

Temperatursprickor i grova betongkonstruktioner

Elforsk rapport 94:3B

Temperatursprickor i grova betongkonstruktioner

En undersökning av olika sprickreducerande åtgärder vid
bygget av Forss kraftstation i Nätraån

Johan Kölfors

INNEHÅLLSFÖRTECKNING

SAMMANFATTNING	1
SUMMARY	3
1. INLEDNING	5
1.1 Bakgrund	5
2. UNDERSÖKNINGENS UPPLÄGGNING	7
3. TEMPERATURMÄTNINGAR	9
3.1 Resultat	9
3.2 Analys	11
4. UPPKOMNA SPRICKOR	15
5. FEM-BERÄKNINGAR	17
5.1 Kort beskrivning av programvaran	17
5.2 Förenklingar och begränsningar vid modelleringen	17
5.3 Resultat	18
5.3.1 Genomgående sprickor	20
5.3.2 Ytsprickor	26
6. SLUTSATSER	29
REFERENSER	31
BILAGA 1: Betongrecept som använts vid gjutning av monoliterna	33
BILAGA 2: Kompletta kurvor över uppmätta temperaturer i monoliterna	35
BILAGA 3: Värden på materialparametrar vid FEM-beräkningarna	39

SAMMANFATTNING

Bakgrund

Uppkomsten av temperatursprickor är ett stort problem hos stora, massiva betongkonstruktioner. Dessa sprickor bildas när konstruktionen hindras från att röra sig då dess temperatur varierar under härdningsprocessen. Det finns en rad möjliga åtgärder för att minska risken för sprickbildning. Eftersom denna risk varierar kraftigt med konstruktionens utformning och de yttre betingelserna, är det svårt att bedöma de olika åtgärdernas effektivitet.

Syfte och mål

Syftet med detta projekt har varit att studera några sprickreducerande åtgärder i en verklig konstruktion i fält. Förhoppningen är att resultaten skall kunna användas som bedömnings-underlag vid projektering av liknande konstruktioner i framtiden.

Genomförande

I den verkliga konstruktionen har temperaturutvecklingen mätts under 14 dagar efter gjutning. Dessutom har uppkomna sprickor kartlagts fram till dammens färdigställande. Slutligen har temperatur- och spänningsutvecklingen simulerats med FEM-beräkningar.

Resultat

Både temperaturmätningarna och FEM-beräkningarna tyder på att man kan minska risken för genomgående sprickor genom att planera gjutningarna så att gjutning sker innan intilliggande gjutetapper har hunnit svalna. Dock tyder beräkningarna på att det inte nödvändigtvis är mest gynnsamt att gjuta med så kort uppehåll som möjligt.

Resultaten av både temperaturmätningarna och beräkningarna tyder på att vinsterna med att använda anläggningscement istället för standardcement i detta fall är relativt små. Enligt beräkningarna minskar anläggningscement risken för genomgående sprickor något, medan risken för ytsprickor ser ut att vara oberoende av cementtyp.

För en konstruktion som gjuts i flera etapper med flera dagars gjutuppehåll, tyder beräkningarna på att det inte är säkert att sprickrisken minskar, om betongens gjuttemperatur sänks i samtliga etapper.

Dessa resultat understryker att det är mycket svårt att uppskatta sprickrisken utifrån tumregler.

SUMMARY

Background

The appearance of cracks caused by thermal stress is a serious problem arising mostly in the case of massive concrete structures. These cracks appear in constructions prevented from moving as their temperature varies during the hardening process. There are a lot of different possible measures to reduce the risk of appearance of cracks. Since this risk varies greatly depending on the shape of the construction and the external conditions, it is difficult to estimate the efficiency of the different measures.

Objectives

The purpose of this project has been to study some crack-reducing measures in a real, full-scale construction. The results are thought to be used when projecting similar constructions in the future.

Approach

Temperature development was measured during two weeks from the day of casting in a real construction. Furthermore, the arising cracks were mapped from casting to the day the dam was completed. Finally, the development of temperature and stress was simulated with the help of finite element calculations.

Results

Both the temperature measurements and the finite element calculations indicate that it is possible to reduce the risk of through cracks by casting one stage before the adjacent casting stage begin to cool. However, the calculations suggest that it is not necessarily most favourable to cast with the shortest interval possible.

The results from both the temperature measurements and the finite element calculations indicate that the gain by using slow hardening Portland cement (Degerhamn) instead of normal hardening Portland cement (Slite) is relatively insignificant in this case. According to the calculations, slow hardening Portland cement slightly reduces the risk of through cracks, while the risk of surface cracks seems to be independent of the type of cement.

According to the calculations, the risk of crack-appearance in a construction, casted in several stages with intervals for several days, does not necessarily decrease if the casting temperature of the concrete is reduced in all stages.

1. INLEDNING

1.1 Bakgrund

Ett stort problem hos stora, massiva betongkonstruktioner är uppkomsten av temperatursprickor. Dessa sprickor bildas när konstruktionen hindras från att röra sig då dess temperatur varierar under härdningsprocessen. Sprickorna kan vara av två huvudtyper:

- Ytsprickor, som fås p g a inre tvång då temperaturdifferensen mellan konstruktionens inre och dess ytskikt är stor under härdningen. Dessa sprickor leder till att armeringens korrosionsskydd försämras och därmed till att konstruktionens livslängd minskar. Risken för att ytsprickor skall uppstå är störst dagarna efter gjutning och de tenderar sedan att sluta sig då konstruktionen svalnar.
- Genomgående sprickor, som orsakas av att konstruktionen av sin omgivning hindras att röra sig d v s yttre tvång. Om konstruktionen är utsatt för vattentryck, kan vatten sippra genom dessa sprickor och med tiden laka ur betongen. I regel uppstår genomgående sprickor först några veckor efter gjutning och till skillnad från ytsprickor tillväxer de allt eftersom konstruktionen svalnar.

Anledningen till att dragspänningar, och därmed risken för sprickor, uppstår är, att betongen är mycket krypbenägen då den är ung och expanderar p g a ökande temperatur. Detta medför att de tryckspänningar som temperaturökningen borde medföra till stor del relaxeras. Då temperaturen sedan börjar avta har betongens krypbenägenhet minskat, vilket i kombination med att endast små tryckspänningar har byggts upp under temperaturökningen resulterar i dragspänningar. Om dragspänningen eller dragtöjningen någonstans i konstruktionen blir så stor att den överskrider betongens draghållfasthet respektive töjbarhet kommer sprickor att uppstå.

Den vanligaste åtgärden för att minska effekterna av sprickbildningen är att förse konstruktionen med speciell sprickarmering. Denna armering kan ej förhindra sprickornas uppkomst, men ger flera små sprickor istället för ett fåtal stora, vilket minskar skadeverkningarna. Hos grova konstruktioner krävs emellertid så stora mängder sprickarmering att möjligheten att bearbeta betongen vid gjutningen minskar. Följden kan då istället bli att konstruktionens kvalitet minskar.

Det finns ett antal alternativa åtgärder för att minska risken för sprickbildning. Några av dessa åtgärder syftar till att minska temperaturen i den härdande betongen:

- Använda cement med långsam värmeutveckling t ex anläggningscement istället för standardcement. Fördelen med just anläggningscement är att den trots den låga värmeutvecklingen har en förhållandevis god hållfasthetstillväxt. Oavsett cementsort bör man för att få en låg värmeutveckling hålla cementhalten i betongen så låg som möjligt.
- Gjuta med kyld betong, vilket vanligtvis innebär att en del av vattnet i betongen ersätts med is vid blandning. Andra alternativ är att kyla ballasten innan betongen blandas eller att kyla den färdigblandade betongen med flytande kväve.
- Gjuta in kylrör i konstruktionen. Under härdningsprocessen leds vatten eller luft genom dessa rör, vilket håller temperaturen i konstruktionen nere.

Andra åtgärder eftersträvar att minska det yttre tvånget mot konstruktionen:

- Planera gjutordningen så att gjutning sker innan intilliggande gjutetapper hunnit svalna. Etappernas rörelser kommer då att följa varandra.
- Föruppvärmning av omgivande konstruktioner eller av berggrunden.

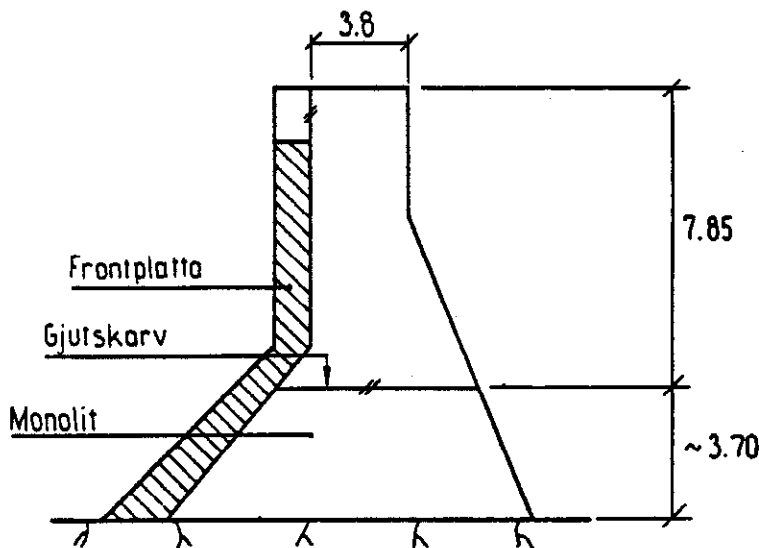
De flesta av dessa åtgärder innebär ökade byggkostnader. Dessa kostnader skall ställas i relation till de kostnader som uppkomsten av sprickor kan innebära. Eftersom risken för att temperatursprickor skall uppstå varierar kraftigt med konstruktionens utformning och yttre betingelser, är en sådan bedömning svår att göra. Dessutom är kunskapen om effekternas storlek av olika sprickreducerande åtgärder relativt liten.

2. UNDERSÖKNINGENS UPPLÄGGNING

För att studera effekterna av några olika sprickreducerande åtgärder utarbetades ett undersökningsprogram inför bygget av Forss kraftstation i Nätraån, några mil söder om Örnsköldsvik. Programmet utarbetades av personal från Lunds Tekniska Högskola och Vattenfall Utveckling AB. Dammen har projekterats av AIB Anläggningsteknik AB. Byggherre var Gränseverken AB och Skanska har varit entreprenör vid bygget.

Dammen, som är av lamelltyp, stöds bl a av tre geometriskt likartade monoliter M2, M3 och M4 (figur 2.1). Dessa monoliter har, av praktiska skäl, gjutits i två etapper. Detta medför en risk för att den övre etappen spricker i underkanten, då den av den undre etappen hindras att röra sig.

Två av monoliterna (M3 och M4) har gjutits med olika sprickförebyggande åtgärder, medan den tredje monoliten (M2), som gjutits med gängse metod, utgör referensobjekt. För att jämföra åtgärderna har temperaturutvecklingen i monoliternas övre etapp mätts under 14 dagar efter gjutning. Dessutom har uppkomna sprickor kartlagts fram till dammens färdigställande. Både temperaturmätning och sprickartering har utförts av Skanskas personal på byggarbetsplatsen.



Figur 2.1: Monolit i sektion. Tjockleken är 2 m.
Figure 2.1: Section of the monolith. The width is 2 m.

De tre monoliterna är alla gjutna med betong K30 (recept i bilaga 1), dock med olika typer av cement (se nedan). Betongen har levererats av Örnbetong AB och transporterats med roterbil. Gjutningen av monoliterna har skett med bask. Som form har Haki top-form (20 mm plyfa) använts.

Monolit M2 har gjutits med standardcement. Monolitens undre etapp göts 911030 medan den övre etappen göts 920114. Det långa gjutuppehållet medför att den undre etappen hade svalnat helt innan den övre göts. Dock har form och underliggande betong värmts upp med två byggtorkar under 23 timmar före gjutstart för etapp 2. Denna åtgärd var nödvändig för att smälta bort snö och is. Betongtemperaturen var vid gjutningen av den övre etappen 10-14°C och stighastigheten 0,47 m/h.

Monolit M3 har gjutits med anläggningscement. Den undre etappen göts 920625 och den övre 920630. Det fem dagar långa gjutuppehållet medför att den undre etappen hinner svalna en del innan övre etappen gjuts. Betongtemperaturen var vid gjutningen av den övre etappen 13-15°C och stighastigheten 0,48 m/h.

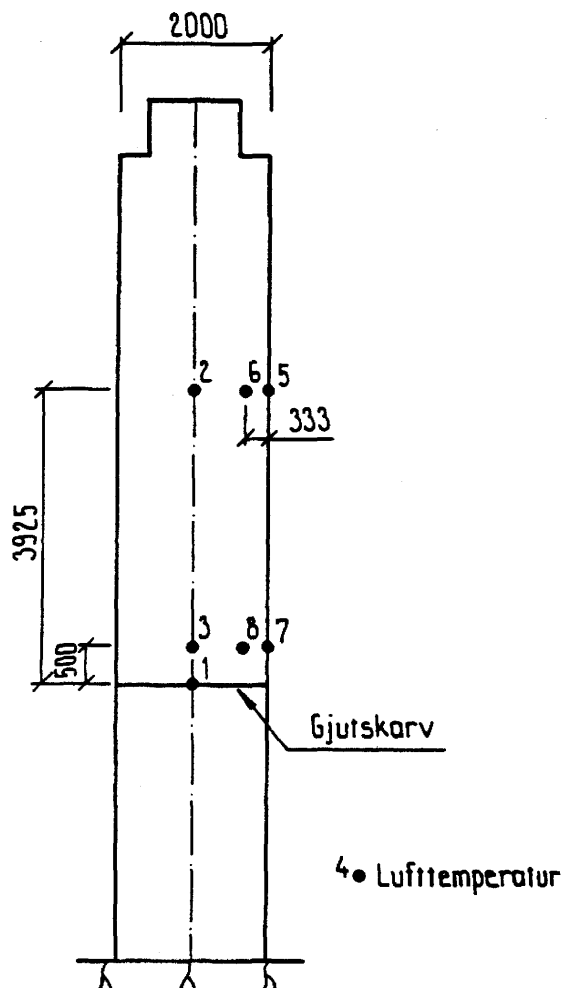
Monolit M4 har liksom M2 gjutits med standardcement, men med den skillnaden att den övre etappen göts endast 38 timmar efter den undre. Eftersom den undre etappen då fortfarande var varm bör denna åtgärd leda till minskad sprickbildning. Gjutdatum för de båda etapperna var 920622 respektive 920624. Betongtemperaturen var vid gjutningen av den övre etappen 12-15°C och stighastigheten 0,48 m/h.

