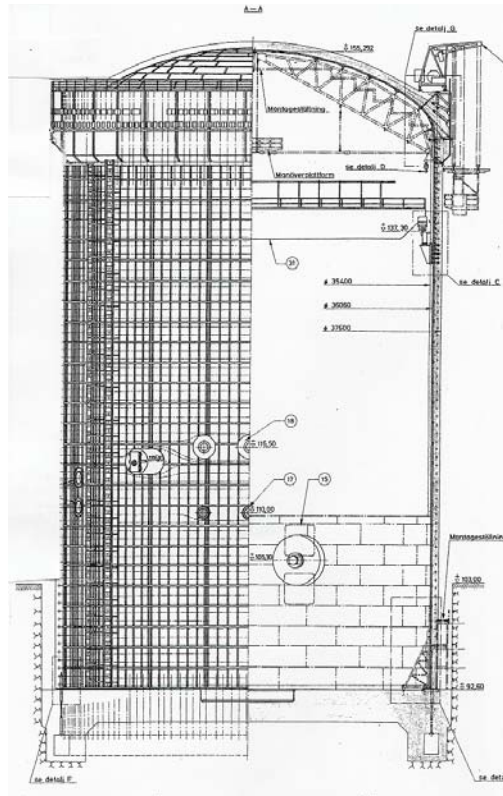


Analys av status hos spännsystem på Ringhals kärnkraftverk



Sara Lindgren

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Lunds Universitet, 2005

Avdelningen för Konstruktionsteknik
Lunds Tekniska Högskola
Box 118
221 00 LUND

Department of Structural Engineering
Lund Institute of Technology
Box 118
S-221 00 LUND
Sweden

Analys av status hos spännkabelsystem på Ringhals kärnkraftverk

State analysis of the post-tensioned system at Ringhals nuclear power plant

Sara Lindgren

2005

Abstract

Today's society depend on electric energy, in nuclear power plants this can be produced. Each nuclear reactor is situated inside a concrete containment reinforced with a post-tensioning system. The aim of this report is to analyse the state of the post-tensioning systems at Ringhals nuclear power plant. The purpose of a containment is to protect the outside world if an accident should occur. Tightness and integrity is vital in all reactor containments and safety depend directly upon the post-tensioning system. Post-tensioning systems have losses in tendon force due to mechanisms such as shrinkage, creep and relaxation. To ensure that tendon force is sufficient regular in-service inspections (ISI) are performed. The data gathered at inspection are thoroughly evaluated. One point on the inspection checklist is to measure tendon forces. The tendon force is measured with lift-off technique, where a jack is used to lift the end anchor. One difficulty, when doing the interpretation of the measuring results, is that influence of friction between tendon and duct can affect the force along the tendon. This friction can cause a redistribution of force along the tendon after the original tensioning. Using the measured lift-off force an estimation of the average force along the tendon can be made, the estimation is based upon the assumption that the force distribution along the tendon is the same as the original. To decide if this is correct the elongation of each tendon can be used to calculate the average force along the tendon. The state of the post tensioned system can then be decided trough comparison of the measured lift-off force to the calculated average force along the tendon.

Förord

Idag vet jag en del om våra Svenska kärnkraftverk och hur de är byggda. Det gjorde jag inte när det här arbetet inleddes i augusti 2004. Det här arbetet är det sista jag gör på LTH innan jag tar examen och det har varit ett annorlunda halvår. Ömsom kul och mindre kul, ömsom jobbigt och mindre jobbigt. Sammantaget väldigt intressant och lärorikt. Arbetet handlar om att bedöma statusen hos spännsystemen i de olika reaktorinneslutningarna på Ringhals. Min slutsats är att de är i gott skick och jag tror att vi kan dra mycket nytta av kärnkraften även i framtiden.

Arbetet har skrivits i samarbete med avdelningen för Konstruktionsteknik på LTH och Ringhals AB. Jag vill rikta ett särskilt tack till mina handledare, doktorand Patrick Anderson på avdelningen för konstruktionsteknik vid LTH och civilingenjör Jan Gustavsson på Ringhals AB. Tack Patrick för att du svarat på mängder av frågor och kommit med idéer. Tack Jan för din hjälp när vi letade i Ringhals arkiv och för att du svarat på frågor. Jag vill tacka även Erik Davidsson på Spännteknik AB som också svarat på frågor och bidragit med material.

Jönköping, januari 2005

Sara Lindgren

Sammanfattning

Elektrisk energi är nödvändig i dagens samhälle. I Sverige finns idag sammanlagt 12 kärnreaktor för produktion av elektricitet, det är därför av stort intresse att hålla säkerheten på en hög nivå. Benämningen på den byggnad i vilken en kärnreaktor finns är inneslutning. Denna byggnad har till uppgift att skydda omvärlden om något skulle gå snett. Inneslutningarna, som är av betong, är armerade med spännarmering. Spännarmeringens uppgift är att ta upp krafterna från det övertryck som skulle uppstå inuti inneslutningen vid ett haveri. Initialt spänns armeringen till en viss nivå, kraften längs kablarna kommer då att variera på grund av friktionen mellan kabel och foderrör. Kraften i kablarna kommer sedan att sjunka beroende på olika typer av långtid förluster, krypning, krympning och relaxation. På grund av friktionen kan dock kraften sjunka mer eller mindre i olika delar längs kabeln.

Armeringssystemen inspekteras regelbundet. En av punkterna vid inspektion är kontroll av kraften i spännkablarna. Vid inspektion mäts kraften i kabelns ände med hjälp av en domkraft. Med utgångspunkt från denna s.k. ändkraft görs en bedömning av spännkraften i konstruktionen. Bedömningen görs med antagandet om att fördelningen av kraft längs kabeln är den samma som vid den ursprungliga uppspänningen. För att avgöra om fördelningen är densamma kan medelkraften längs kabeln beräknas med hjälp av uppmätta töjningar i kabeln. Statusen hos spännsystemet kan bedömas genom att mätresultaten från kontrollerna jämförs med uppskattade spännkraftsförluster. Dessa spännkraftsförluster kan beräknas enligt ett flertal olika metoder. I den här rapporten har två olika beräkningsmodeller använts, den svenska betonghandboken och den amerikanska ACI-normen. För att ytterligare verifiera mätresultaten jämförs dessa även med beräknad medelkraft längs kabeln.

