3	610	0,499	39,3		
646	640	0,360	24,7	640	0,392	28,9	640	0,508	40,0		
676	670	0,368	25,2	670	0,399	29,5	670	0,516	40,7		
706	700	0,375	25,7	700	0,407	30,0	700	0,525	41,3		
736	730	0,381	26,1	730	0,414	30,6	730	0,533	42,0		
766	760	0,388	26,6	760	0,421	31,1	760	0,540	42,6		
796	790	0,394	27,0	790	0,428	31,6	790	0,548	43,2		
826	820	0,401	27,5	820	0,434	32,1	820	0,555	43,7		
856	850	0,407	27,9	850	0,441	32,5	850	0,562	44,3		
886	880	0,413	28,3	880	0,447	33,0	880	0,568	44,8		
916	910	0,418	28,7	910	0,453	33,4	910	0,575	45,3		
946	940	0,424	29,1	940	0,459	33,9	940	0,581	45,8		
976	970	0,429	29,4	970	0,464	34,3	970	0,587	46,3		
1006	1000	0,435	29,8	1000	0,470	34,7	1000	0,593	46,7		
1036	1030	0,440	30,2	1030	0,475	35,1	1030	0,599	47,2		
1066	1060	0,445	30,5	1060	0,481	35,5	1060	0,604	47,6		
1096	1090	0,450	30,9	1090	0,486	35,9	1090	0,609	48,0		

Tabell G3 Krympning kyld del

Medelvärden, oktober 2003-april 2004		
T_{om}	3,5	
$(RH)_m$	78	
Krympningsförlopp medel		
γ_{RH}	0,599	
γ_T	2,934	
γ_s	1,822	
t_{50}	1128,793	
Uttorkningstid	γ_t	ϵ_{cs} [$\mu\text{m}/\text{m}$]
0	0,000	0,0
10	0,054	4,0
40	0,108	8,0
70	0,142	10,5
100	0,169	12,5
130	0,192	14,2
160	0,212	15,7
190	0,230	17,0
220	0,247	18,2
250	0,262	19,4
280	0,276	20,4
310	0,290	21,4
340	0,302	22,3
370	0,314	23,2
400	0,325	24,0
430	0,336	24,8
460	0,346	25,5
490	0,356	26,3
520	0,365	26,9
550	0,374	27,6
580	0,382	28,2
610	0,391	28,8
640	0,399	29,4
670	0,406	30,0
700	0,414	30,6
730	0,421	31,1
760	0,428	31,6
790	0,435	32,1
820	0,442	32,6
850	0,448	33,1
880	0,454	33,5
910	0,460	34,0
940	0,466	34,4
970	0,472	34,8
1000	0,477	35,3
1030	0,483	35,7
1060	0,488	36,1
1090	0,493	36,4



Figur G1 Krympförlopp för de tre olika fallen i den icke kylda delen.



Figur G2 Jämförelse mellan medelkrymputveckling i den kylda och den icke kylda delen.

Bilaga H

Krympningens inverkan på spänningsutvecklingen

Krympningens inverkan på spänningsutvecklingen i kantbalken från tiden för formrivning och 3 år framåt. Krypfunktioner $\varphi(t, t')$ beräknas enligt metod i Betonghandbok – Material kapitel 13 (1997).

Indata

Tvårsnittsarea	A_c	= 0,1613 m ²
Fri del av omkrets	u	= 1,488 m
$h_m = 2A_c/u$	h_m	= 0,216774 m