Det faktum att monoliterna inte har gjutits under samma årstid, försvårar jämförelsen något. M2 göts vintertid och formarna har därför varit isolerade med en 10 mm Avesta isolermatta. M3 och M4 göts sommartid och har varit oisolerade. Även det faktum att kvaliteten hos cement varierar något med årstiderna, gör att jämförelsen inte blir helt rättvisande.

Ingen av monoliterna är försedda med sprickarmering i den övre etappen. Samtliga monoliter är försedda sprickarmering från berggrunden och 2 m upp i konstruktionen. Denna består av horisontellt liggande Ks 40S ϕ 25 c100.

3. TEMPERATURMÄTNINGAR

Temperaturen har uppmätts i sju punkter i varje monolit samt i den omgivande luften. Mätpunkterna har varit placerade enligt figur 3.1. Lufttemperaturen (mätpunkt 4) har uppmätts i skugga. Mätningarna är gjorda med en sk betongdator [6], vilket är en utrustning som tagits fram av Skanska.



Figur 3.1: Mätpunkternas placering i monoliternas tvärsnitt.

Figure 3.1: The positions of the measuring points in the cross section of the monolith.

3.1 Resultat

De uppmätta temperaturerna redovisas i diagram 3.1 a-c. För att öka diagrammens åskådlighet redovisas inte kurvorna för mätpunkterna 6 och 8. Temperaturen i dessa punkter redovisas i de kompletta diagrammen i bilaga 2. Nolltiden i diagrammen representerar tiden då mätningarna började, vilket var ca 8 timmar efter det att gjutningen påbörjades, vilket sammanföll med den tidpunkt då betongen nådde upp till den övre raden av mätpunkter.

Tyvärr har mätdata i vissa mätpunkter bortfallit för monolit M3 p g a problem med mätutrustningen. För M2 och M4 har ett veckolångt mätningssuppehåll tagits, därav diagrammens ofullständiga utseende.

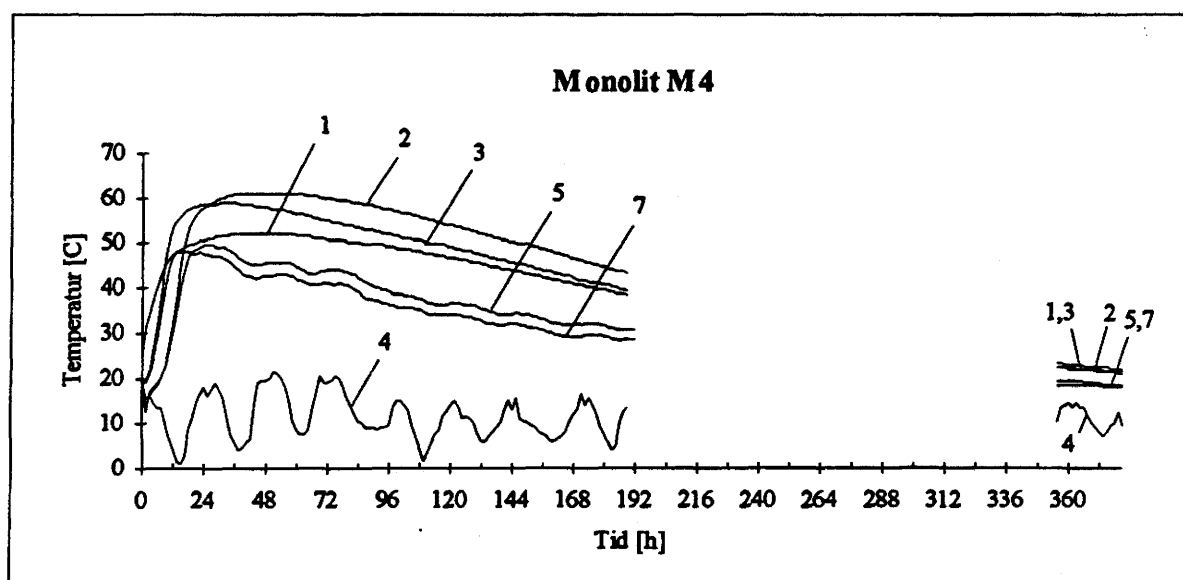
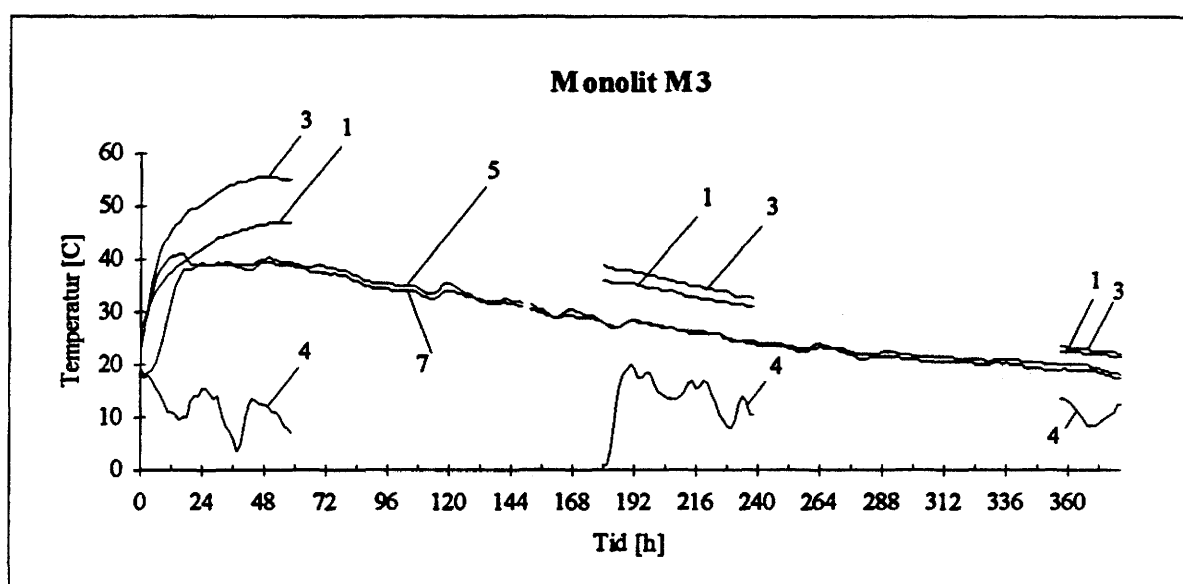
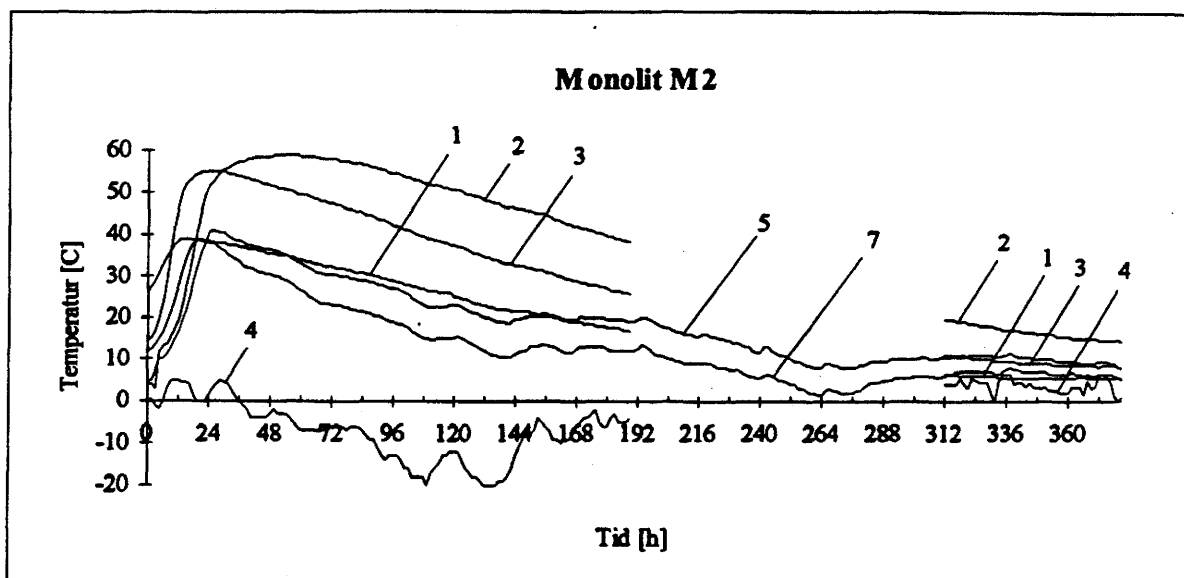


Diagram 3.1 a-c: Uppmätta temperaturer i monoliterna M2, M3 och M4.
Diagram 3.1 a-c: Measured temperatures in the monoliths M2, M3 and M4.

3.2 Analys

De högsta uppmätta temperaturerna fås som väntat i mätpunkt 2, som ligger i den övre etappens geometriska centrum. I monoliterna M2 och M4 var temperaturen i denna punkt 59°C respektive 61°C som högst. Motsvarande mätvärden för M3 har tyvärr ej registrerats, men eftersom temperaturen i mätpunkt 3 var 55,5°C som mest, kan man antaga att temperaturen i mätpunkt 2 åtminstone varit 57°C som högst. Skillnaden mellan cementtypernas maxtemperaturer är inte så stor som man skulle kunna förvänta sig. Däremot kan man tydligt se att temperaturutvecklingen är långsammare i betongen med anläggningcement.

För att bilda sig en uppfattning om risken för att ytsprickor skall uppkomma, kan man studera temperaturdifferensen mellan en mätpunkt mitt i konstruktionen och en vid dess kant. Ju större denna differens har varit i tidig ålder desto större bör risken för ytsprickor vara. Differensen mellan mätpunkterna 2 och 5 (diagram 3.2) var under den första veckan 10-15°C högre i M2 än i M4. Då man studerar de uppmätta temperaturerna ser man att skillnaden helt beror på att temperaturen i mätpunkt 5 var lägre i M2, vilket är naturligt eftersom den göts vintertid.

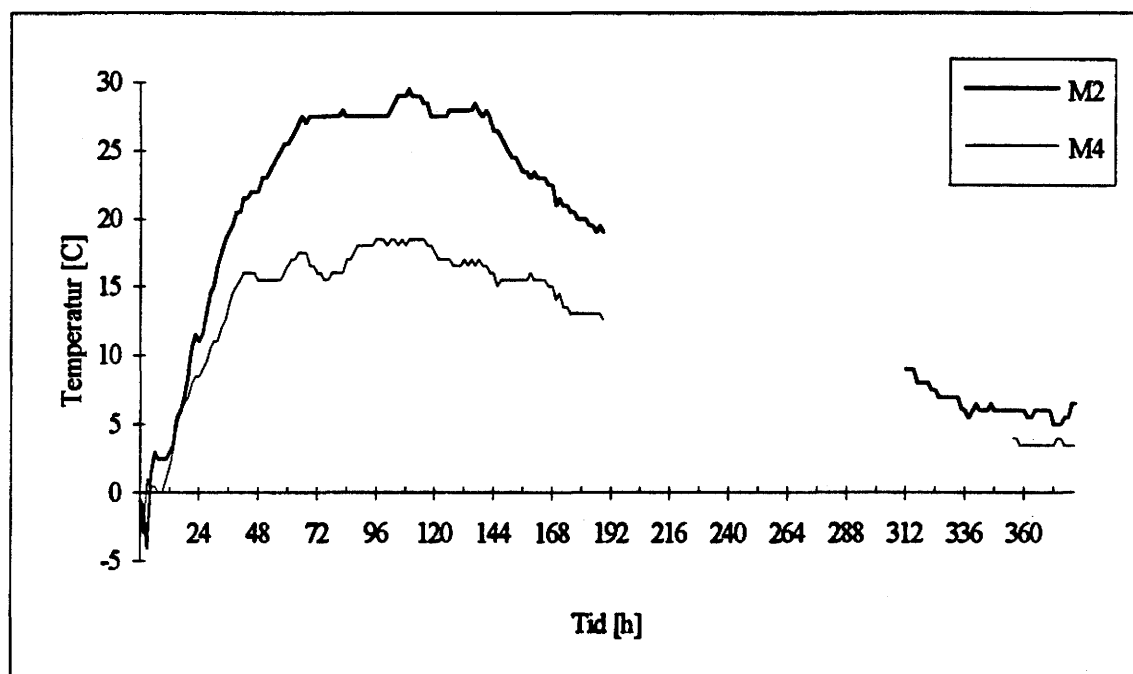


Diagram 3.2: Uppmätt temperaturdifferens mellan mätpunkterna 2 och 5.
Diagram 3.2: Temperature difference between measuring points 2 and 5.

Skillnaden i lufttemperatur är också orsak till att differensen mellan mätpunkterna 3 och 7 (diagram 3.3) är 5-10°C högre i M2 än i M4. Anmärkningsvärt är att differensen mellan dessa punkter i M3 ligger mycket nära den i M4. Eftersom M3 är gjuten med anläggningcement skulle man kunna förvänta sig en lägre temperaturdifferens.