Grunden till den här rapporten utgörs av att 1989 respektive 1995 genomfördes renoveringar i form av ånggeneratorbyten på Ringhals reaktor 2 och 3. För att kunna genomföra dessa byten togs hål i väggarna på inneslutningarna och ca 160 st. kablar spändes ned i varje inneslutning. Detta är de mest omfattande mätningarna som gjorts sedan reaktorinneslutningarna byggdes därför utgör de en utmärkt grund för en mer omfattande analys av spännsystemens status. När mätresultaten analyserats drogs följande slutsatser:

- Beräkningsmodellerna verkar stämma relativt bra överens med de uppmätta värdena när lång tid har förflutit (25-30 år).
- Medelkraftsförlusterna är enligt beräkningar gjorda i den här rapporten större än ändkraftsförlusterna vilket stämmer överens med resultatet i Hill (1995). Resultaten visar att medelkraftsförlusterna är upp till 7 procentenheter större än ändkraftsförlusterna för de horisontella kablarna och upp till 4 procentenheter större för de vertikala kablarna. Hänsyn måste tas till att de deformationer som ligger till grund för resultatet har mätts från diagram. En felavläsning på 10 mm per diagram ger 20 mm per kabel, ett så stort fel kan ge en avvikelser på ett par procent. Dock är ju de eventuella felen slumpmässiga och kan alltså lika gärna ta ut varandra. Slutsatsen i den här rapporten är att ändkraften överskattar medelkraften. I Anderson (2004) däremot, fanns resultatet att medelkraften kan överstiga eller understiga ändkraften beroende på hur kraftfördelningen såg ut initialt.
- Trots att värdena på medelkraften längs kablarna verkar understiga de uppmätta ändkrafterna borde de verkliga värdena på medelkraften ligga på en acceptabel nivå.

Innehållsförteckning

Förord.....	i
Sammanfattning	iii
Innehållsförteckning.....	v
1. Inledning.....	1
1.1 Bakgrund.....	2
1.2 Syfte.....	2
1.3 Fokus och avgränsningar.....	3
2. Metod	4
2.1 Utgångspunkter.....	4
2.2 Metodval.....	4
3. Introduktion till inneslutning och spännsystem	5
3.1 Ringhals reaktorinneslutning R2.....	5
3.1.1 Betongkonstruktion	5
3.1.2 Spännsystem.....	6
3.1.3 Tätplåt.....	7
3.2 Spännsystem, VSL och BBRV.....	8
3.2.1 VSL	8
3.2.2 BBRV	8
3.2.2 BBRV	9
4. Mätningar	10
4.1 Domkraft.....	10
4.2 Mätmetod.....	10
4.3 Beskrivning av regelbundna kontroller.....	11
4.3 Ursprunglig uppspanning	12
4.4 Ånggeneratorbyte.....	12
5. Spännkraftsförluster	14
5.1 översikt	14
5.2 Tidsberoende förluster	14
5.2.1 Krympning enligt Betonghandboken	15
5.2.2 Krympning enligt ACI-normen	16
5.2.3 Krypning enligt Betonghandboken	16
5.2.4 Krypning enligt ACI-normen	17
5.2.3 Relaxation enligt PCI Committee on Prestress Losses	18
5.3 Påverkan av friktion.....	19
5.3.1 Kraftens fördelning längs kabeln	19
5.3.2 Omfördelning av kraft längs kabeln.....	20
6. Beräkning av tidsberoende förluster	21
6.1 Förutsättningar R3.....	21
6.2 Beräkningar enligt betonghandboken	22

6.2.1 Krympning	22
6.2.2 Krypning.....	23
6.3 Beräkningar enligt ACI.....	24
6.3.1 Krympning	24
6.3.2 Krypning.....	25
6.4 Relaxation.....	26
7 Sammanställning av resultat.....	27
8. Analys.....	32
8.1 Jämförelse uppmätt/beräknad förlust.....	32
8.2 Jämförelse ändkrafts-/medelkraftsförlust.....	32
8.3 Jämförelse R2/R3	33
8.4 Felkällor	33
9. Slutsats	34
10. Referenser.....	35

Appendix

<i>Appendix 1 Uppspänningsdiagram</i>
<i>Appendix 2 Utdrag ur ACI-normen</i>
<i>Appendix 3 Exempel på spännlista</i>
<i>Appendix 4 Nedspänningsdiagram</i>
<i>Appendix 5 Sammanställning av deformationer</i>
<i>Appendix 6 Utdrag ur betonghandboken Material</i>
<i>Appendix 7 Indata övriga beräkningar</i>
<i>Appendix 8 Utdrag ur digital sammanställning av mätresultat</i>
<i>Appendix 9 Sammanställning beräkningsresultat långtidsförluster</i>
<i>Appendix 10 Utdrag ur Anderson (2005)</i>
<i>Appendix 11 Utdrag ur Hill (1995)</i>

1. Inledning

Kärnkraft är en produktionsmetod för elektrisk energi, som ju är nödvändig i dagens samhälle. I Sverige finns idag sammanlagt 12 kärnreaktorer, det är därför av stort intresse att hålla säkerheten på en hög nivå. Inneslutning är benämningen på den byggnad i vilken en kärnreaktor finns. Denna byggnad har till uppgift att skydda omvärlden om något går snett. Kärnkraft är förutom en effektiv energikälla även förknippad med risker. Skulle olyckan vara framme är varje enskild reaktorinneslutning den sista barriären mot den yttre miljön och de samhällen vi lever i. Detta leder till att höga krav ställs på inneslutningarna, tätheten och integriteten måste vara tillförlitlig. Inneslutningarna, som är av betong, är armerade med spännarmering. Armeringssystemen inspekteras med jämna mellanrum och de resultat som fås från inspektionerna utvärderas noggrant. En av punkterna som står på listan vid inspektionerna är kontroll av kraften i de spännkablar med vilka inneslutningen är armerad. När en inneslutning dimensioneras beräknas ett lägsta tillåtna värde på den förspänning som krävs i betongen under inneslutningens livstid.

Utdrag ur FSAR systembeskrivning, (1998):

”Reaktorinneslutningen har två primära uppgifter:

1. Reaktorinneslutningen utgör ett biologiskt strålskydd kring reaktortanken och ånggeneratorerna.
2. Reaktorinneslutningen är ett betongkärl, som vid antaget maximalt haveri¹ innanför reaktorinneslutningen kan uppta det dimensionerande övertrycket och förhindra spridning av radioaktiva ämnen till omgivningen.”

Spännarmeringens uppgift är att ta upp krafterna från det övertryck som uppstår inuti inneslutningen vid ett haveri. Initialt spänns armeringen till en viss nivå. Spänningen i kablarna kommer sedan att sjunka beroende på olika typer av långtidsförluster, krypning, krympning och relaxation. Spänningssänkningen går snabbast i början och avtar med tiden. För att bedöma statusen hos spännsystemet jämförs mätresultaten från kontrollerna med i förväg uppskattade spännkraftsförluster. Dessa förluster kan beräknas enligt ett flertal olika metoder. I den här rapporten kommer två olika beräkningsmodeller att användas, vår svenska betonghandbok (Betonghandboken Material, 1994) och den amerikanska ACI-normen² (Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in concrete Structures, 1992). Grunden till den här rapporten utgörs av att 1989 respektive 1995 genomfördes ånggeneratorbyten på Ringhals reaktor 2 och 3. För att kunna genomföra dessa byten togs hål i väggarna på inneslutningarna och ca 160 st. kablar spändes ned i varje inneslutning. Detta är de mest omfattande mätningarna som gjorts sedan reaktorinneslutningarna byggdes. Alla nedspänningsarbeten finns dokumenterade i listor och diagram, därför utgör de en utmärkt grund för en mer omfattande analys av spännsystemens status. Som ett led i detta blir att försöka verifiera den stora mängden mätdata. Spännkraft kan syfta till två olika saker, den ena är den kraft man mäter med domkraft i kabelns ände, den kommer fortsättningsvis att benämnas ändkraft. Den andra är medelkraften längs kabeln, denna kommer att benämnas medelkraft. Dessa begrepp måste hållas isär. Anledningen till detta är att medelkraft är av stort intresse men det som finns att tillgå är ofta ändkraft, som är lättare att mäta. En del av rapporten kommer att behandla sambandet mellan dessa. Det finns idag inga säkert fastställda samband.