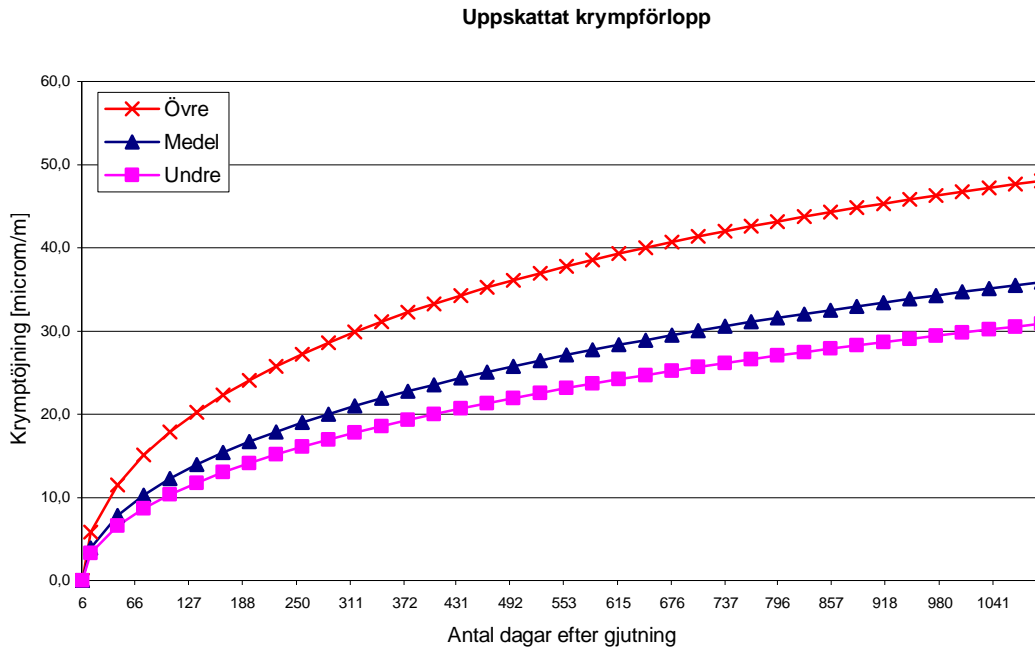
Betongklass C40/50

Elasticitetsmodulens medelvärde	E_{cm}	= 34,525 GPa
Karakteristisk tryckhållfasthet	f_{ck}	= 50 MPa
Draghållfasthetens medelvärde	f_{ctm}	= 4,07 MPa
Draghållfasthet mht långtidsbelastning	f_{ctml}	= 2,85 MPa
Karakteristiskt värde på draghållfasthet	f_{ctkl}	= 2,0 MPa

I tabell H1 redovisas de medelvärden på temperatur och RH som ligger till grund för de uppskattade krympningsförloppen i figur H1.

Tabell H1. Indata på lufttemperatur och RH från station på Tjörnbron för olika krympningsförlopp. Medel avser månadsmedelvärdet under oktober 2003 – april 2004.

	Medel	Övre	Undre
Lufttemperatur [°C]	3,6	16,00	0,7
RH [%]	78,2	76,0	80,1



Figur H1 Olika krympförlopp utan inverkan av krypning de första 3 åren.

De tvångsspänningar som uppkommit från förhindrade temperaturrelser uppskattade för tiden då krympningen antas börja, dvs vid dag 6, t_0 , efter gjutning.

Kyld del

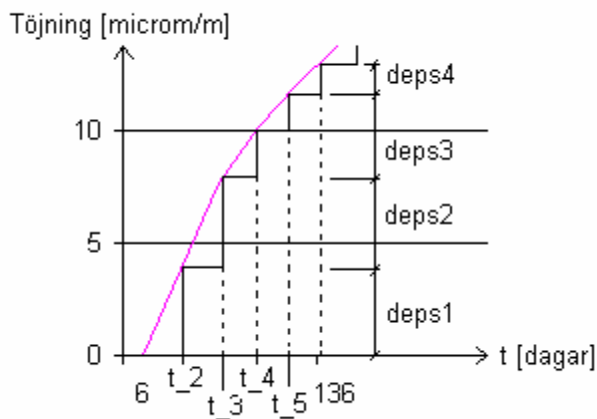
$$\sigma_{kyld}(t_0) = 1,1335 \text{ MPa}$$

Icke Kyld del

$$\sigma_{ickekyld}(t_0) = 1,9902 \text{ MPa}$$

Beräkningsmetod

Då spänningen ej är konstant i tiden används superpositionsprincipen. I figur H2 visas indelningen av krymptöjningsändringen under ett tidssteg.