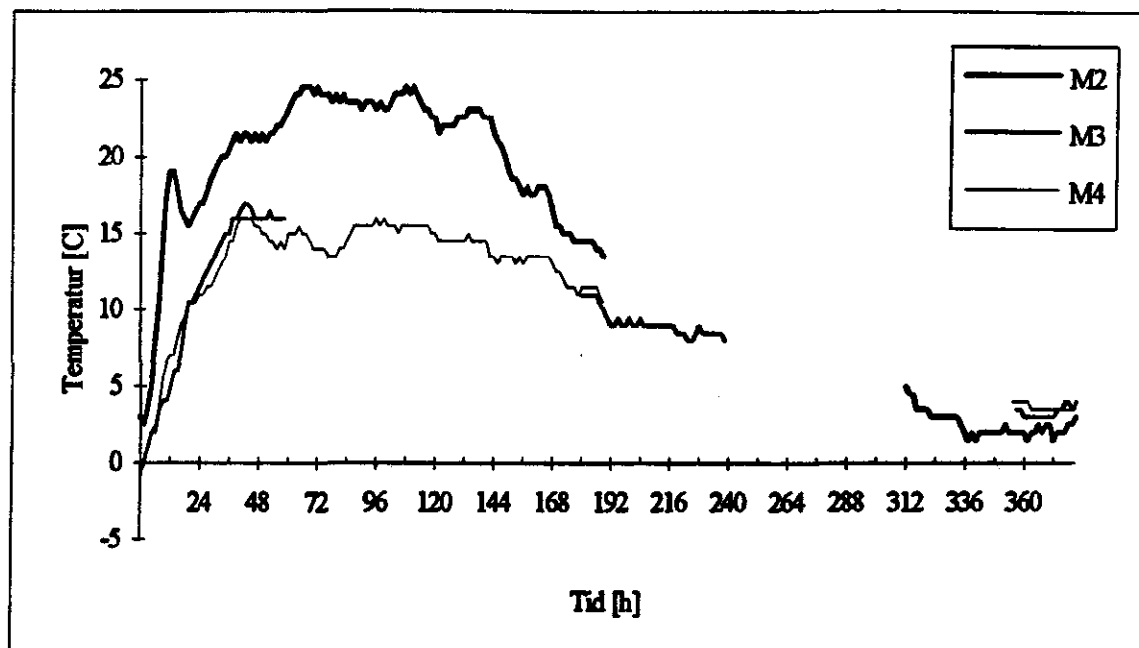


Diagram 3.3: Uppmått temperaturdifferens mellan mätpunkterna 3 och 7.
 Diagram 3.3: Temperature difference between the measuring points 3 and 7.

Mätresultaten tyder på att risken för att ytsprickor skall uppkomma till största del beror på den omgivande luftens temperatur och att det spelar mindre roll vilken typ av cement som används. Av denna anledning bör man vid gjutning vintertid isolera formarna mer än vad som gjordes vid gjutningen av monolit M2.

Om man låter mätpunkten 1 representera temperaturen i den undre etappens överkant, kan man få en uppfattning om risken för genomgående sprickor i den övre etappens underkant genom att studera temperaturdifferensen mellan en mätpunkt en bit upp i den övre etappen och mätpunkt 1. Under de första dagarna då denna temperaturdifferens ökar, torde de horisontella tryckspänningarna i den övre etappens underkant öka. Dessa tryckspänningar torde sedan minska då temperaturdifferensen minskar och i ett senare skede övergå till dragspänningar. Differensen mellan mätpunkterna 3 och 1 (diagram 3.4) var som mest 17°C i M2, 9,5°C i M3 och 8,5°C i M4. Notera den stora negativa differensen i M2 de första timmarna, vilket indikerar att uppvärmningen av M2s undre etapp givit denna en temperatur av samma storleksordning som den i M4. Dock alstras ingen värme i M2s undre etapp, vilket efter några dagar leder till en betydligt större temperaturdifferens än i M4.

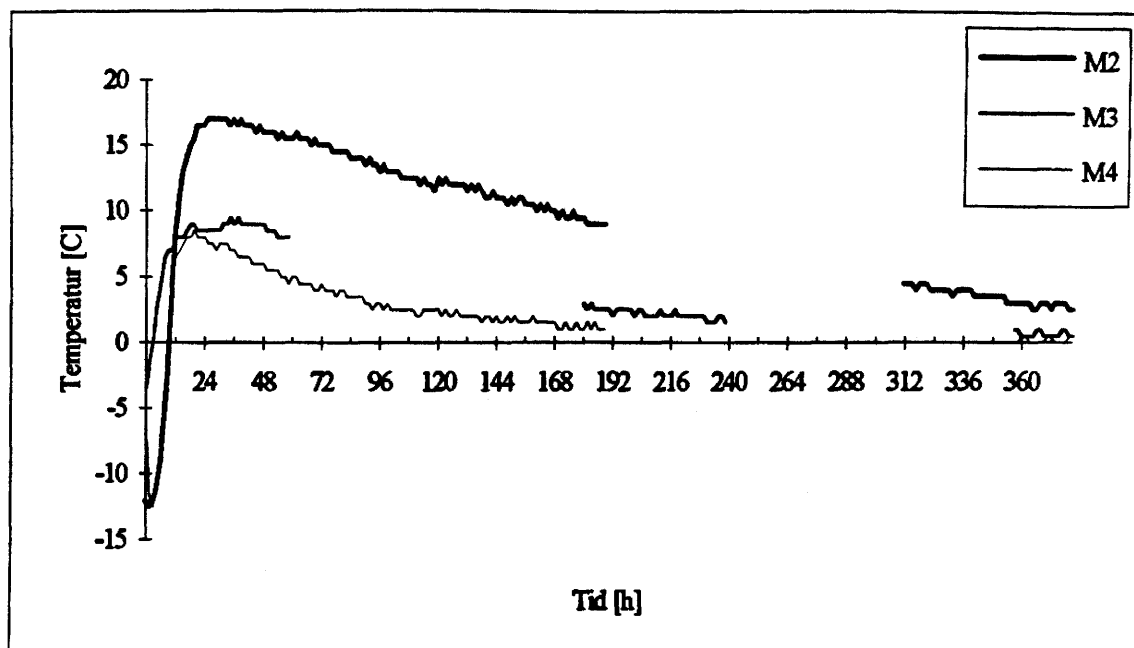


Diagram 3.4: Uppmätt temperaturdifferens mellan mätpunkterna 3 och 1.
Diagram 3.4: Temperature difference between the measuring points 3 and 1.

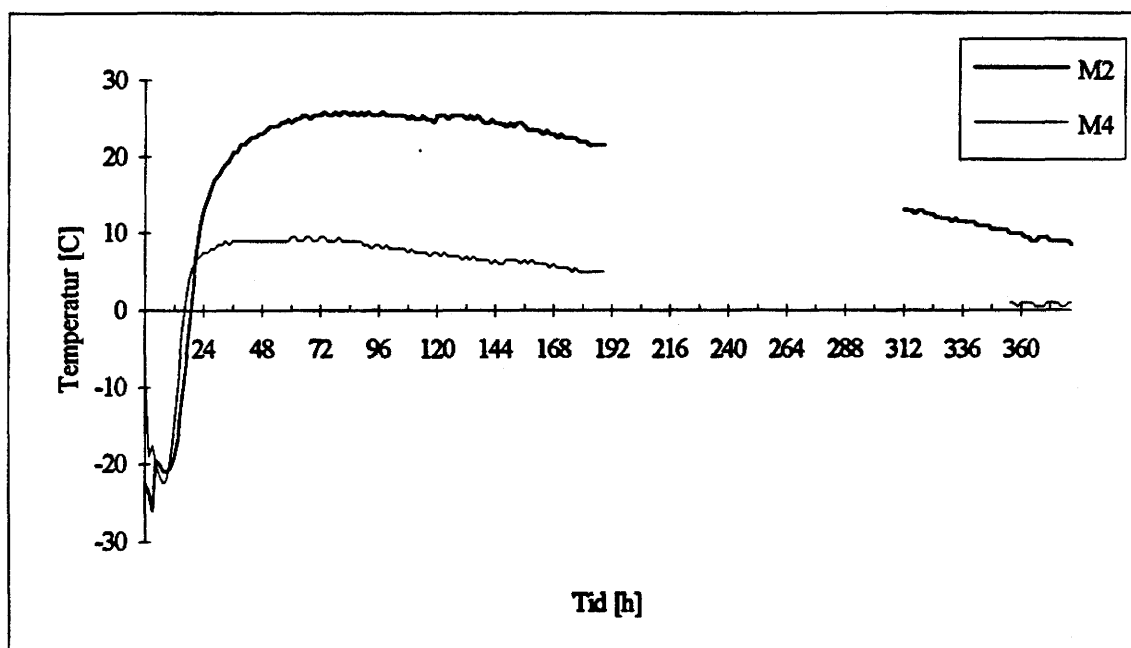


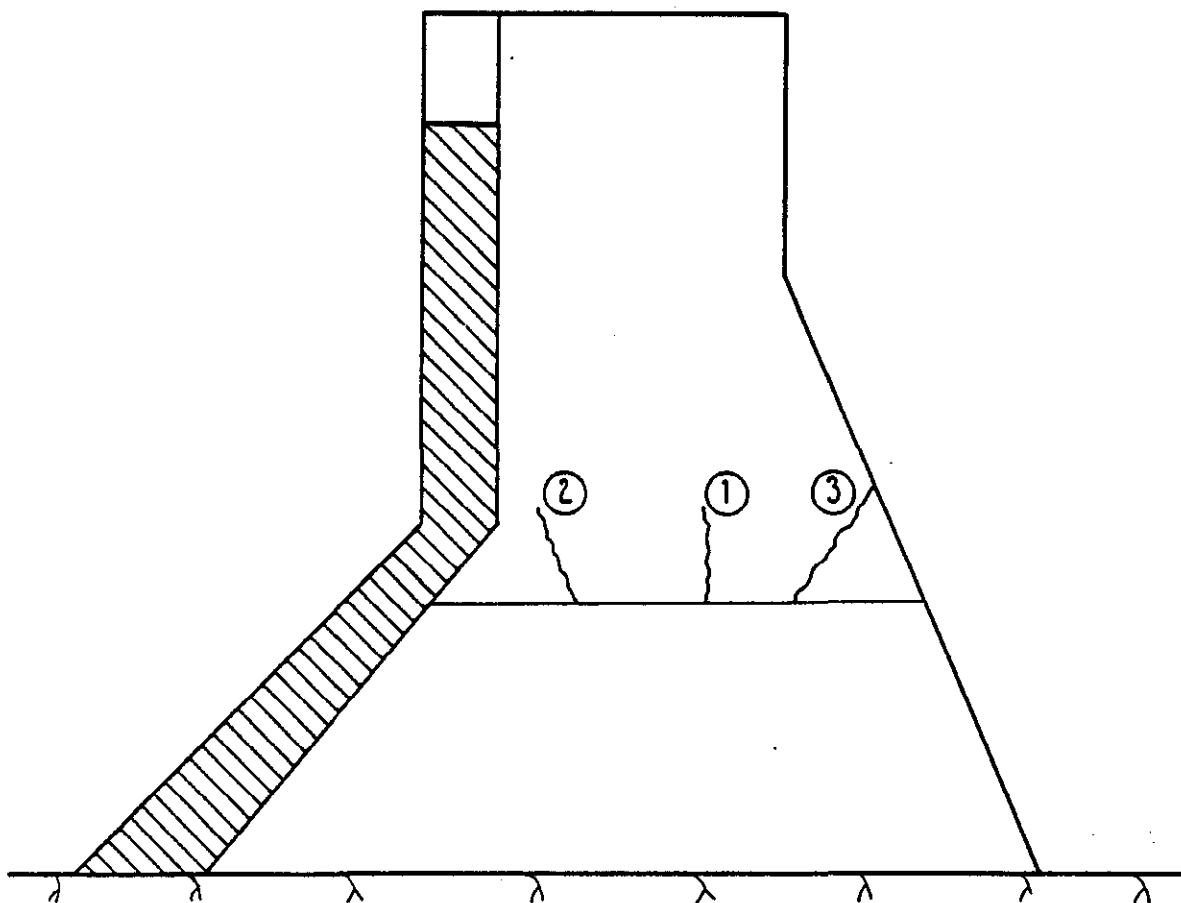
Diagram 3.5: Uppmätt temperaturdifferens mellan mätpunkterna 2 och 1.
Diagram 3.5: Temperature difference between the measuring points 2 and 1.

Differensen mellan mätpunkterna 2 och 1 (diagram 3.5) var som störst 26°C i M2 och endast 9,5°C i M4.

Mätresultaten tyder på att man med de sprickreducerande åtgärder, som använts i M3 och M4, kan minska risken för genomgående sprickor, medan risken för ytsprickor mer ser ut att bero av den omgivande luftens temperatur.

4. UPPKOMNA SPRICKOR

Under tiden fram till dammens färdigställande, uppstod sprickor endast i monolit M2. Det finns dock en risk att även de andra monoliterna kommer att spricka i ett senare skede, eftersom krympningsprocessen fortsätter under lång tid efter det att monoliterna har svalnat. De sprickor som bildades i M2 var placerade enligt figur 4.1.



Figur 4.1: Sprickornas placering i monolit M2.

Figure 4.1: The positions of the arised cracks in monolith M2.

Spricka 1 registrerades 30 dagar efter gjutning och var ca 110 cm lång och 0,05-0,10 mm bred. En vecka senare hade sprickan blivit ca 10 cm längre men var i denna del mindre än 0,05 mm bred. Endast denna spricka var synlig på monolitens motsatta sida. Sprickorna 2 och 3 registrerades först ca 12 månader efter gjutning. Dessa sprickor var mycket fina och ej sammanhängande. Då författaren besökte dammen 930622 kunde inga sprickor utöver dessa iakttagas.

5. FEM-BERÄKNINGAR

För att uppskatta de spänningar som uppstod i de studerade monoliterna tiden efter gjutningen, har beräkningar gjorts med FEM-programmen HACON-T [4] och HACON-S [5]. Båda programmen har utvecklats av Ola Dahlblom, Lunds Tekniska Högskola på uppdrag av Vattenfall Utveckling AB.

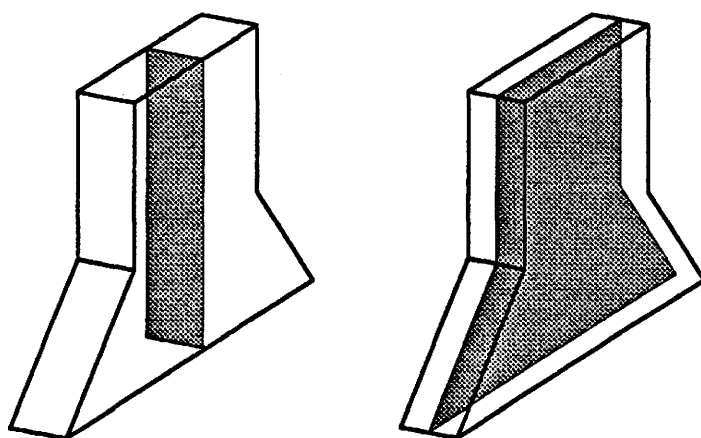
5.1 Beskrivning av programvaran

Med HACON-T är det möjligt att simulera temperaturutvecklingen i betongkonstruktioner med hänsyn till den värme som alstras vid hydratationen. Värmeutvecklingen i cementen beskrivs som en funktion av temperaturen och hydratationsgraden. Programmet kan behandla tvådimensionella och axialsymmetriska problem och modellen kan byggas upp av finita 8-nods-element och infinita 5- och 3-nodselement. Modellen kan utökas under beräkningen, vilket gör det möjligt att analysera konstruktioner som gjuts i flera etapper.