¹ Hårdsmälta

² Amerikansk norm för beräkning av krypning och krympning i betongkonstruktioner

1.1 Bakgrund

Täthet och integritet hos en reaktorinneslutning är direkt beroende av funktionen hos dess spännsystem. Mätning av spännkraft (ändkraft) utförs därför regelbundet för att kontrollera att förlusten av spännkraft pga. krypning och krympning i betongen samt relaxation i spännkablarna inte överstiger kraven. Tolkningen av mätresultaten är inte självklar då den försåras av olika faktorer. Ett svårupptäckt fenomen är eventuell omfördelning av kraft längs spännkabeln som beror på t.ex. variation av temperaturen. Från början är kraftfördelningen längs kabeln känd men med tiden kan den omformas på ett hitintills okänt sätt. Detta kan medföra att kraftförlusten som mäts i änden på kabeln inte överensstämmer med medelkraftsförlusten längs kabeln. Vid två tillfällen har ånggeneratorbyten gjorts vid Ringhals kärnkraftverk. Under dessa byten gjordes stora ingrepp i inneslutningsväggen och ett stort antal kablar spändes ned. Dokumentationen från dessa spännkabelarbeten är omfattande och innefattar information om mätning vid nedspänning och uppspänning för ca 160 kablar per inneslutning. Dokumentationens omfattning är unik och förhoppningen är att den ska ge ett bidrag i kunskap om sambandet mellan uppmätt ändkraft och medelkraft längs kabeln.

1.2 Syfte

Syftet med rapporten är att bedöma spännsystemens status vid tidpunkten för ånggeneratorbytena på R2³ och R3⁴. Detta görs i tre steg, där steg ett är att sammanställa alla mätresultat som finns från inspektioner och ånggeneratorbyten. Steg två är att verifiera dessa mätvärden genom att jämföra de uppmätta förlusterna med förluster som beräknas enligt två olika modeller och med beräknade medelkraftsförluster. Ändkraftsförlusterna jämförs även med medelkraftsförlusterna som beräknats med hjälp av känd töjning i kablarna. Det sista och tredje steget är att jämföra resultaten med övriga svenska inneslutningar.

³ Ringhals andra reaktor

⁴ Ringhals tredje reaktor

1.3 Fokus och avgränsningar

Rapportens fokus ligger på att analysera de mätdata som finns från ånggeneratorbytena på R2 och R3. Fler inneslutningar hade kunnat ingå i studien men den hade då blivit för omfattande. Mätvärdena från ånggeneratorbytena jämförs med mätvärden från den ursprungliga uppspänningen och beräknade värden på förväntade förluster. Förlusterna beräknas med hjälp av betonghandboken och ACI⁵-normen. Fler mer avancerade normer finns men kommer inte heller att omfattas av rapporten. Endast förluster på horisontella kablar kommer att beräknas även om det hade varit av intresse att göra beräkningar även för vertikala kablar och domkablar. Rapporten kommer också att beröra kabelkrafters eventuella omfördelning längs kabeln, beräkning och analys av denna.

⁵ American Concrete Institute

2. Metod

2.1 Utgångspunkter

Utgångspunkt för examensarbetet är att det skrivs för andra studenter med högskoleutbildning från t ex Väg- och vattenbyggnadsprogrammet och att grundläggande konstruktionstekniska kunskaper förutsätts. Vidare används ett analytiskt synsätt för att belysa problemen. Detta innebär att avsikten är att beskriva sanningen objektivt och fullständigt och kunskapen antas vara oberoende av observatören (Björklund, Paulsson, 2003).

2.2 Metodval

Valet av metod handlar mycket om att använda de resurser som finns att tillgå på effektivaste sätt (Björklund, Paulsson, 2003). Här väljs därför att använda redan färdiga mätdata att basera analysen på. Ett alternativ som hade varit bra för den här studien hade varit att nya mätningar genomfördes. Då hade exakt information om tillvägagångssätt vid mätning, mätmetod, mätredskap mm kunnat fås. Det är dock inte rimligt med tanke på kostnaden och den korta tiden.

I övrigt måste två begrepp beaktas som är mycket väsentliga för den här studien eftersom den baseras på mätningar (Björklund, Paulsson, 2003).

- Validitet - i vilken utsträckning mäts det som mätningen avser mäta?
- Reliabilitet – graden av tillförlitlighet i mätinstrument, dvs. i vilken utsträckning fås samma resultat om mätningen upprepas?

Mätningarna utgör kärnan i den här rapporten och att fastställa vilka mätmetoder och redskap som använts vid de respektive mättillfällena är nödvändigt eftersom mätresultaten ska jämföras. Vidare kommer spännkraftsförluster att beräknas dels för att läsaren ska få en uppfattning om hur detta görs och vilka faktorer som påverkar förlusterna, dels för att se hur väl dessa stämmer överens med de uppmätta krafterna. Beräkningar görs enligt två olika normer för att se hur väl dessa stämmer överens.

Rapporten kommer att läggas upp på följande sätt. Först kommer en beskrivning av inneslutningarnas geometri, sedan presenteras två olika typer av spännsystem för att ge en bild av hur de fungerar. Därefter följer beskrivningar av mätningar, domkrafter samt upp och nedspänningar av kablar. Sedan kommer ett avsnitt som beskriver de olika typer av förluster som finns och teori kring långtidsförluster samt beräkningar. Sist kommer en sammanställning av resultat, analys och slutsatser.

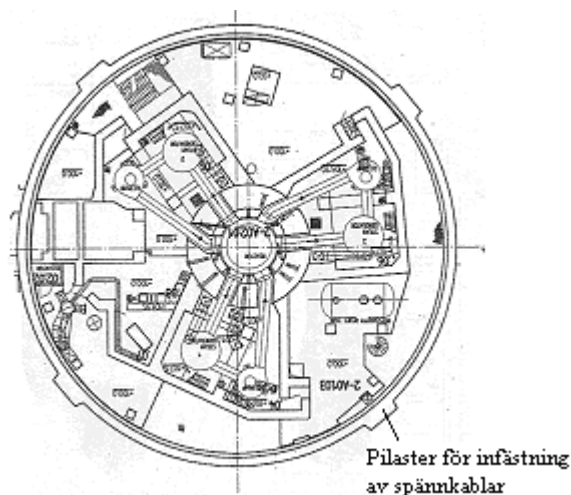
3. Introduktion till inneslutning och spännsystem

Följande kapitel behandlar generella funktioner och principer hos spännsystemen samt beskrivning av reaktorinneslutningarna vid Ringhals. Två olika spännsystem finns beskrivna, BBRV⁶-systemet är det system som används i reaktorinneslutningarna på Ringhals. För att visa att det finns andra beskrivs även ett annat system, nämligen VSL⁷-systemet. Det senare är vanligt förekommande på marknaden idag. Följande punkter kommer att behandlas i detta kapitel.