Figur H2 Indelning krymptöjningsändring under tidssteget $t_i - t_{i-1}$

Spänningsändringen för varje tidssteg beräknas på samma sätt som vid temperaturspänningsberäkningen enligt

$$\Delta\sigma(t_i) = \left(\Delta\varepsilon(t_i) - \Delta\varepsilon_{cs}(t_i) - \sum_{s=1}^{i-1} \frac{\Delta\sigma_s}{\Delta E_{ef}(t_i, t'_s)} \right) \cdot E_{ef}(t_i, t')$$

$\Delta\varepsilon_{cs}(t_i)$ = krymptöjningsändring under tidssteget $t_i - t_{i-1}$

$E_{ef}(t_i, t')$ = effektiv elasticitetsmodul vid tiden t_i och

$$= \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t_i, t')}$$

$\varphi(t_i, t')$ = krypfaktor vid tiden t_i från belastningstiden t'

$\Delta\varepsilon(t_i)$ = den yttre deformationen vid tiden t_i

= 0, på grund av fullt tvång

Krypfunktioner beräknas enligt

$$\varphi(t, t') = \varphi_0 \cdot \psi_h \cdot \psi_j \cdot \psi_t \quad (13.3:9)$$

φ_0 = kryptalets grundvärde

ψ_h = beror av konstruktionens teoretiska tjocklek, h_m , och omgivningens relativa fuktighet.

ψ_j = beror av betongens ålder vid pålastning

ψ_t = beror av tiden räknad från pålastning

Den totala spänningen vid ett tidssteg erhålls genom summering av spänningsändringar för aktuellt tidssteg. I tabell F2 är krymptöjningen för de studerade tidsstegen angivna.

Tabell H2 Total krymptöjning, ε_{cs} , och skillnaden i krymptöjningen under ett tidssteg, $\Delta\varepsilon_{cs}$, för medel, övre och undre krympningsförlopp

Data på krymptöjning för kyld och icke kyld del							
Tid, t_i	Dagar efter gjutning	Medel		Övre		Undre	
		ε_{cs}	$\Delta\varepsilon_{cs}$	ε_{cs}	$\Delta\varepsilon_{cs}$	ε_{cs}	$\Delta\varepsilon_{cs}$
t_0	6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
t_1	16	3,92	3,92	5,79	5,79	3,31	3,31
t_2	46	7,82	3,89	11,49	5,70	6,59	3,28
t_3	76	10,30	2,48	15,07	3,59	8,69	2,10
t_4	166	15,37	5,08	22,27	7,20	13,00	4,31
t_5	376	22,74	7,37	32,22	9,95	19,32	6,32
t_6	736	30,56	7,82	41,98	9,75	26,15	6,83
t_7	1096	35,86	5,30	48,05	6,07	30,86	4,72

ψ_h	Medel:	1,12
	Undre:	1,1
	Övre:	1,14
φ_0		1,13

Krypfunktioner $\varphi(t,t')$

Krypfunktioner för tvångsspänningar uppkomna från förhindrade temperaturrörelser redovisas i tabell H3.

$t_0' = 6$ dagar

$\psi_j = 1,44$

Tabell H3 Krypfunktioner för tvångsspänningar uppkomna från förhindrade temperaturrörelser.

				Medel	Undre	Övre
Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_0'$	ψ_{t_i}	$\varphi(t_i, t_0')$	$\varphi(t_i, t_0')$	$\varphi(t_i, t_0')$
t_0	6	0	0	0,00	0,00	0,00
t_1	16	10	0,2	0,36	0,36	0,37
t_2	46	40	0,36	0,66	0,64	0,67
t_3	76	70	0,49	0,89	0,88	0,91
t_4	166	160	0,67	1,22	1,20	1,24
t_5	376	370	0,83	1,51	1,49	1,54
t_6	736	730	0,92	1,68	1,65	1,71
t_7	1096	1090	0,94	1,71	1,68	1,74