HACON-S är en utveckling av HACON-T som utöver temperaturutveckling även kan simulera spänningsutvecklingen i konstruktionen. Vid dessa spänningsberäkningar finns möjlighet att utöver den termiska töjningen även ta hänsyn till kryptöjning, spänningsinducerad termisk töjning samt uppkomst av sprickor.

5.2 Förenklingar och begränsningar vid modelleringen

Beräkningar har gjorts både i monoliternas korta och långa tvärsnitt (figur 5.1). Eftersom programmen endast kan hantera tvådimensionella problem, har den förenklingen gjorts att värmeflödet helt sker i det korta snittet. Denna förenkling bör rimligen leda till att tiden tills det att monoliterna helt har svalnat blir längre samt att den maximala temperaturen blir något högre än i verkligheten.



Figur 5.1: Monoliternas korta (t v) och långa tvärsnitt (t h).

Figure 5.1: The short (to the left) and the long cross section (to the right).

Som temperatur hos omgivande luft har den uppmätta temperaturen i mätpunkt 4 använts. Dock har den förenklingen gjorts att lufttemperaturen i beräkningarna interpolerats linjärt mellan de uppmätta temperaturerna kl 13 och kl 01. Eftersom temperaturmätningarna har gjorts i skugga, kommer det beräknade värmeflödet dagtid att bli större än i verkligheten och därför ge motsatt effekt jämfört med förenklingen med tvådimensionellt värmeflöde (dvs snabbare avsvälning och lägre maxtemperaturer). Under de tider då värden på lufttemperaturen saknas har denna antagits vara lika med medelvärdet för kl 13 och 01 under den tid som mätning gjorts.

Vid beräkning med HACON-S har plan spänning antagits i det långa snittet och plan töjning i det korta. Inget av dessa antaganden stämmer helt med verkligheten, men är så nära sanningen man kan komma vid tvådimensionella beräkningar.

Beräkningarna har gjorts med hänsyn till termisk töjning, kryptöjning och spänningsinducerad termisk töjning. De i beräkningarna använda värdena på de konstanter som beskriver materialegenskapernas utveckling presenteras i bilaga 3. Dessa värden är de som av programmen rekommenderas då betongens sammansättning anges. De stämmer kanske inte helt med de verkliga värdena för den betong som användes, men för att komma sanningen närmare skulle noggrannare mätningar på de aktuella betongblandningarna behövt göras.

Den undre etappen av monoliten M2 värmdes upp med byggtorkar innan gjutning. Eftersom ingen temperaturmätning gjordes i denna etapp efter uppvärmningen har denna temperatur uppskattats. Den uppmätta temperaturen i mätpunkt 1 (*diagram 3.1 a*) indikerar att denna temperatur har varit hög och den har i beräkningarna antagits vara 20 °C i hela etappen.

I modellen gjuts inte alla element samtidigt, utan vid tidpunkter som motsvarar en stighastighet på 0,5 m/h.

5.3 Resultat

Skillnaden mellan uppmätt och beräknad temperatur blev i den monolit som göts med anläggningscement större än i de som göts med standardcement (*diagram 5.1 a-c*). Det är svårt att fastslå varför överensstämmelsen är sämre för anläggningscement, men skillnaden mellan de olika cementtyperna var ju vid temperaturmätningarna förvånande liten. Enligt [1] fig 27.2:6 får en två meter tjock betongskiva med standardcement ca 10° C högre maxtemperatur än en lika tjock skiva med anläggningscement. Denna differens stämmer bättre med beräkningarna än med mätningarna.

För samtliga monoliter blev det beräknade temperaturförloppet långsammare än det uppmätta. Tidsförskjutningen ser ut att vara större för standardcement än för anläggningscement.

Överensstämmelsen med de uppmätta temperaturerna är bäst inne i konstruktionen, och avtar sedan ju längre ut mot ränderna man kommer, vilket kan förklaras med att ingen hänsyn tagits till den direkta solstrålning som monoliterna utsatts för.

Resultaten av beräkningarna redovisas dels i absoluta värden på den horisontella spänningen och dels som förhållandet mellan dragspänningen i huvudspänningsriktningen och den aktuella draghållfastheten.

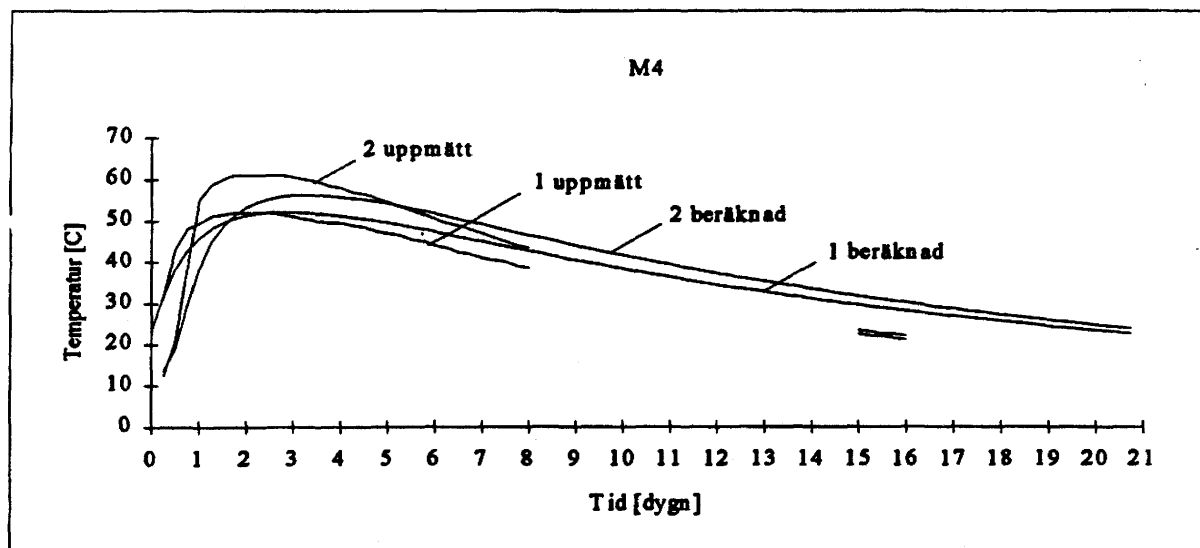
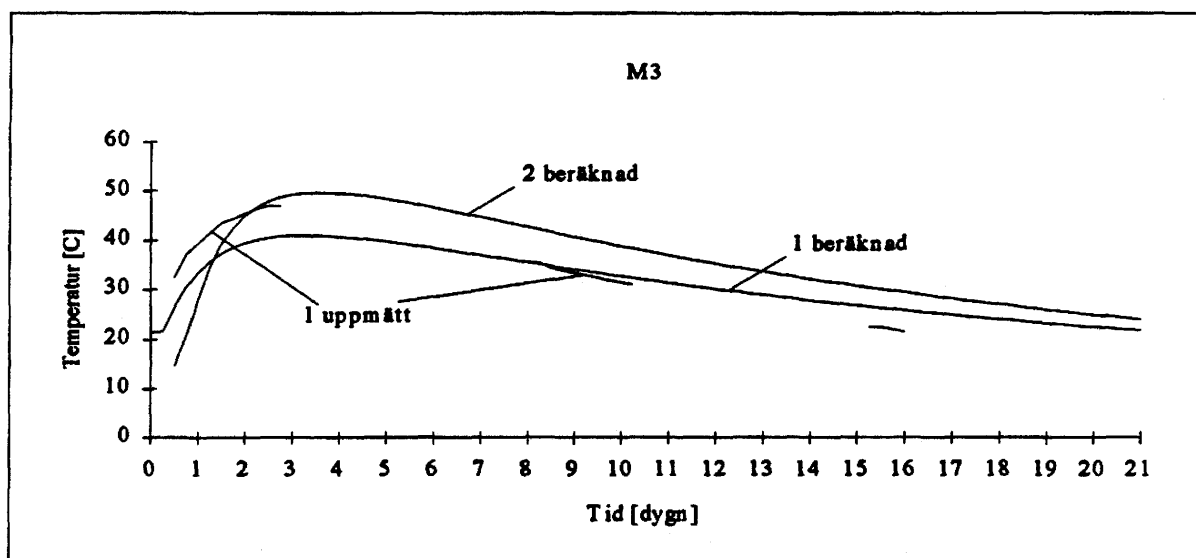
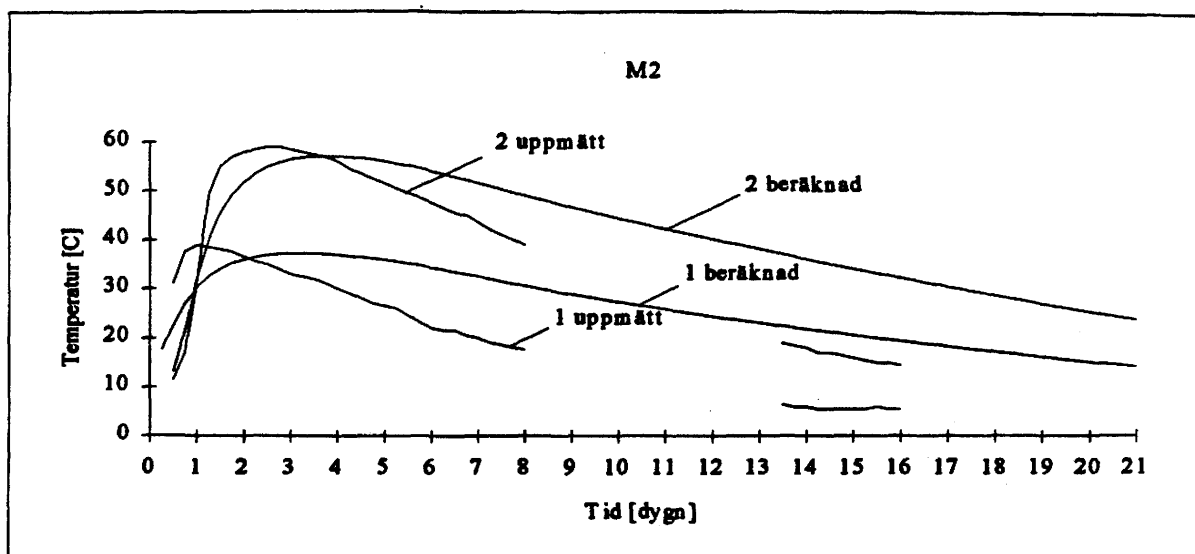
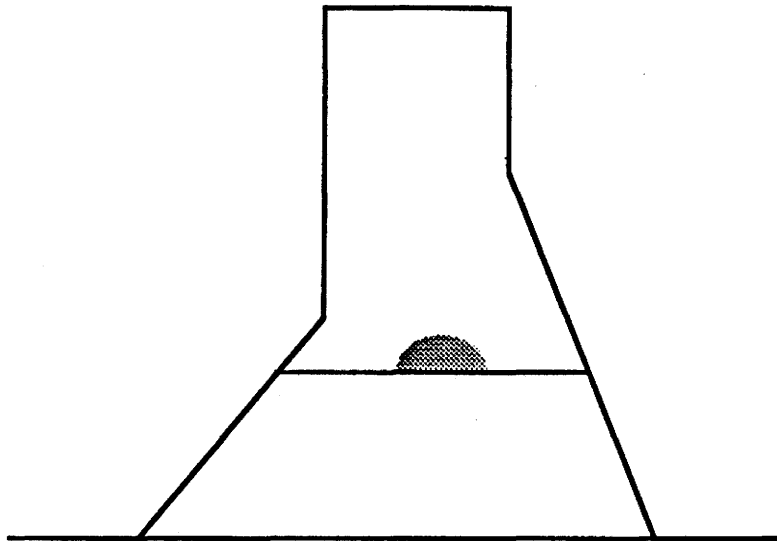


Diagram 5.1 a-c: Jämförelse mellan uppmätta och beräknade temperaturer i punkterna 1 och 2 enligt figur 3.1.
Diagram 5.1 a-c: A comparison between measured and calculated temperatures in the points 1 and 2 in accordance with figure 3.1.

5.3.1 Genomgående sprickor

Enligt beräkningarna är risken för genomgående sprickor i den övre etappen störst i underkantens mitt (Figur 5.2).



Figur 5.2: Området i den övre etappen där risken för genomgående sprickor är störst.
Figure 5.2: The area in the upper stage where the risk of through cracks is at the greatest.

Resultatet av beräkningarna visar, som väntat, att risken för genomgående sprickor är betydligt större i M2 än i M3 och M4 (diagram 5.2 a och b). Efter de tre veckor som beräkningen omfattar är monoliterna fortfarande inte helt avsvalnade, vilket innebär att dragspänningarna kommer att öka ytterligare. M3 och M4, som har ytterligare ca 10°C att avsalna, riskerar då att komma upp i dragspänningar kring 80% av draghållfastheten, vilket vanligen betraktas som en gräns då sprickor börjar uppkomma.

Anledningen till att diagram 5.2 b, till skillnad från diagram 5.2 a, visar en dragspänning under de första dagarna efter gjutningen är att detta diagram redovisar huvudspänningsriktningen. De första dagarnas dragspänning är i vertikal riktning och först då kurvan tar ny fart uppåt (efter 4,5 dygn i fallet med M2) vänder huvudspänningsriktningen till att ligga horisontellt. Det är förvånande att det uppstår vertikala dragspänningar i den övre etappens underkant, men dessa förekommer endast i underkantens mitt. De beräknade deformationerna visar att den undre etappens överkant välver något då temperaturen i etappen stiger. Möjligen är det när den undre etappen svalnar och återtar sin ursprungliga form, som de vertikala dragspänningarna i de övre etappen uppkommer. Det är osäkert om dessa vertikala dragspänningar uppträder i verkligheten.