- Reaktorinneslutningen, dess konstruktion, spännsystem och tätplåt.
- Spännsystemen BBRV och VSL, hur de fungerar och vad som skiljer dem åt.

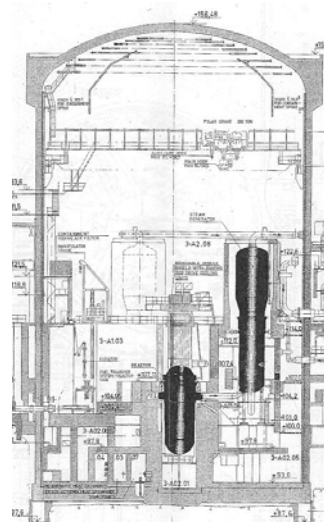
3.1 Ringhals reaktorinneslutning R2

Reaktorinneslutningen beskrivs i tre delar, betongkonstruktionens fysiska form, armeringssystemet och slutligen tätplåten. Den här beskrivningen är hämtad från FSAR systembeskrivning, (1998) för Ringhals reaktorinneslutning R2. Reaktorinneslutning R3 är i stort identisk och kommer därför inte att beskrivas. Alla konstruktionsdelar är slakarmerade men då det inte är av intresse för rapporten kommer slakarmeringen inte att behandlas. Den nämns endast i syfte att upplysa läsaren om dess existens.



Figur 3.1 Inneslutningen, tvärsnitt.

Källa: ritning



Figur 3.2 Inneslutningen, sektion.

Källa: ritning

3.1.1 Betongkonstruktion

Inneslutningen kan beskrivas som en jättelik rund burk av betong. Även bottenplattan och kupolen (taket) i inneslutningen är av betong. Bottenplattans bärande del är 3,35 m tjock och till skillnad från övriga konstruktionsdelar endast slakarmerad. På betongen ligger en tätplåt som är 5 mm tjock, denna täcks av 20 cm isolerande leca och 30 cm skyddsbetong (bottenplattan i R3 har inget lecalager och tjockleken är 2,65 m). Väggen utgörs av en 59 m hög betongcylinder med innerdiametern 35,4 m och väggjockleken 1,1 m. Tjockleken på väggen bestäms av hållfasthetskrav. Väggen är förspänd⁸ både horisontellt och vertikalt.

⁶ Vedertagen beteckning på spännsystem

⁷ Vedertagen beteckning på spännsystem

⁸ Spännarmerad

Tätplåten ligger 33 cm från väggens insida, ingjutning av denna skyddar mot missiler och annat. Takkupolen utgörs av ett sfäriskt betongsegment med tjockleken 80 cm, radien 28,4 m och pillhöjden 6,7 m. Kupolen och ringbalken är gjutna som en sammanhängande del. Kupolens tätplåt är inte ingjuten utan sitter på insidan av taket. Kupolen innehåller tre lager spännkablar, varje förskjutet 120° i förhållande till nästa, se fig. 3.5. Betongtyper och geometri för de olika delarna finns i tabell 3.1 nedan: (FSAR Systembeskrivning, 1998)

Konstruktionsdel	Mtrl	Tjocklek m	Radie ¹ m	Höjd m	Sp. ²
Bottenplatta	K35	3,35	-	-	Nej
Cylindervägg	K50	1,10	17,7	59	Ja
Ringbalk	K50	1,80	17,7	7	Ja
Kupol	K50	0,80	28,4	-	Ja
Tätplåt	Stål	0,005	18,03	-	-

1) Innerradie

2) Spännarmerad konstruktionsdel

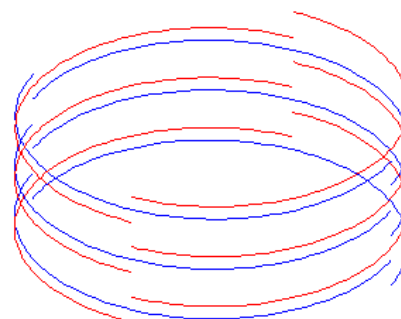
Tabell 3.1 Konstruktionens material och dimensioner.

3.1.2 Spännsystem

Spännsystemet i Ringhals reaktorinneslutningar är av typen BBRV. De kablar som använts består av 139 trådar med diametern 6 mm i stålqualität 1500/1800 MPa (sträckgräns 0,2 % /brothållfasthet). Vilket motsvarar 5,97/6,93 MN/kabel. Data i tabellformat finns i tabell 3.2 nedan. Vid den initiala uppspänningen spändes kablarna till ca 4,9 MN, d.v.s. ca 70 % av brothållfastheten. Sedan gjordes en eftersläppning till ca 4,7 MN. Kraftöverföringen till betongen sker via ingjutna ankarplattor med måtten 70*435*435 mm från 100 mm tjocka ankarhuvuden, diameter 210 mm med hål för varje tråd. Se fig. 3.9 och 3.11 nedan. Dessa förankringar är överdimensionerade i förhållande till kablarna. De foderrör som kablarna ligger i är spiralfalsade av 0,5 mm plåt med en diameter på 120 mm. Övergången mellan foderrören och förankringsplattorna är utförd med s.k. kabeltrumpeter, diameter 160 mm. Trådarna rostskyddas temporärt med olja i fabriken och sedan permanent genom att upphettat, flytande fett injekteras i rören efter uppspanning. Detta gör det möjligt att kontrollera, byta ut eller omspanna varje kabel. Alternativen till rostskydd genom fettinjektering är att ventilerka kabelrören med torr luft eller att injektera rören med cement. Cementinjektering användes på Barsebäcks och Oskarshamns kärnkraftverk vilket gör kabelkrafterna där inte kan mätas.

Spännarmering horisontellt

Cylinderväggens ringkablar med radien 18,5 m spänns mot fyra stycken ekvidistanta klackar på väggens utsida, s.k. pilastrar, se fig. 3.1 ovan. Varje kabel omfattar ett halvt varv och de förskjuts så att varannan kabel skarvas vid 55^g resp. 255^g och varannan vid 155^g resp. 355^g. Genom att placera kablarna så här jämnas effekterna av den i kapitel 5.3 beskrivna M-formade kraftfördelningen ut. Antalet hela kabelvarv i cylinderväggen är 128 st, med ett effektivt c/c avstånd på 40 cm. Principen för hur kablarna är placerade visas i fig. 3.3. Dock framgår inte att kablarna överlappar varandra vid förankringen i pilastrarna.

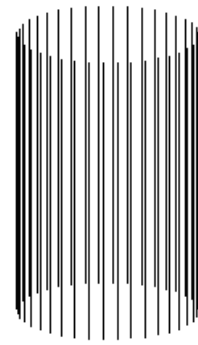


Figur 3.3 Principiell placering av horisontalkablar. Ej skalenlig.