Krypfunktioner för kryptöjningsändringar redovisas i tabell H4- H10

Tabell H4 Kryptöjningsfunktioner för $t_1' = 11$ dagar och $\psi_j = 1,29$

				Medel	Undre	Övre
Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_1'$	ψ_{t_i}	$\varphi(t_i, t_1')$	$\varphi(t_i, t_1')$	$\varphi(t_i, t_1')$
t_1	16	5	0,15	0,24	0,24	0,25
t_2	46	35	0,34	0,56	0,55	0,57
t_3	76	65	0,47	0,77	0,75	0,78
t_4	166	155	0,66	1,08	1,06	1,10
t_5	376	365	0,83	1,36	1,33	1,38
t_6	736	725	0,92	1,50	1,48	1,53
t_7	1096	1085	0,94	1,53	1,51	1,56

Tabell H5 Kryptöjningsfunktioner för $t_2' = 31$ dagar och $\psi_j = 1$

Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_2'$	ψ_{t_i}	Medel $\varphi(t_i, t_2')$	Undre $\varphi(t_i, t_2')$	Övre $\varphi(t_i, t_2')$
t_2	46	15	0,21	0,27	0,26	0,27
t_3	76	45	0,38	0,48	0,47	0,49
t_4	166	135	0,62	0,78	0,77	0,80
t_5	376	345	0,83	1,05	1,03	1,07
t_6	736	705	0,91	1,15	1,13	1,17
t_7	1096	1065	0,94	1,19	1,17	1,21

Tabell H6 Kryptöjningsfunktioner för $t_3' = 61$ dagar och $\psi_j = 0,82$

Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_3'$	ψ_{t_i}	Medel $\varphi(t_i, t_3')$	Undre $\varphi(t_i, t_3')$	Övre $\varphi(t_i, t_3')$
t_3	76	15	0,21	0,22	0,21	0,22
t_4	166	105	0,58	0,60	0,59	0,61
t_5	376	315	0,82	0,85	0,84	0,87
t_6	736	675	0,9	0,93	0,92	0,95
t_7	1096	1035	0,94	0,98	0,96	0,99

Tabell H7 Kryptöjningsfunktioner för $t_4' = 121$ dagar och $\psi_j = 0,68$

Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_4'$	ψ_{t_i}	Medel $\varphi(t_i, t_4')$	Undre $\varphi(t_i, t_4')$	Övre $\varphi(t_i, t_4')$
t_4	166	45	0,38	0,33	0,32	0,33
t_5	376	255	0,79	0,68	0,67	0,69
t_6	736	615	0,89	0,77	0,75	0,78
t_7	1096	975	0,93	0,80	0,79	0,81

Tabell H8 Kryptöjningsfunktioner för $t_5' = 271$ dagar och $\psi_j = 0,53$

Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_5'$	ψ_{t_i}	Medel $\varphi(t_i, t_5')$	Undre $\varphi(t_i, t_5')$	Övre $\varphi(t_i, t_5')$
t_5	376	105	0,58	0,39	0,38	0,40
t_6	736	465	0,86	0,58	0,57	0,59
t_7	1096	825	0,92	0,62	0,61	0,63

Tabell H9 Kryptöjningsfunktioner för $t_6' = 556$ dagar och $\psi_j = 0,39$

				Medel	Undre	Övre
Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_6'$	ψ_{t_i}	$\varphi(t_i, t_6')$	$\varphi(t_i, t_6')$	$\varphi(t_i, t_6')$
t_6	736	180	0,71	0,35	0,34	0,36
t_7	1096	540	0,88	0,43	0,43	0,44

Tabell H10 Kryptöjningsfunktioner för $t_7' = 916$ dagar och $\psi_j = 0,33$

				Medel	Undre	Övre
Tid, t_i	Dagar efter gjutning	$t_i - t_7'$	ψ_{t_i}	$\varphi(t_i, t_7')$	$\varphi(t_i, t_7')$	$\varphi(t_i, t_7')$
t_7	1096	180	0,71	0,30	0,29	0,30

ICKE KYLD DEL

Nedan visas beräkningen av de första två spänningsändringarna med värden från medelkrymptöjningen. De nedan beräknade värdena skiljer sig något från de i tabell H11. Detta beror på avrundningar har gjorts i beräkningarna medan värdena i tabell H11 har beräknats i Excel där hänsyn har tagits till fler decimaler.