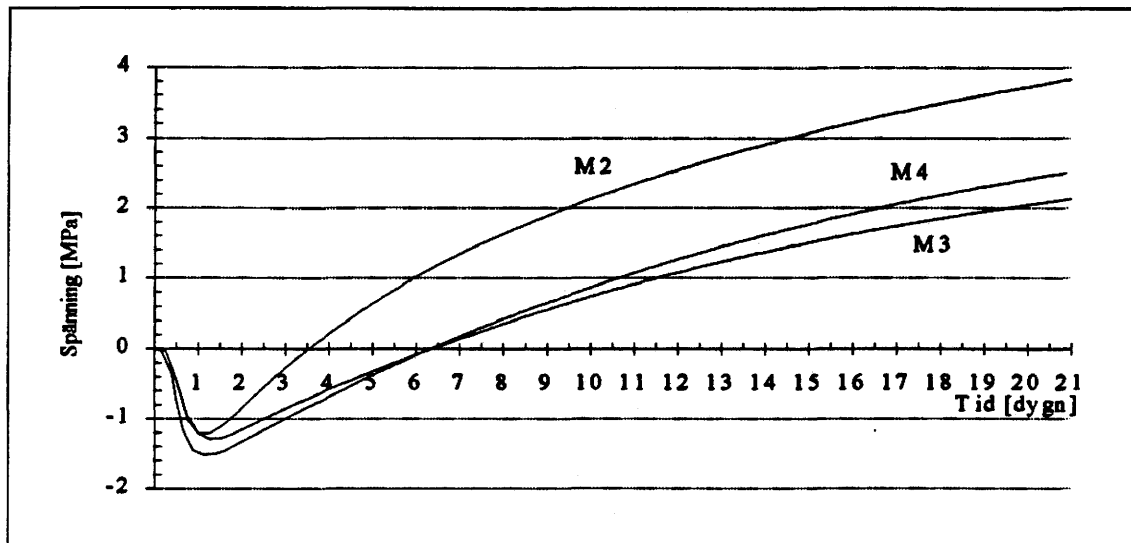


Diagram 5.2 a: Spänningsutvecklingen i horisontell riktning i underkant av den övre etappen i M2, M3 och M4.

Diagram 5.2 a: The development of horizontal stress at the lower edge of the upper stage of M2, M3 and M4.

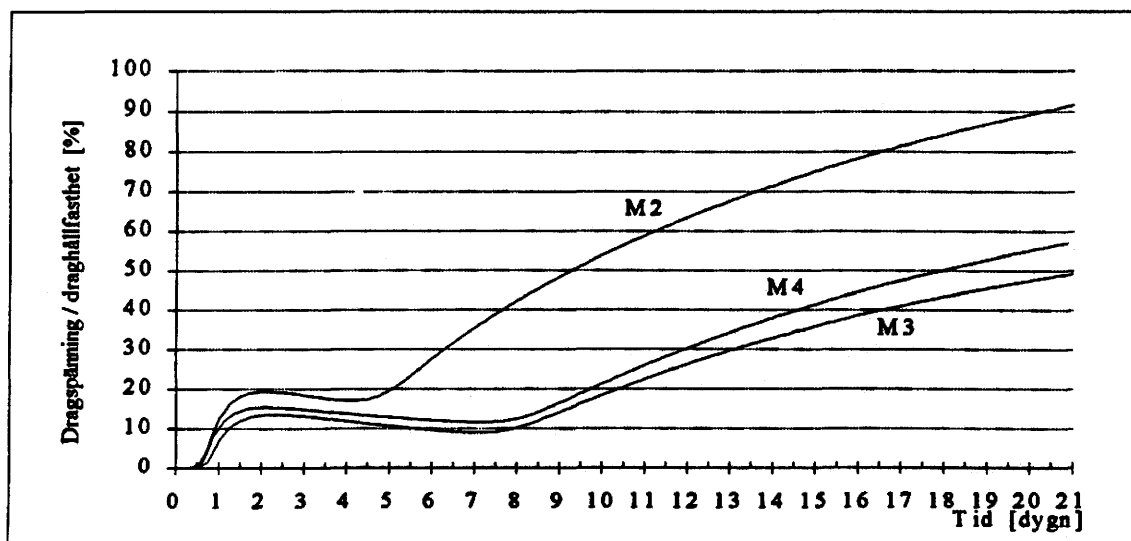


Diagram 5.2 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i underkant av den övre etappen.

Diagram 5.2 b: The tensile stress/strength ratio in the lower edge of the upper stage.

För att undersöka vilken effekt valet av cementtyp har, kan man jämföra spänningsutvecklingen i M2 med en monolit som gjutits under samma förutsättningar, men med anläggningscement istället för standardcement. Resultatet av denna beräkning (diagram 5.3 a och b) tyder på att sprickor skulle uppkommit i M2 även om den hade gjutits med anläggningscement.

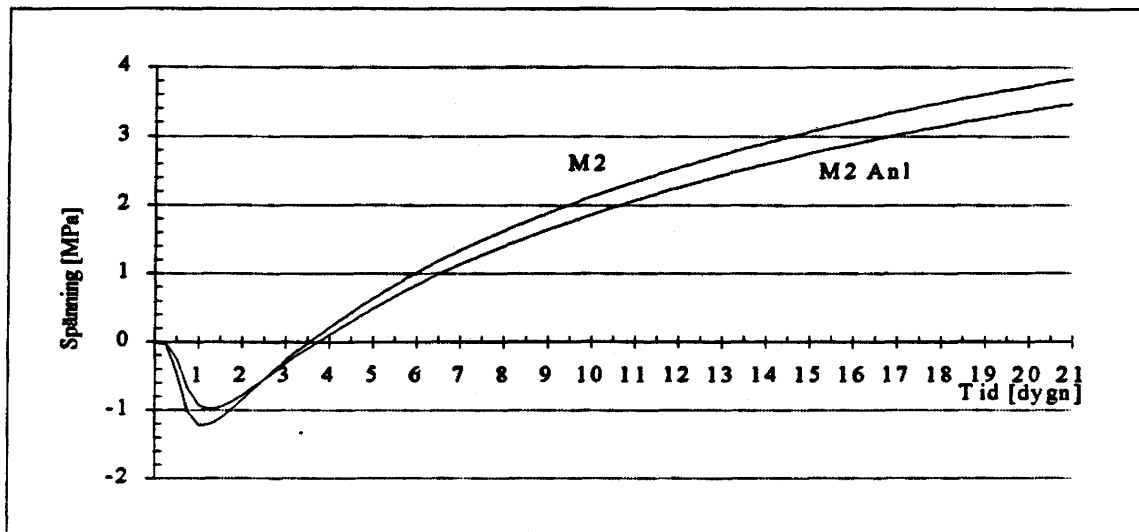


Diagram 5.3 a: Spänningsutvecklingen i underkant av den övre etappen om M2 gjutits med anläggningscement.

Diagram 5.3 a: The development of horizontal stress at the lower edge of the upper stage if monolith M2 was made of slow hardening Portland cement.

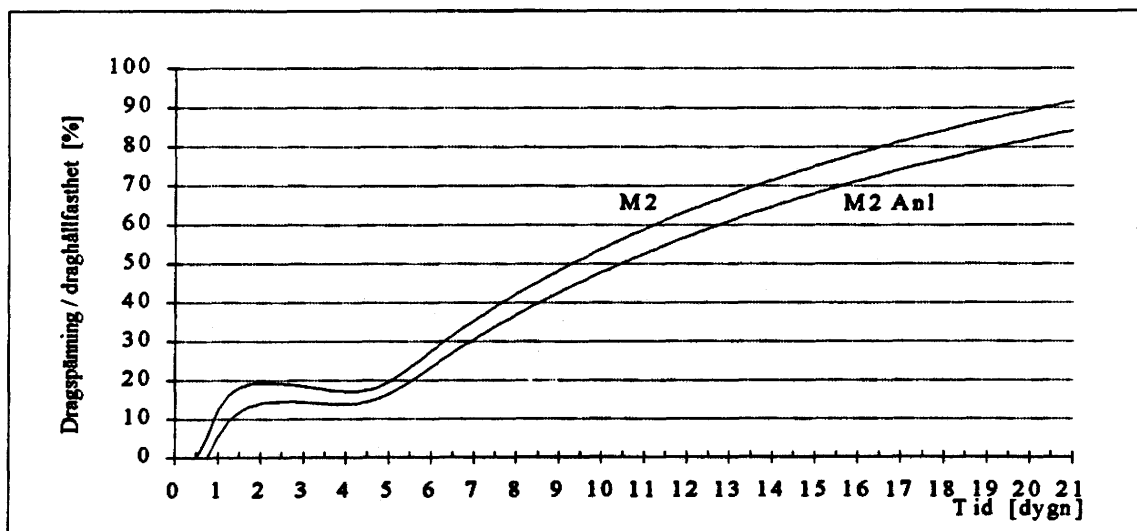


Diagram 5.3 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i underkant av den övre etappen om M2 gjutits med anläggningscement.

Diagram 5.3 b: The tensile stress/strength ratio in the lower edge of the upper stage if M2 was made of slow hardening Portland cement.

Om man på samma sätt byter ut anläggningscementet i monolit M3 mot standardcement fås endast en liten ökning av dragspänningen (diagram 5.4 a och b), vilket ytterligare bekräftar att anläggningscement i detta fall i relativt liten grad sänker risken för temperatursprickor. Anmärkningsvärt är dock att spänningarna blir lägre i M3 med standardcement än i M4. M4 göts med 38 h uppehåll mellan etapperna just för att minska sprickrisken, medan uppehållet vid gjutningen av M3 var 113 h. Tanken med kort gjutuppehåll är att den undre etappen skall vara varm då den övre etappen gjuts, för att etappernas temperaturrörelser bättre skall överensstämja. Dock kommer åtgärden även att innebära att den undre etappen värmer upp underkanten av den övre etappen. Detta medför att den övre etappens underkant expanderar mycket under den första timmarna efter gjutning då betongen är mycket krypbenägen, vilket resulterar i ökade dragspänningar då den svalnar.

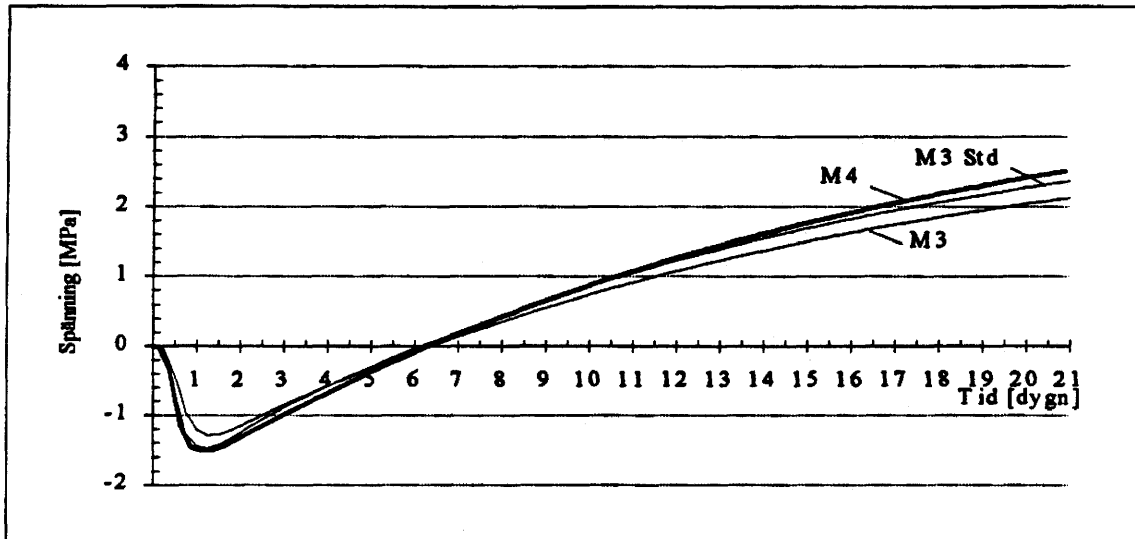


Diagram 5.4 a: Spänningsutvecklingen i underkant av den övre etappen om M3 gjutits med standardcement.

Diagram 5.4 a: The development of horizontal stress at the lower edge of the upper stage if monolith M3 was made of normal hardening Portland cement.

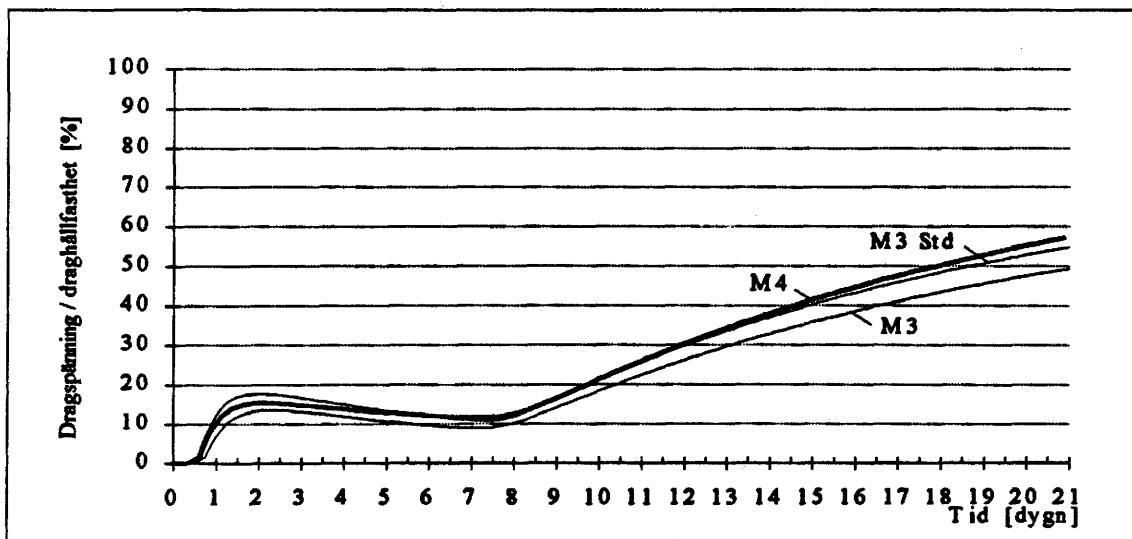


Diagram 5.4 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i underkant av den övre etappen om M3 gjutits med standardcement.

Diagram 5.4 b: The tensile stress/strength ratio in the lower edge of the upper stage if M3 was made of normal hardening Portland cement.