⁹ graderna anges i gon, 400 gon är det samma som 360°.

Spännarmering vertikalt

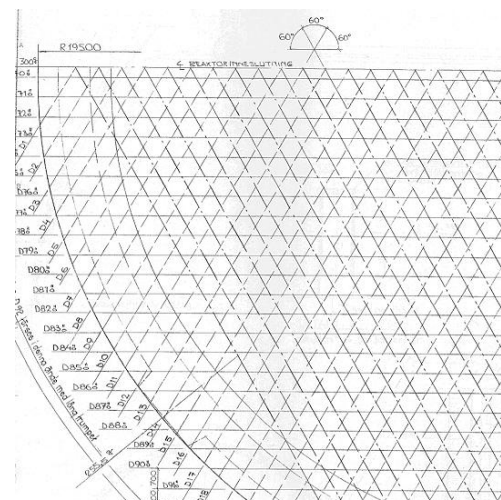
De vertikala kablarna är förankrade i underkant av bottenplattan och i ovankant av ringbalken, de spänns endast ovanifrån. De nedre förankringarna är åtkomliga genom en tunnel i berget. Kablarna är placerade i väggens mitt, 25 cm innanför de horisontella med ett c/c avstånd på 75 cm. Totalt finns 153 vertikala kablar. Se fig. 3.4. På de ställen där genomföringar och transportöppningar finns är såväl vertikala som horisontella kablar förda åt sidan med cirkulära krökar. På dessa ställen är avstånden mindre.



Figur 3.4 Principiell placering av vertikalkablar. Ej skalenlig.

Spännarmering i kupol

Kablarna i kupolen ligger i tre lager, varje förskjutet 120° från nästa, se fig. 3.5. De har i horisontalplanet c/c avståndet 70 cm. Lagrens centrumlinjer har c/c avstånden 13 cm med det undre lagret 31,5 cm från insidan och övre lagret 22,5 cm från utsidan. Kablarna avslutas som tangenter och förankras i ringbalken. Kablarnas samverkan ger ett tämligen jämnt tryck på ett område som i plan har en radie på 16m i genomsnitt. Utöver spännkraften har den inre gjutetappen (först göts 20 cm betong på plåten, sedan göts resterande betong ovanpå) initialspänningar p.g.a. egenvikt hos betongmassan vid gjutning av den yttre etappen.



Figur 3.5 Plan över spännarmering i kupol.

Källa: ritning

Konstruktionsdel	Spänn-syst.	Antal/diameter	Kvalitet f_{yk}/f_{stu}	E GPa	Slak-armering	ϕ mm
Bottenplatta	-	-	-		Ks40/Ks40S	32
Cylindervägg	BBRV	139/6	1500/1800	200	Ks40S	16-32
Ringbalk	BBRV	139/6	1500/1800	200	Ks40S	16-32
Kupol	BBRV	139/6	1500/1800	200	Ks40S	20, 25

Tabell 3.2 Materialegenskaper hos armering

3.1.3 Tätplåt

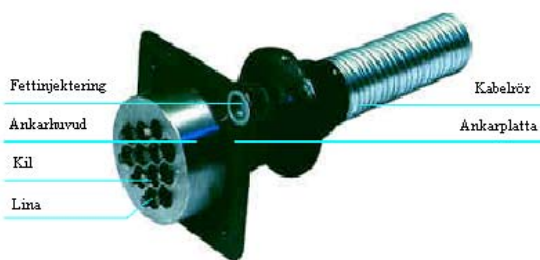
Tätplåtens uppgift är att åstadkomma tillräcklig täthet hos inneslutningen för att hindra läckage av radioaktiva gaser. Den kan beskrivas som en konservburk ingjuten i betong. I bottenplattan är plåten 5 mm tjock och fastsvetsad i ett ingjutet rutnät av stålprofiler. Bottenplåten har svetsats och provtryckts separat. I cylindervägg och kupol är plåten 7 mm tjock (8-10 mm för R3). Plåten har över alla svetsfogar försetts med testkanaler av u-profil för provtryckning. Utöver normala förstävningar i plåten har kupolplåten p.g.a. uppvisande av oregelbunden bucklig försetts med extra förstävningar.

3.2 Spännsystem, VSL och BBRV

Tanken att ersätta ett materials låga, eller obefintliga draghållfasthet med förspänning är mycket gammal, egyptierna tillämpade den redan ca 2000 f.kr. Utgångspunkten då förspänning började användas i betong var att betong har hög tryckhållfasthet men relativt låg draghållfasthet. Innebörden av ordet förspänning är att en konstruktion eller konstruktionsdel trycks ihop med hjälp av spännarmering, detta ökar draghållfastheten. Som liknelse kan användas att en rad med klossar kan lyftas om dessa hålls samman. Vid en jämförelse mellan en slakarmerad balk och en spännarmerad balk som i övrigt är lika, är spricklasten högre och nedböjningen mindre i den förspända balken (Petersson, Sundquist, 1997). På marknaden finns idag ett antal olika spännsystem varav två finns beskrivna nedan. Dessa två används till reaktorinneslutningar i Sverige (Anderson, Berglund, Gustavsson, 2005).

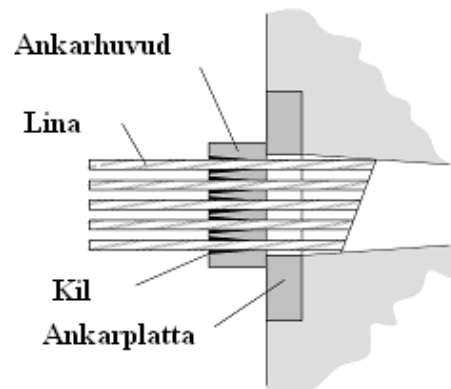
3.2.1 VSL

De viktigaste delarna i spännsystemet är kabeln och förankringsanordningen. Förankringen, även kallad ankaret, består av ett ankarhuvud i vilket kabeln är infäst, och ankarplattan, mot vilken ankarhuvudet vilar. I VSL systemet är kablarna utformade av ett tjugotal linor med en diameter på 13-15 mm som i sin tur består av sju trådar med diameter 4,33-5 mm, se fig. 3.10. Varje lina hålls på plats i ankarhuvudet med hjälp av kilar, se fig. 3.7. Uppspänning av ett VSL system sker genom att varje lina kilas fast i en domkraft på motsvarande sätt som i ankarhuvudet. När domkraften belastas dras linorna ut. När önskad spänning är uppnådd kan kilar i ankarhuvudet sättas på plats och kraften släppas efter (<http://www.vsl.net/>, 040908). En svårighet med VSL är att när kraften släppts kan glidning uppstå mellan lina och kil. Vilket kan leda till sämre mätnoggrannhet.