För t_1 (16 dagar efter gjutning)

$$\Delta\sigma(t_1) = \left(0 - \Delta\varepsilon_{cs}(t_1) - \frac{\sigma_{ickekyld}}{\frac{E_{cm}}{\varphi(t_1, t'_0) - \varphi(t_0, t'_0)}} \right) \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t_1, t'_1)}$$

$$\Delta\sigma(t_1) = \left(3,92 \cdot 10^{-6} - \frac{1,9902 \cdot 10^6}{\frac{34,525 \cdot 10^9}{0,36 - 0}} \right) \cdot \frac{34,525 \cdot 10^9}{1 + 0,24} = -0,469 \text{ MPa}$$

För t_2 (46 dagar efter gjutning)

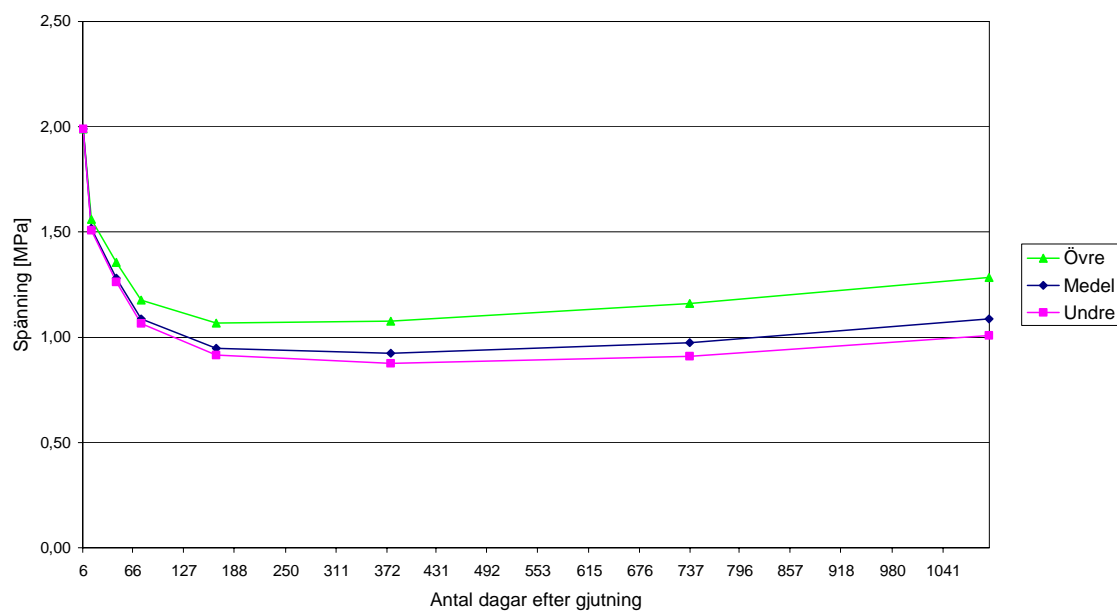
$$\Delta\sigma(t_2) = \left(0 - \Delta\varepsilon_{cs}(t_2) - \frac{\sigma_{ickekyld}}{\frac{E_{cm}}{\varphi(t_2, t'_0) - \varphi(t_1, t'_0)}} - \frac{\Delta\sigma(t_1)}{\frac{E_{cm}}{\varphi(t_2, t'_1) - \varphi(t_1, t'_1)}} \right) \cdot \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t_2, t'_2)}$$

$$\Delta\sigma(t_2) = \left(3,89 \cdot 10^{-6} - \frac{1,9902 \cdot 10^6}{\frac{34,525 \cdot 10^9}{0,66 - 0,36}} - \frac{-0,469 \cdot 10^6}{\frac{34,525 \cdot 10^9}{0,56 - 0,24}} \right) \cdot \frac{34,525 \cdot 10^9}{1 + 0,27} = -0,246 \text{ MPa}$$

Tabell H11 Spänningsändringar, $\Delta\sigma$, och totala spänningen, σ , vid aktuell tid.