Eftersom resultaten i diagram 5.4 tyder på att det inte nödvändigtvis är gynnsamt att gjuta med så kort uppehåll som möjligt mellan etapperna, ställer man sig frågan när det är som mest gynnsamt. För M3, gjuten med standardcement, når temperaturen i den undre etappens geometriska centrum, enligt beräkningen, sitt maximum 68 h efter påbörjad gjutning. Detta betyder att den övre etappen på M4 göts före detta temperaturmaximum, medan M3 med standardcement göts efter den samma. Även om den övre etappen gjuts samtidigt som detta maximum inträffar, fås högre spänningar än om gjutningsuppehållet är 113 h, som i fallet med M3 med standardcement (diagram 5.5 a och b). Möjligen kan temperaturen i den undre etappens geometriska centrum användas som indikation på när det är lämpligast att gjuta och att man då skall vänta tills denna nått några grader under sitt maximum.

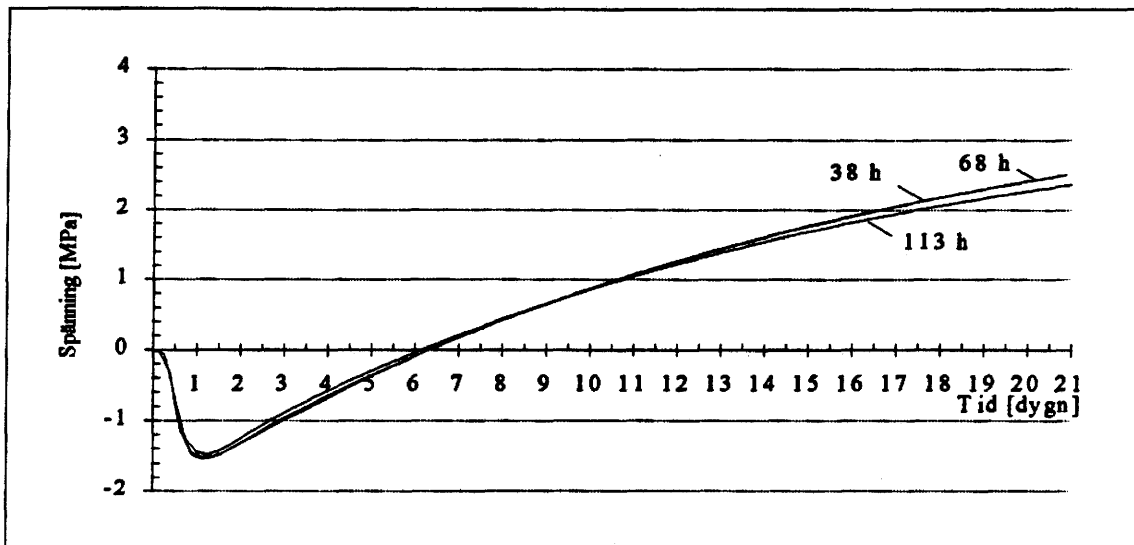


Diagram 5.5 a: Spänningsutvecklingen i underkant av den övre etappen vid gjutning med standardcement vid olika långt gjutuppehåll.

Diagram 5.5 a: The development of horizontal stress at the lower edge of the upper stage when casting with different interval.

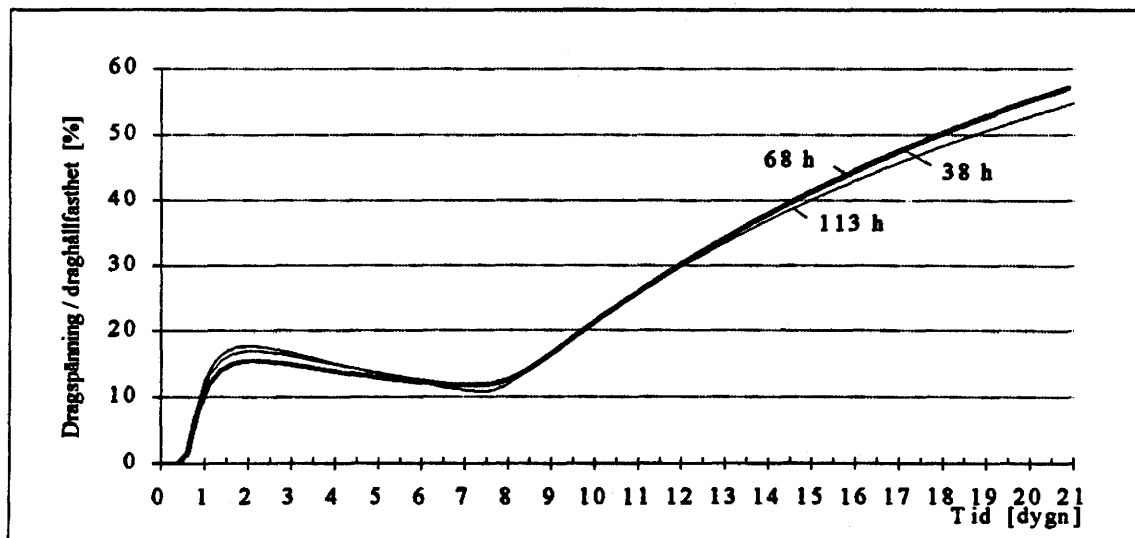


Diagram 5.5 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i underkant av den övre etappen vid gjutning med standardcement vid olika långt gjutuppehåll.

Diagram 5.5 b: The tensile stress/strength ratio in the lower edge of the upper stage when casting with different interval.

En vanlig metod för att minska sprickrisken är att sänka betongens gjuttemperatur. Men en beräkning av M3 där gjuttemperaturen (i både undre och övre etappen) sänks med 5 °C, ger att dragspänningen ökar med sänkt temperatur (diagram 5.6 a och b). Diagram 5.6 a visar att de tryckspänningar som uppkommer de första dagarna är lägre i den kylda betongen. Resultatet är mycket förvånande, men en möjlig förklaring kan vara att den undre etappens överkant kommer att kylas vid gjutningen av den övre etappen, eftersom den färsk betongen har lägre temperatur än den undre etappen. Denna temperatursänkning bör medföra en kontraktion i den undre etappen omedelbart efter gjutning, med tryckspänningar i den övre etappens underkant som följd. Eftersom betongen är färsk kommer dessa tryckspänningar till stor del att relaxeras. Möjligen är detta anledningen till det något förvånande resultatet.

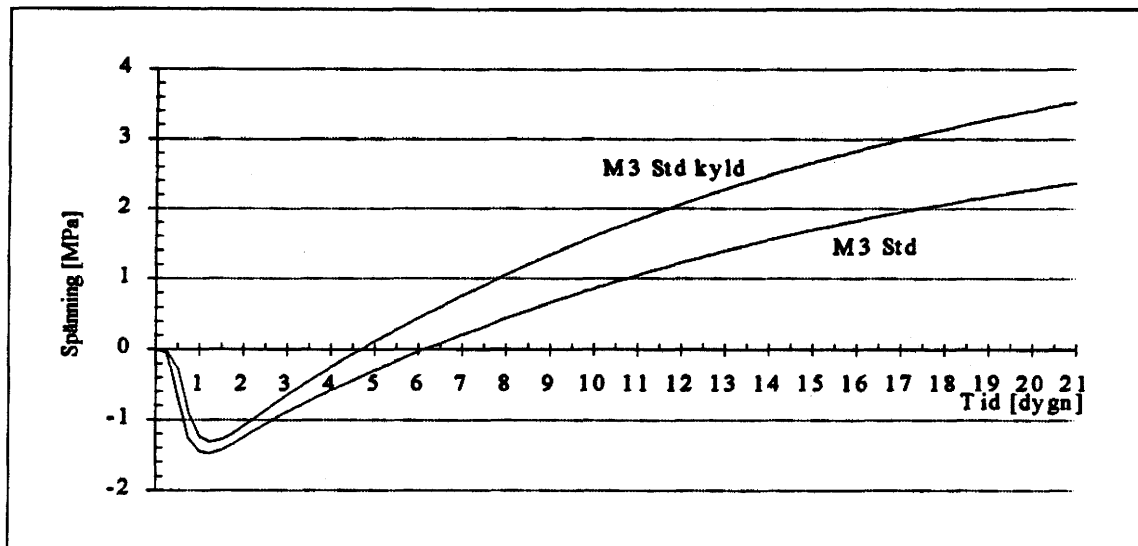


Diagram 5.6 a: Spänningsutvecklingen i underkant av den övre etappen då betongens temperatur sänks 5 °C innan gjutning.

Diagram 5.6 a: The development of horizontal stress at the lower edge of the upper stage when cooling the concrete 5 °C before casting.

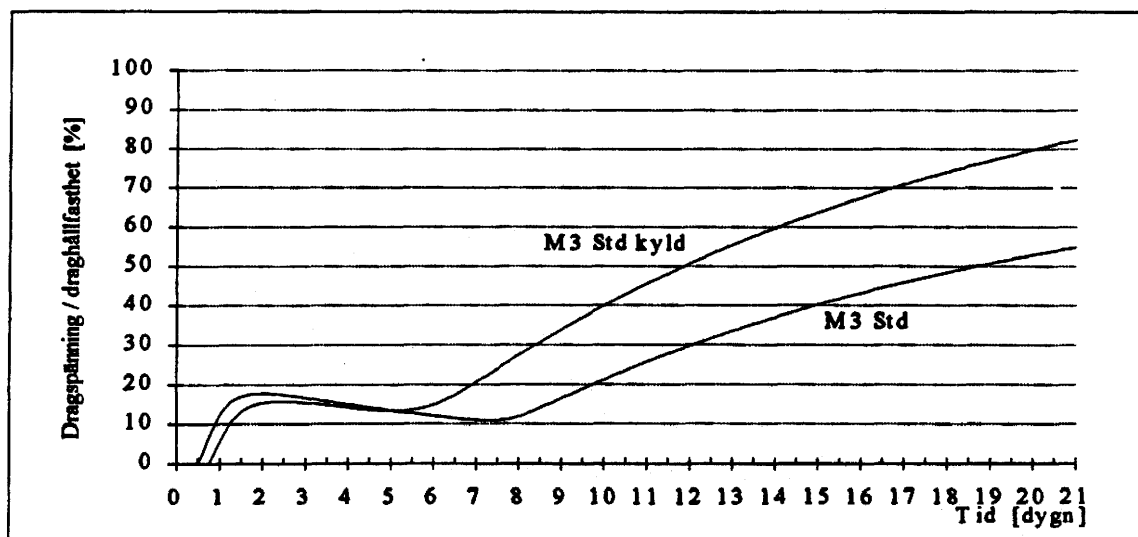
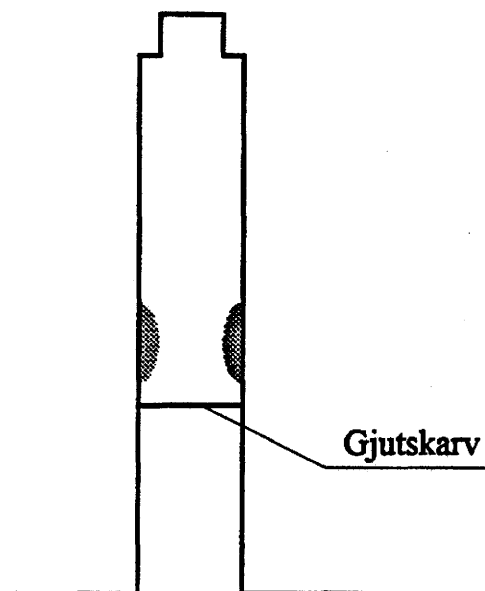


Diagram 5.6 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i underkant av den övre etappen då betongens temperatur sänks 5 °C innan gjutning.

Diagram 5.6 b: The tensile stress/strength ratio in the lower edge of the upper stage when cooling the concrete 5 °C before casting.

5.3.2 Ytsprickor

Enligt beräkningarna är risken för ytsprickor störst ca en meter ovanför gjutskarven (Figur 5.3).



Figur. 5.3: Området i den övre etappen där de största vertikala dragspänningarna uppkommer.
Figure 5.3: The area in the upper stage where the greatest vertical tensile stress appear.

I diagram 5.7 a och b redovisas de beräknade spänningarna i en punkt som ligger 5 cm in från monoliternas kant och 90 cm ovanför gjutskarven. Så som de aktuella finita elementen är definierade kan programmet inte beräkna spänningarna i en punkt som ligger närmre monoliternas kant än 5 cm. Enligt beräkningarna är risken för ytsprickor mycket stor i samtliga monoliter. De vertikala spänningarna blir lägst i M2, vilket är förvånande, eftersom temperaturmätningarna (diagram 3.2 och 3.3) tyder på motsatsen. Att spänningskurvan är avsevärt jämnare för M2 tyder på att isoleringen har haft stor inverkan. Möjligen har inverkan av isoleringen varit större i beräkningarna än i verkligheten. Det skulle i så fall kunna vara en förklaring till att de beräknade spänningarna blir lägre i M2 än i M3 och M4.

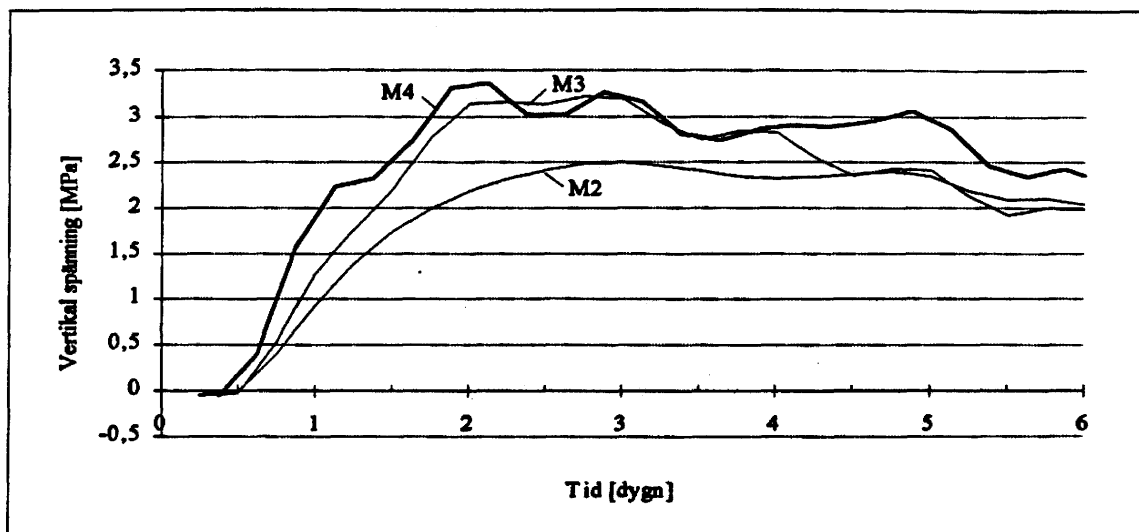


Diagram 5.7 a: Spänningsutvecklingen i vertikal riktning 5 cm från ytan i M2, M3 och M4.
 Diagram 5.7 a: The development of vertical stress in a point 5 cm from the surface.