Figur 3.6 VSL-ankare

Källa: <http://www.vsl.net/>

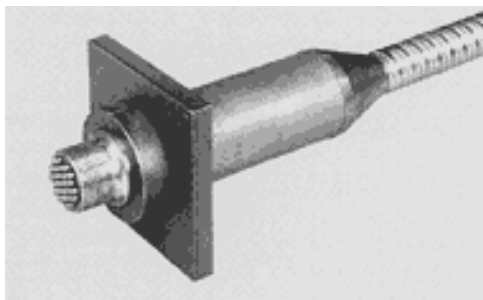


Figur 3.7 Schematisk bild VSL-ankare

Källa: Anderson, (2004)

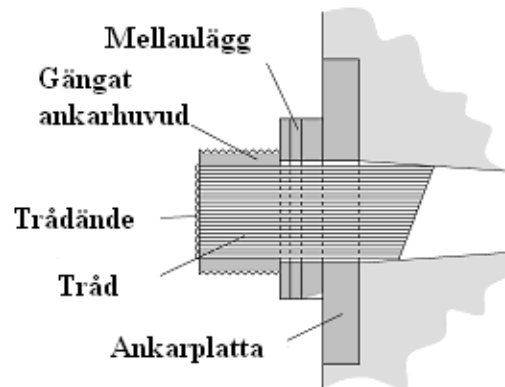
3.2.2 BBRV

Även i BBRV-systemet är de viktigaste komponenterna kabeln och ankaret. Den största skillnaden mellan systemen ligger i kabelns utseende. Istället för linor består BBRV-kabeln av ett större antal trådar och den har en fix längd, i standardutförande finns kablar med som består av upp till 102 trådar med en diameter på 7 mm, se fig. 3.9 och 3.11. De finns även i specialutförande för t.ex. reaktorinneslutningar med ända upp till 246 trådar, diameter 7 mm, i varje kabel. Dessa specialkablar kan ta laster på upp till 16000 kN (<http://www.bbr.com.sg/BBRV.html>, 040908). Även i förankringen skiljer sig systemen åt. I BBRV-systemet förankras varje tråd i ankaret genom att stukas på baksidan, se fig. 3.8. När sedan kabeln ska spännas lyfter man i ankarhuvudet, istället för att som i VSL-systemet lyfta i varje enskild lina. Domkraften gängas fast i ankarhuvudet då detta är gängat på utsidan. Detta ger en stabil konstruktion och till skillnad från VSL-systemet finns inga kilar där glidning kan uppstå. När ankarhuvudet är lyft och ett mellanrum uppstått mellan ankarhuvudet och ankarplattan lägger man in mellanlägsbrickor för att öka spänningen i kabeln. Dessa brickor finns i olika tjocklekar så att önskad spänning kan uppnås.



Figur 3.8 BBRV-ankare

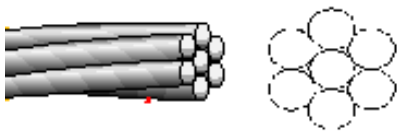
Källa: <http://www.bbr.com.sg/BBRV.html>



Figur 3.9 Schematisk bild BBRV-ankare

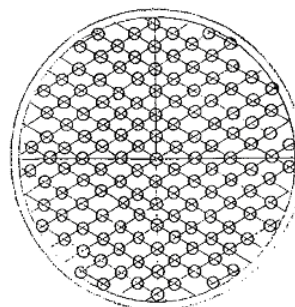
Källa: Anderson (2004)

Här nedan visas skillnaderna i de olika kabeltyperna, VSL-systemet med sina tvinnade linor och BBRV-systemet med de enkla trådarna.



Figur 3.10 Tvärsnitt VSL-lina

Källa: <http://www.vsl.net/>



Figur 3.11 Tvärsnitt BBRV-ankare

4. Mätningar

4.1 Domkraft

De domkrafter som används på Ringhals är av märket Proceq och de har en kapacitet på 500 ton. 4 stycken används och en finns i reserv. Dessa tillverkades ca 1970 till nyproduktionen av R2. Till ånggeneratorbytet på R2 byttes alla vitala delar på domkrafterna och till ånggeneratorbytet på R3 gjordes en mindre översyn. När domkraften används gängas ett dragankare på ankarhuvudet och domkraften fästs runt detta. Till domkraften är en xy-skrivare kopplad. Xy-skrivaren registrerar kraft och deformation på papper. Både före och efter mätning kalibreras domkraften mot en likare. En likare är en mätkropp med trådtöjningsgivare som domkraften kalibreras mot. Likaren i sin tur kalibreras hos SP¹⁰. När domkraften kalibreras provas samma belastning 3 gånger, på så vis testas både mätnoggrannhet och repeterbarhet. Mätnoggrannheten uppges vara $\pm 1 \%$ och den relativa repeterbarheten ca $0,1 \%$.

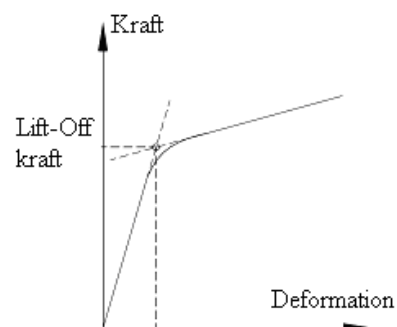


Figur 4.1 Domkraft

Källa: Spännteknik AB

4.2 Mätmetod

Det man vanligen mäter är den så kallade "lift-off"-kraften, den benämns i rapporten ändkraft. Det är den kraft som krävs för att få ankarhuvudet att lättas ifrån mellanläggsbrickorna eller ankarplattan. Kraftens storlek kan antingen beräknas med hjälp av domkraftens hydrauliska tryck eller registreras av en mätcell som finns inbyggd i domkraften. Det finns olika metoder för att avgöra exakt när domkraften ensam bär lasten. Den enklaste är att notera detta visuellt, någon ser helt enkelt när ankarhuvudet lättar och noterar kraften. En annan metod är att knacka lätt på mellanläggsbrickorna med en hammare, när ljudet övergår från en ren klang till ett dovt ljud har ankaret lättat. Ytterligare en annan metod är att koppla en xy-skrivare till domkraften, denna registrerar kraft mot deformation under tiden kraften ökas. Kurvans typiska utseende blir då en initialt brant stigande kurva, en böjd övergång som avslutas i en flack rät linje. Lift-off kraften kan då utläsas ur plotten som den punkt där den slutliga räta linjen tangerar den böjda övergången, se fig. 4.2. För kurvan oväntade hopp eller skavanker beror detta oftast på en plötslig glidning i röret, att kabeln roterat eller något annat liknade. Görs fler plottar brukar de uppvisa förväntat utseende (Hill, 1995). De vertikala kablarna spänns endast i en ände när kraften ska mätas medan dom- och horisontalkablarna spänns från två ändar.