tid [dag]	Medel		Undre		Övre	
	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]
6	0	1,990	0	1,990	0	1,990
16	-0,474	1,516	-0,482	1,508	-0,431	1,559
46	-0,236	1,280	-0,246	1,262	-0,203	1,356
76	-0,193	1,087	-0,196	1,066	-0,179	1,177
166	-0,139	0,948	-0,150	0,916	-0,110	1,067
376	-0,0249	0,923	-0,0407	0,875	0,0104	1,077
736	0,0517	0,975	0,0337	0,909	0,0831	1,160
1096	0,111	1,086	0,0992	1,008	0,124	1,284

Krypningens inverkan på spänningsutvecklingen i den icke kylda delen



Figur H3 Spänningsutveckling med tiden för övre, medel och undre krympförlopp. Jämför spänningarna med $f_{ctml} = 2,85 \text{ MPa}$ och $f_{ctkl} = 2,0 \text{ MPa}$.

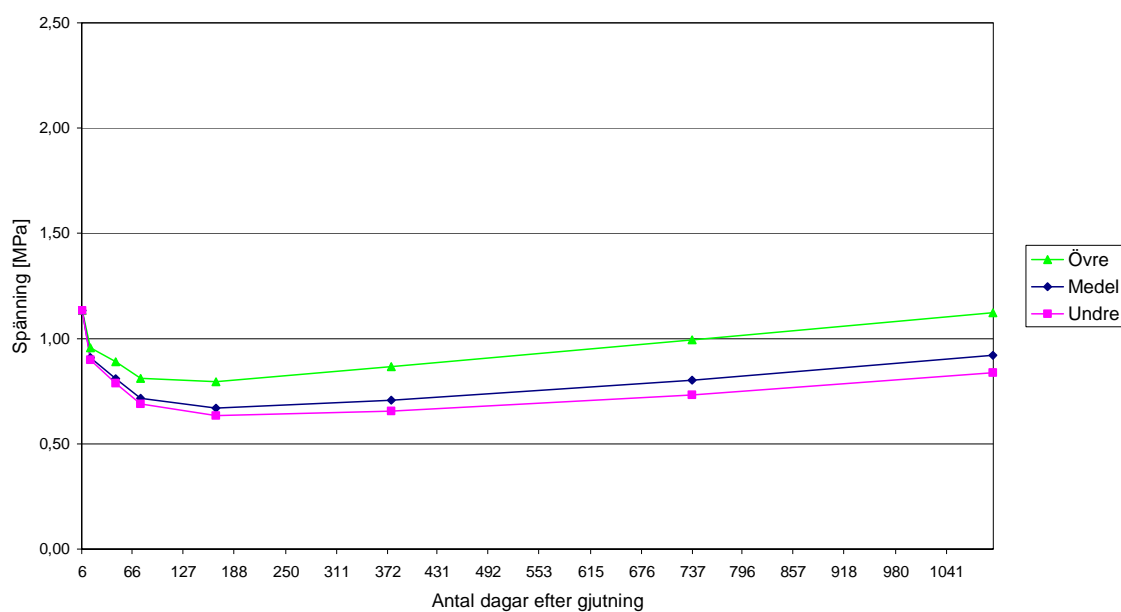
KYLD DEL

I tabell H12 redovisas resultatet från beräkningarna i den kylda delen

Tabell H12 Spänningsändringar, $\Delta\sigma$, och totala spänningen, σ , vid aktuell tid.

tid [dag]	Medel		Undre		Övre	
	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]	$\Delta\sigma$ [MPa]	σ [MPa]
6	0	1,134	0	1,134	0	1,134
16	-0,223	0,910	-0,235	0,898	-0,177	0,957
46	-0,100	0,810	-0,111	0,788	-0,0661	0,891
76	-0,0936	0,717	-0,0980	0,690	-0,0792	0,812
166	-0,0459	0,671	-0,0565	0,633	-0,0171	0,794
376	0,0374	0,708	0,0218	0,655	0,0725	0,867
736	0,0949	0,803	0,0766	0,732	0,127	0,994
1096	0,118	0,920	0,106	0,837	0,130	1,124

Krypningens inverkan på spänningsutvecklingen i den kylda delen



Figur H4 Spänningsutveckling med tiden för övre, medel och undre krympförlopp.

Jämför spänningarna med $f_{cm1} = 2,85 \text{ MPa}$ och $f_{ctkl} = 2,0 \text{ MPa}$.