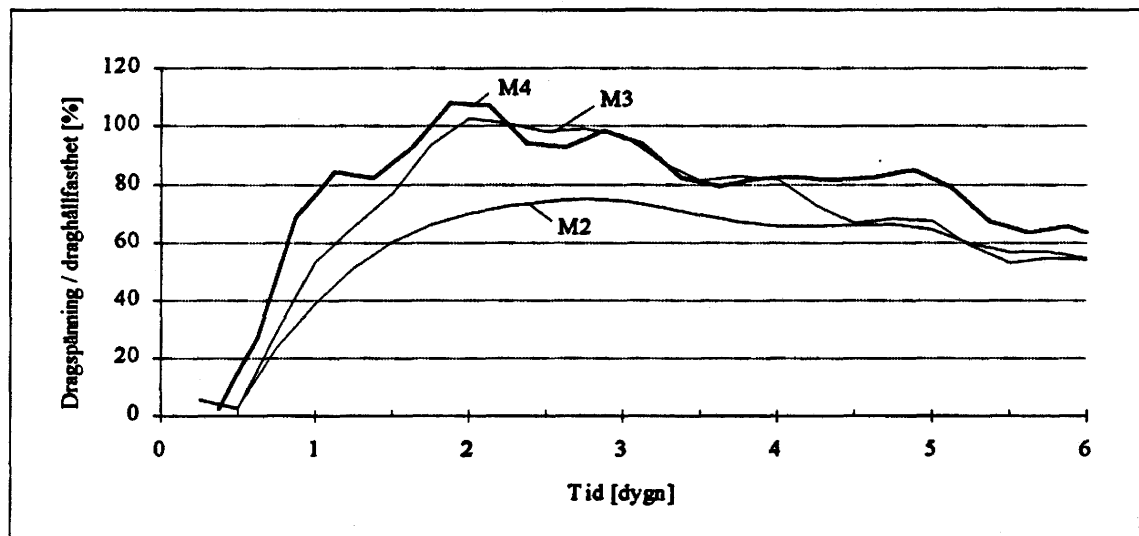


Diagram 5.7 b: Förhållandet mellan dragspänning och draghållfasthet i huvudspänningsriktningen 5 cm från ytan i M2, M3 och M4.
 Diagram 5.7 b: The tensile stress/strength ratio in a point 5 cm from the surface.

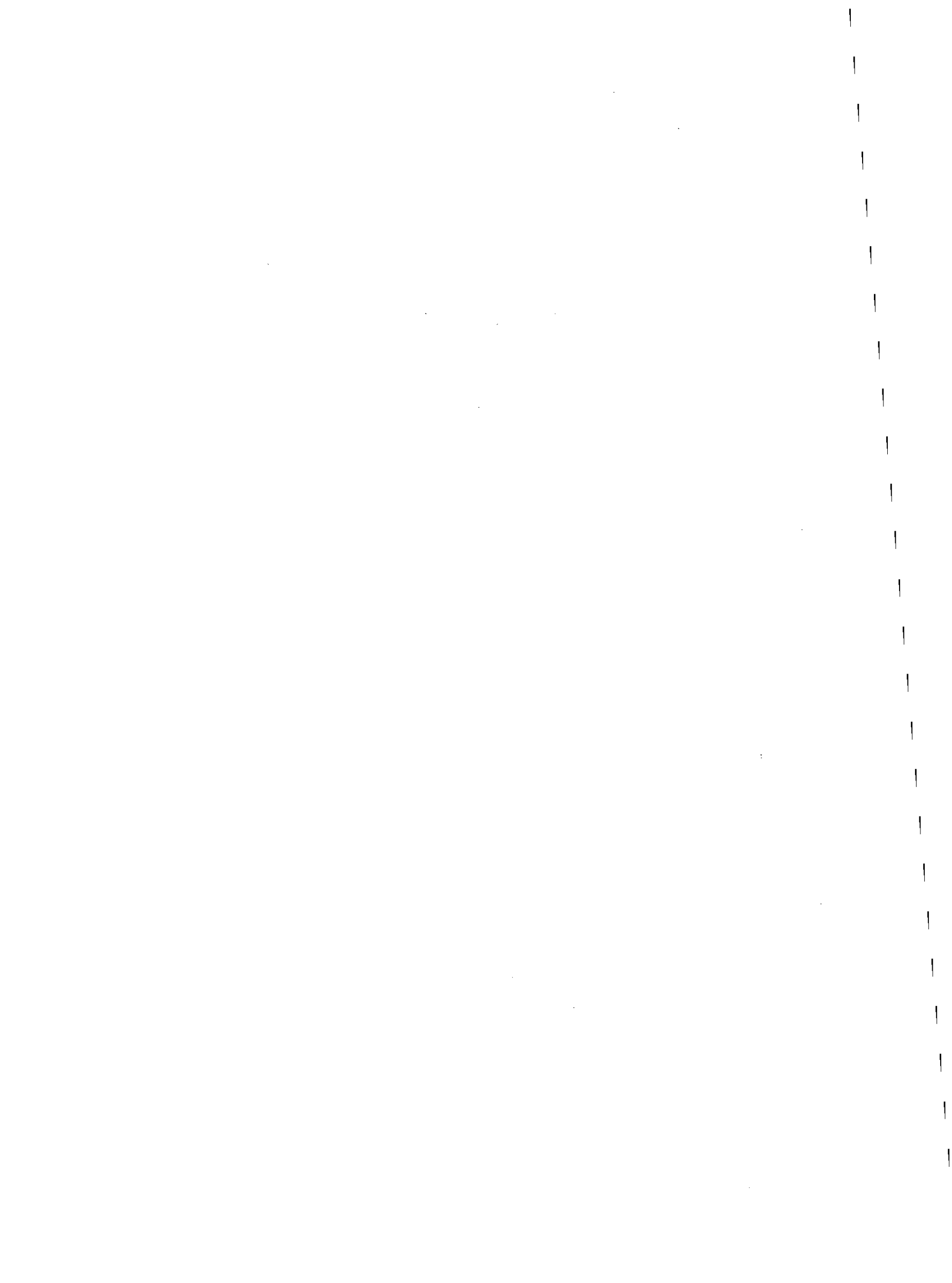
5. SLUTSATSER

Både temperaturmätningarna och FEM-beräkningarna tyder på att man kan minska risken för genomgående sprickor genom att planera gjutningarna så att gjutning sker innan intilliggande gjutetapper har hunnit svalna. Dock tyder beräkningarna på att det inte nödvändigtvis är mest gynnsamt att gjuta med så kort uppehåll som möjligt. En möjlig förklaring till detta kan vara att om intilliggande etapp fortfarande är varm vid gjutningen, kommer denna att värma upp den nygjutna betongen. Temperaturökningen resulterar i att den färska betongen vill expandera med tryckspänningar som följd. Eftersom krypbenägenheten är stor i färsk betong kommer dessa tidiga tryckspänningar till stor del att relaxeras, vilket i ett senare skede leder till större dragspänningar

Både temperaturmätningarna och beräkningarna tyder på att vinsterna med att använda anläggningscement istället för standardcement i detta fall är relativt små. Enligt beräkningarna minskar anläggningscement risken för genomgående sprickor något, medan risken för ytsprickor är oberoende av cementtyp.

Om en konstruktion måste gjas med flera dagars gjutuppehåll är det inte säkert att sprickrisken minskar då betongens gjuttemperatur sänks i samtliga etapper. Eftersom den färska betongen har lägre temperatur än intilliggande etapper, kommer temperaturen i dessa äldre etapper att sjunka. Denna temperatursänkning bör medföra en kontraktion i de intilliggande etapperna omedelbart efter gjutning, med tryckspänningar i den nygjutna betongen som följd. Eftersom betongen är färsk kommer dessa tryckspänningar till stor del att relaxeras och som ovan visats kan detta leda till större dragspänningar.

Beräkningarna visar att det är mycket svårt att utifrån tumregler uppskatta sprickrisken hos en betongkonstruktion.



REFERENSER

- [1] Betonghandbok Arbetsutförande, utgåva 2, Stockholm 1991.
- [2] Betonghandbok Material, utgåva 1, Stockholm 1982.
- [3] Thermal stresses in concrete structures at early ages, Emborg, Luleå 1989.
- [4] HACON-T a program for simulation of temperature in hardening concrete, Vattenfall AB, 1990.
- [5] HACON-S a program for simulation of stress in hardening concrete, Vattenfall AB, 1992.
- [6] Betongdatorn, Skanska Stockholm AB.

BILAGA 1: BETONGRECEPT

Monolit M2

Cement Slite Std	353 kg/m ³
Vattenreducerar 322-ne	0.88 kg/m ³
Varmt vatten	18.8 kg/m ³
Kallt vatten	102.8 kg/m ³
Sten 16-32	515 kg/m ³
Sten 8-16	286 kg/m ³
Grus 0-8	525 kg/m ³
Sand 0-8	485 kg/m ³
Luft	5%

vct 0.481

Monolit M3

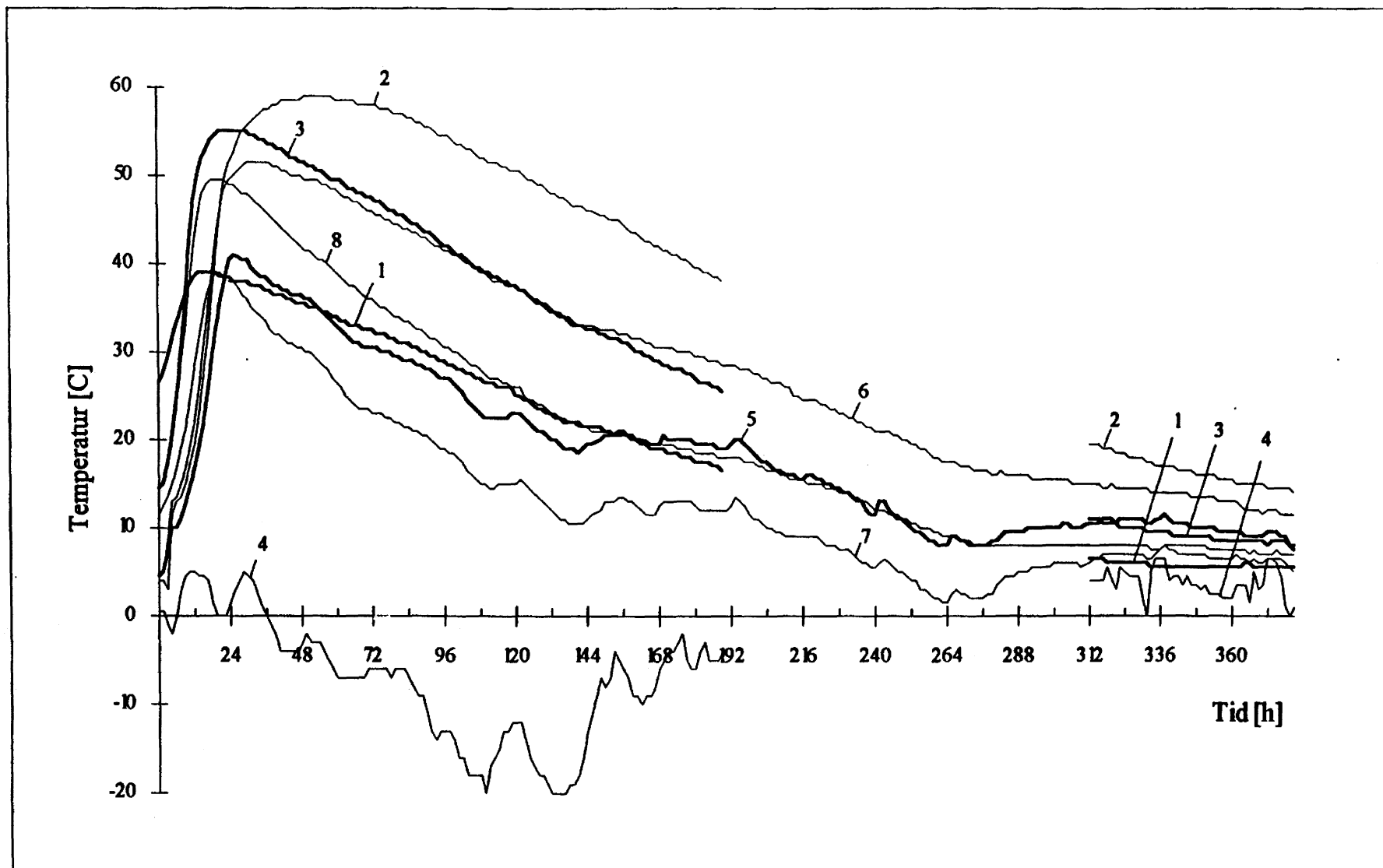
Cement Degerhamn Std	345 kg/m ³
Varmt vatten	0 kg/m ³
Kallt vatten	139 kg/m ³
Sten 16-32	700 kg/m ³
Sten 8-16	200 kg/m ³
Grus 0-8	915 kg/m ³
Luft	5%