Figur 4.2 Schematisk figur Lift-Off

Källa: Anderson (2005)

¹⁰ Statens Provnings- och Forskningsinstitut

4.3 Beskrivning av regelbundna kontroller

För att avgöra vilket skick inneslutningen och framförallt spännsystemet befinner sig i utförs regelbundna kontroller. Dessa kontroller utförs 1, 3 och 5 år efter den första täthetsprovningen och därefter vart femte år enligt (NRC¹¹ Regulatory guide 1.35)¹². Dock säger guiden även att om det på en anläggning finns mer än en inneslutning av samma slag, så behöver inte inspektionerna göras lika ofta. På Ringhals finns tre liknande inneslutningar som ingår i ett schema där varje inneslutning inspekteras vart tionde år. Däremellan görs en okulärbesiktning av betongytor och spännkabelförankringar efter fem år. Dessa s.k. ISI (in-service inspections) består i stora drag av tre delar, okulärbesiktning, mätning av kabelkraft och materialprovning. När inspektionen genomförs följs en mycket detaljerad instruktion. Alla moment som görs dokumenteras i en rapport tillsammans med noteringar om vad som upptäckts samt mät- och provningsresultat. De kablar som ska ingå i inspektionen väljs ut slumpvis bland de kablar som inte tidigare blivit kontrollerade.

Okulärbesiktning

Under okulärbesiktningen avlägsnas kannan (över ankaret sitter en fettkanna monterad för att skydda ankaret mot rost och för att hålla inne fett som finns i kabelrören) och fett som finns i denna, de ytor som ska inspekteras rengörs och kontrolleras avseende sprickbildning och korrosion. I övrigt inspekteras alla synliga detaljer, ankarhuvudet, ankarplattan, trådändarna och betongen runt ankarplattan. Närvaro av vatten, korrosion eller gropbildning på ståldelarna noteras.

Mätning av kabelkraft

De kablar som utsetts till inspektion förses med en domkraft i vardera änden (de vertikala endast i en ände) och sedan spänns kabeln från båda ändar samtidigt. De som utför mätningen står i ständig kontakt med varandra då det är viktigt att båda teamen spänner samtidigt. Varje domkraft är kopplad till en skrivare som registrerar förloppet. Spännkraften mäts och antecknas när ankaret precis har lättat från mellanläggen. Samtliga dessa diagram finns arkiverade på Ringhals.

Materialprovning

De kablar som setts ut till materialprovning spänns ned helt och hållet med hjälp av en domkraft. För att kunna göra prover på stålet i kablarna skarvas en av trådarna i varje kabel genom svetsning med en ny identisk tråd. Den gamla tråden dras sedan ut och den nya tråden dras då samtidigt in, på så vis påverkas inte kabelns bärförmåga. Prover om 1m tas sedan från vardera änden samt mitten av den utdragna tråden och dessa testas i laboratorium. Trådens materialegenskaper testas och dokumenteras. Prover tas på fett och detta analyseras bl.a. med avseende på innehåll av vatten sulfid, nitrat och kloridhalter.

¹¹ Nuclear Regulatory Commission

¹² Regler för hur inspektionerna ska utföras

4.3 Ursprunglig uppspänning

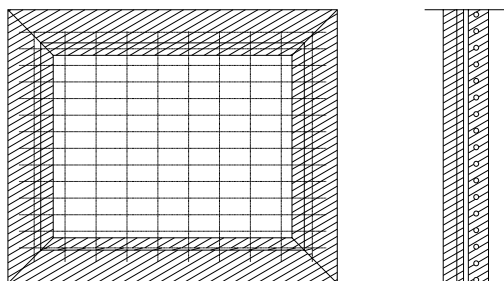
När den ursprungliga uppspänningen av kablarna skedde spändes de vertikala kablarna från en ände och övriga från två ändar. Fördelen med att spänna en kabel från två ändar är att kraftfördelningen blir jämnare, i kap. 5.3 beskrivs detta närmare. Samtliga kablar spändes först upp till 500 ton, vilket är lite högre än inlåsninglasten, deformationen noterades och ett antal mellanlägg placerades mellan ankarstämman och ankarplattan. Inlåsninglasten för de flesta kablarna ligger mellan 4700–4900 kN. Om alla kablar vore helt identiska skulle alla deformationer, och tillhörande krafter, också vara det, men de skiljer sig lite från varandra och därför varierar tjockleken på mellanläggen något. När uppspänningen görs sitter en xy-skrivare kopplad till domkraften, denna noterar deformation som en funktion av kraft och med hjälp av denna kurva kan man utläsa ändkraften. Den första delen av kurvan är relativt flack, den delen representerar kraften som går åt för att ”sträcka ut” hela kabeln. När hela kabeln sedan är spänd blir kurvan brantare och linjär, se appendix 1.

Inneslutning	Gjutning	Uppspänning	Driftstart	ÅGB ¹³
R2	Dec 71 - april 72	Sept - dec 73	Sept. 74	1989
R3	Juni 74 - mars 75	Juni – nov 76	1981	1995

Tabell 4.1 Tider för gjutning, uppspänning, ÅGB och driftstart för R2 och R3

4.4 Ånggeneratorbyte

När ånggeneratorerna på R2 och R3 byttes 1989 resp. 1995 gick det till på mycket likartade sätt därför kommer endast ett byte att beskrivas här, ÅGB på R3 1995. När ånggeneratorn skulle bytas togs ett rektangulärt hål på 8*6,6 m i cylinderväggen ungefär 12 m ovanför marknivå. Cylinderväggen består som bekant av ett inre lager av betong, en tätplåt och ett yttre lager av betong. I det yttre lagret finns de fettfyllda kabelrören med spännkablarna. Kablarna var var och en ursprungligen uppspända till knappt 5000 kN. Innan hålet togs i cylinderväggen byggdes en tillfällig vägg med dörr upp på cylinderväggens insida. När hålet skulle tas upp spändes samtliga kablar som passerade hålet ned. 9 st. vertikala och 20 st. horisontella kablar passerade hålet, se fig. 4.3. Ytterligare 56 horisontella kablar spändes ned, dessa befann sig under och över hålet samt på motstående sida av inneslutningen. När själva hålet skulle göras borrades först från båda sidorna 300 mm hål längs kanterna av det tänkta hålet in till plåten, denna skars sedan upp.



Figur 4.3 A) hålet i cylinderväggen, ej skalenlig. B) Tvärsnitt av cylinderväggen, ej skalenlig.

När kablarna monterades ned och upp togs först fettkannorna bort och fettet samlades upp, sedan monterades en domkraft i vardera änden av kabeln. Kabeln spändes upp ytterligare så att mellanläggen kunde tas bort. Dessa lades sedan att förvaras i par, i paret ingick mellanlägg från vardera änden av kabeln. Kabeln spändes ned tills den var spänningslös. När kabeln var nedspänd fästes en anordning i ena änden som

¹³ Ånggeneratorbyte

skulle dra ut den. En uppsamlare användes till det fett som kommer ut allteftersom kabeln drogs ut. Kabeln förvarades på en stor rulle tills den spändes upp igen. Kabelröret rengjordes genom att en pälsaktig trasa drogs genom röret. När kabeln återinstallerades lyftes den först in genom hålet i väggen med en kran. På ankarplattan i B-änden¹⁴ fästes en vinsch, en vajer trycktes genom kabelröret och med hjälp av denna drogs vinschrepet genom röret och detta i sin tur drog kabeln genom röret. Kabeln drogs tills änden befann sig ca 1,5 m utanför ankarplattan. Ankarhuvudet fixerades mot ankarplattan. Trådarna i kabeln fördes genom hålen i ankarhuvudet och stukades. När kabelns trådar är kapade och stukade spänns kabeln till önskad kraft. Kabeln får aldrig komma i kontakt med regn.