vct 0.479

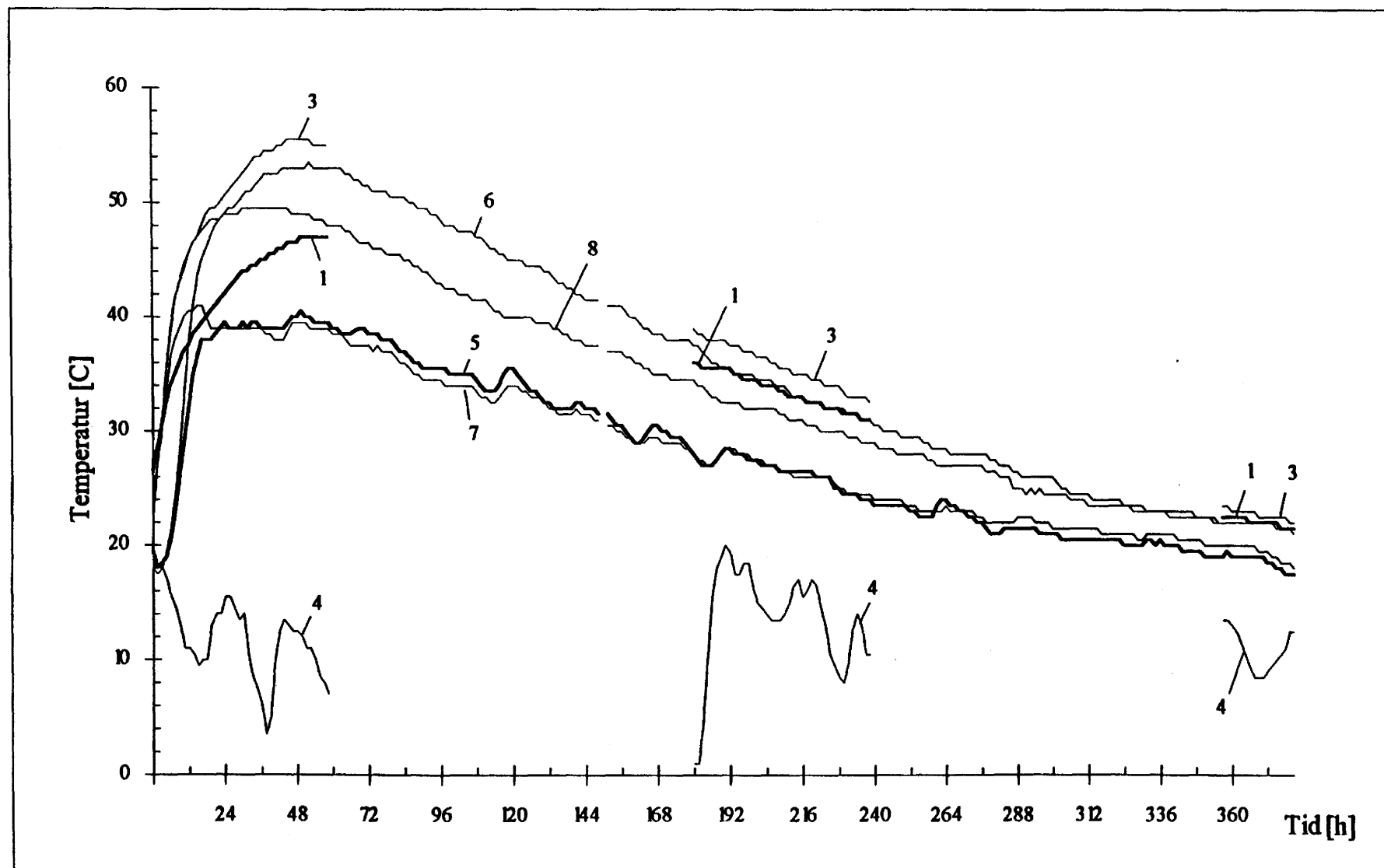
Monolit M4

Cement Slite Std	345 kg/m ³
Vattenreducerar 322-ne	0.86 kg/m ³
Varmt vatten	0 kg/m ³
Kallt vatten	139 kg/m ³
Sten 16-32	700 kg/m ³
Sten 8-16	200 kg/m ³
Grus 0-8	913 kg/m ³
Luft	5%

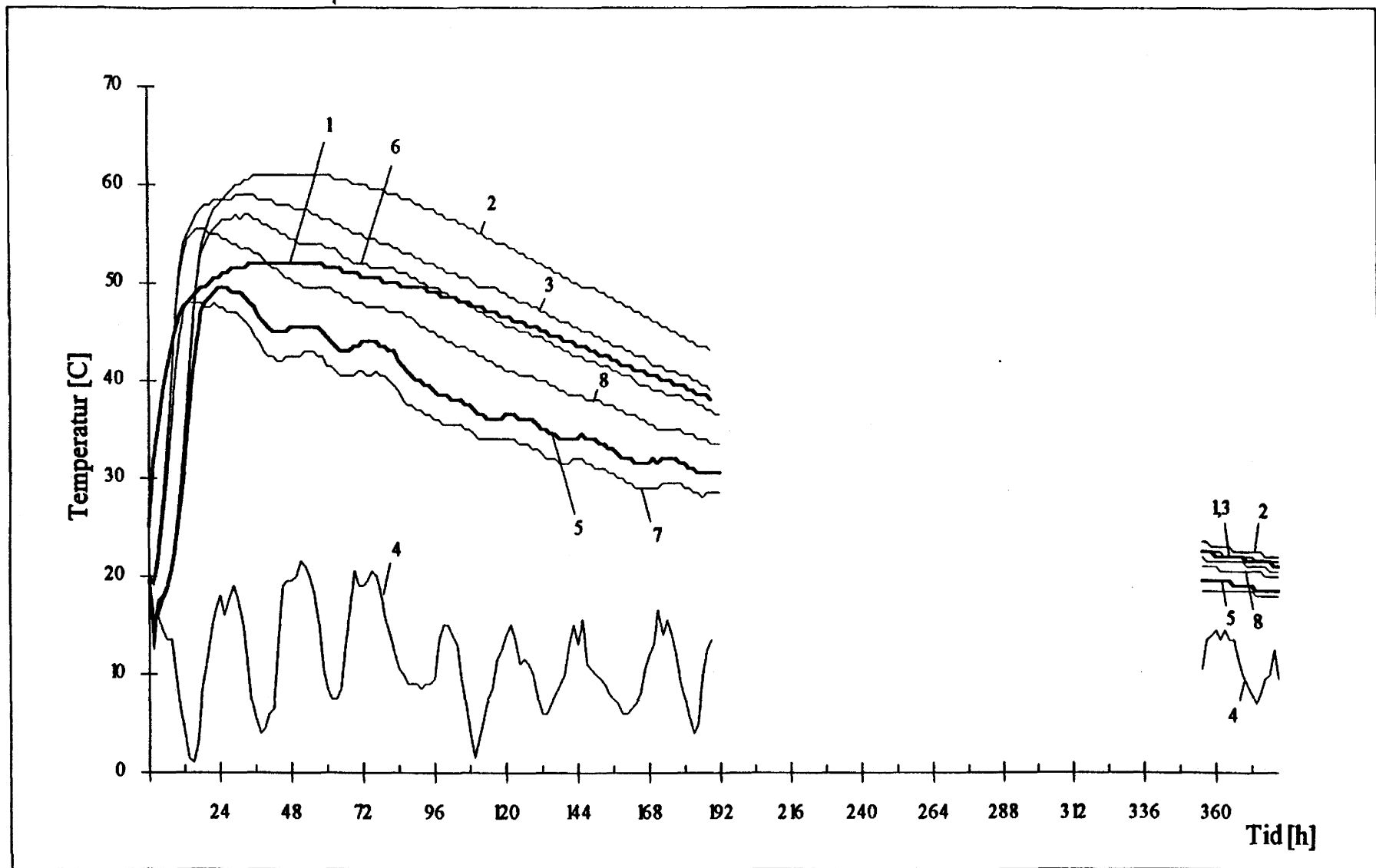
vct 0.480



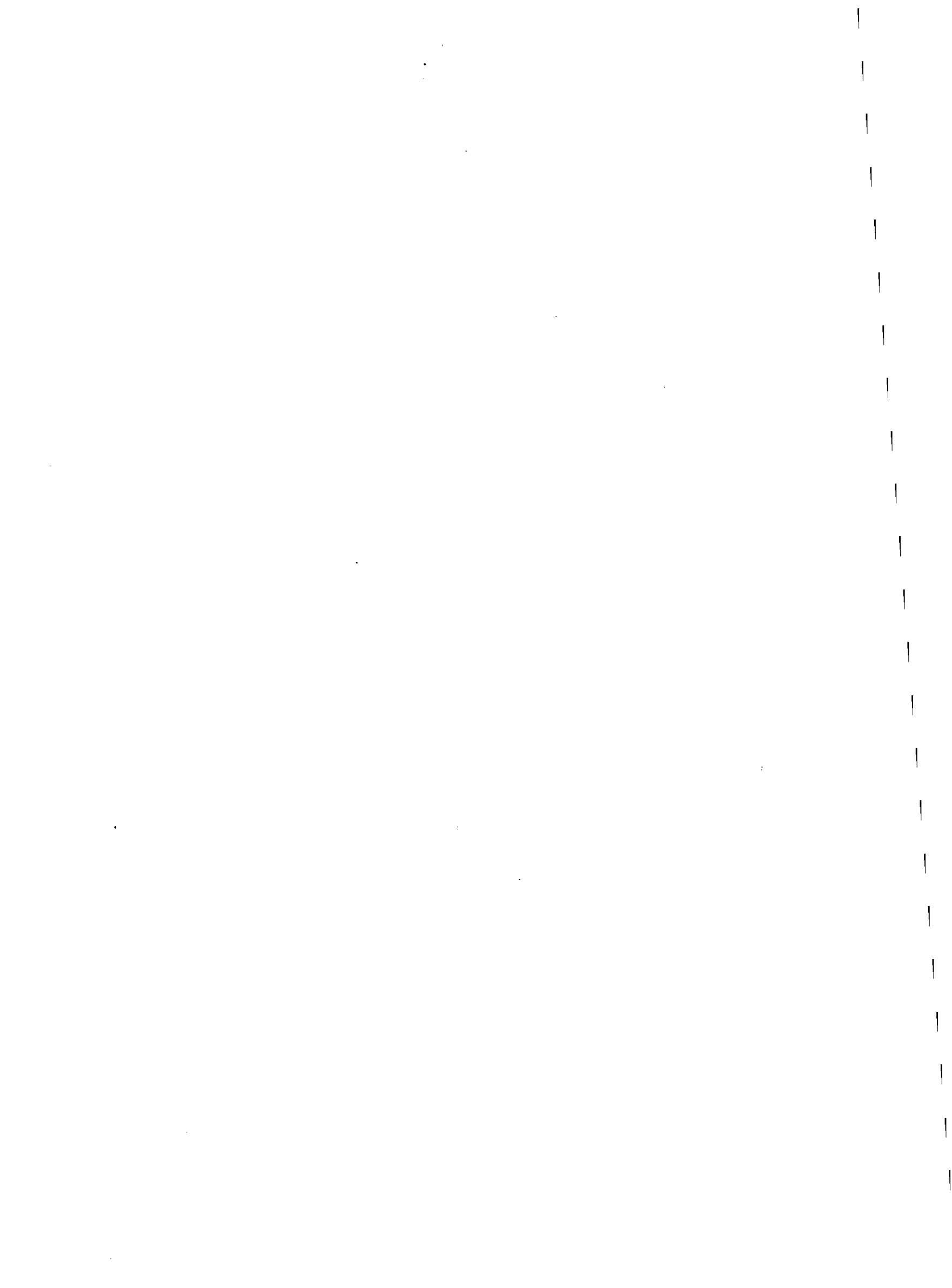
Figur 1: Temperaturutvecklingen i monolit M2.
Figure 1: Temperature development in monolith M2.



Figur 2: Temperaturutvecklingen i monolit M3.
 Figure 2: Temperature development in monolith M3.



Figur 3: Temperaturutvecklingen i monolit M4.
Figure 3: Temperature development in monolith M4.



BILAGA 3: Värden på materialegenskaper vid FEM-beräkning

Hydratation ([5] s. 4-6)

	M2	M3	M4
λ_1	1,900	1,300	1,900
t_1	5,520 h	13,00 h	5,520 h
κ_1	1,070	0,8000	1,070
κ_0	0,3900	0,4800	0,3900
θ_0	4600	5400	4600

Elastisk töjning ([5] s.7-9)

	M2	M3	M4
E_0	43,51 GPa	43,56 GPa	43,51 GPa
a_{1E}	0,1096E+8	0.1102E+8	0,1096E+8
b_{1E}	4,000	4,000	4,000
a_{2E}	1,000	1,000	1,000
b_{2E}	0,1000	0,1000	0,1000
ν_1	0,5000	0,5000	0,5000
ν_2	0,2500	0,2500	0,2500
α_{1v}	150,0	150,0	150,0
α_{2v}	40,00	40,00	40,00

Termisk töjning ([5] s.18)

	M2	M3	M4
α_T	0,1000E-4	0,1000E-4	0,1000E-4
r_T	0,8000	0,8000	0,8000

Spänningsinducerad termisk töjning ([5] s.18-19)

	M2	M3	M4
$E_{T\sigma}$	0,2000E+13 PaK	0,2000E+13 PaK	0,2000E+13 PaK
$\nu_{T\sigma}$	0,2900	0,2900	0,2900

Kryptöjning ([5] s.19-22)

	M2	M3	M4
ϕ_0	1,2360	1,2328	1,2360
ϕ_{t1}	0,2700	0,2700	0,2700
τ_1	0,1000E+5 s	0,1000E+5 s	0,1000E+5 s
ϕ_1	0,06000	0,06000	0,06000
v_{c1}	0,2900	0,2900	0,2900
τ_2	0,1000E+6 s	0,1000E+6 s	0,1000E+6 s
ϕ_2	0,03000	0,03000	0,03000
v_{c2}	0,2900	0,2900	0,2900
τ_3	0,1000E+7 s	0,1000E+7 s	0,1000E+7 s
ϕ_3	0,2000	0,2000	0,2000
v_{c3}	0,2900	0,2900	0,2900
τ_4	0,1000E+8 s	0,1000E+8 s	0,1000E+8 s
ϕ_4	0,5200	0,5200	0,5200
v_{c4}	0,2900	0,2900	0,2900
τ_5	0,1000E+9 s	0,1000E+9 s	0,1000E+9 s
ϕ_5	0,1500	0,1500	0,1500
v_{c5}	0,2900	0,2900	0,2900

ELFORSK

SVENSKA ERFÖRETAGENS FÖRENING OCH ERFÖRETAGS - ERFÖRE - AB

Elforsk AB, 101 53 Stockholm. Besöksadress: Olof Palmes Gata 31

Telefon: 08-677 25 30. Telefax: 08-677 25 35

Internet <http://www.kvf.se/elforsk>