När väggen återställdes förbereddes alla betongytor för pågjutning, armering borrades in i den gamla betongen, tätplåten återställdes och sist göts betongen, först innerväggen och sedan ytterväggen. När betongen nått tillräcklig hållfasthet monterades och spändes kablarna igen. De ursprungliga kablarna användes igen.

¹⁴ Kablarnas ändar kallas A och B

5. Spännkraftsförluster

5.1 översikt

Ett antal olika faktorer kan påverka storleken på de spännkraftsförluster som uppstår. De initiala förlusterna uppstår direkt efter uppspänningen medan de tidsberoende ökar med tiden. För krypning och krympning redovisas beräkningsmetoderna både enligt betonghandboken och enligt ACI-normen, för relaxationen redovisas beräkningsgången för Recommendations for estimating prestress losses PCI. Enligt NRC Regulatory Guide 1.35 ska följande faktorer tas hänsyn till då förlusterna bedöms.

Initiala förluster

- Glidning i ankaret
- Elastisk sammantryckning av betongen
- Friktion mellan kabel och kabelrör

Tidsberoende förluster

- Krympning av betongen
- Krypning i betongen
- Relaxation i kablarna

Övrigt

- Skador på kablar orsakade av rost eller materialdefekter
- Temperatureffekter

Glidning i ankaret är i just i det här fallet ingen faktor att ta hänsyn till, eftersom BBRV-systemet används. Glidning uppstår mellan ankare och kilar i samband med inlåsning av last i system där kilar används, t.ex. VSL. De tidsberoende förlusterna beskrivs i kap 5.2. Eventuella skador på grund av rost och materialdefekter kommer inte att behandlas i rapporten men temperatureffekter behandlas ytligt i analysen av skillnaderna mellan R2 och R3.

5.2 Tidsberoende förluster

När reaktorinneslutningen åldras sjunker spänningen i kablarna som följd av ett antal tidsberoende fenomen. Dessa tidsberoende förluster kan beräknas och därmed också tas hänsyn till vid projektering. Det dimensionerande värdet på nödvändig spänning i kablarna blir alltså den spänning som behövs för att klara säkerhetskraven plus de sammanlagda förlusterna. Detta för att inneslutningen ska klara alla lastkombinationer (i samtliga lastkombinationer ingår olyckslast) med en acceptabel marginal. De mekanismer som orsakar dessa tidsberoende förluster är betongens krympning och krypning samt relaxationen i kablarna. De är alla komplexa funktioner av tiden men antas vara i stort sett linjära funktioner av logaritmen av tiden efter en tid. Cirka ett år efter "starttidpunkten" börjar detta gälla. Vid dimensioneringen bedömdes de totala förlusterna vara av storleksordningen 10-20 %. En faktor som gynnar inneslutningarna är att uppspänningen gjordes relativt sent, se tab. 4.1, vilket innebär att en stor del av krympningen inte kommer att bidra till förlusterna. Även det faktum att konstruktionen är relativt grov och utsatt för ensidig uttorkning är gynnsam för förlusterna. Det gör att uttorkningen är långsam vilket leder till mindre krympning.

5.2.1 Krympning enligt Betonghandboken

Enligt betonghandboken kan krympningen beräknas utifrån ett referensvärde som motsvarar en kropps yttre fria krympning. Denna korrigeras sedan med hänsyn till omgivningens relativa fuktighet och tidsförlopp. Betongens krympning beror på förlust av vatten och den startar så snart betongen är gjuten. Krympningens hastighet är hög från början och sjunker sedan snabbt för att sedan i det närmaste plana ut. Redan under konstruktionens första år förväntas mer än hälften av dess totala krympning under livstiden att ske (Hill, 1995). Detta varierar naturligtvis med de aktuella temperatur- och fuktighetsförhållandena. När betongen krymper sjunker spänningen i kablarna. Värt att notera är dock att arbetet med uppspänningen inte börjar dagen efter inneslutningen gjutits utan tid förflyter, för R2 och R3 var det 16 resp. 14 månader mellan avslutad gjutning och påbörjad uppspänning. Därför kommer en stor del av krympningen inte att bidra till spänningsförlusten. I det här fallet kan därför krympförlusten förväntas blir liten, endast någon enstaka procent.

$$\varepsilon_{cs} = \gamma_t \cdot \gamma_{RH} \cdot \varepsilon_{s0} \quad (5.1)$$

ε_{cs} = yttre fri krympning
 ε_{s0} = materialets yttre fria slutkrympning (referens krympning)
 γ_t = faktor som anger relativt tidsförlopp (≤ 1)

$$\gamma_{RH} = 1,14 \left(1 - \left(\frac{RH}{100}\right)^3\right) \quad (5.2)$$

γ_{RH} = faktor beroende av omgivande luftfuktighet, gäller för $RH < 98\%$

$$\gamma_t = \sqrt{\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 3t_{50}}} \quad (5.3)$$

$t - t_s$ = uttorkningstid efter start av uttorkning, d
 t = aktuelltidpunkt, d
 t_s = tidpunkt för start av uttorkningen, d

$$t_{50} = t_{ref} \sqrt{k_s \cdot \frac{h_m}{0,15} \cdot \frac{\gamma_T}{\gamma_s}} \quad (5.4)$$

t_{50} = uttorkningstid vid 50% av slutkrympningen, d

För en kropp av godtycklig form beskrivs t_{50} av: t_{ref} = uttorkningstiden till halva slutkrympningsvärdet för en tänkt referenssituation, som kan beskrivas med uttorkning av en utsträckt platta ($k_s=1$), fuktlagrad i en månad ($\gamma_s = 1$) och tvåsidig uttorkning ($h_m=h=1,15$ m) vid 20° ($\gamma_T=1$). Tiden t_{ref} kan då räknas till en materialparameter, generellt sätts den till 250d. γ_T = parameter som beror på temperaturen, γ_s = parameter som varierar med fuktlagringens längd.

$$h_m = \frac{2 \cdot V}{A} \quad (5.5)$$

teoretisk tjocklek, beror på volym och uttorkningsarea, formeln baseras på dubbelsidig uttorkning vilket måste tas hänsyn till.

$$\gamma_T = \frac{293}{T \cdot 273} \cdot e^{5000 \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{293} \right)} \quad (5.6)$$

T = medeltemperatur under uttorkningsperioden, C°

$$\gamma_s = 0,6 + 0,4 \cdot \sqrt{\frac{28}{t_s}} \quad \text{för } t_s \geq 3d \quad (5.7) \quad \text{där } t_s \text{ är fuktlagringstid, d.}$$

$$1,82 \quad \text{för } t_s < 3d$$

5.2.2 Krympning enligt ACI-normen

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{t^\alpha}{f + t^\alpha} \cdot (\varepsilon_{sh})_u \quad (5.8) \quad (\varepsilon_{sh})_t \text{ beskriver betongens krympning, } \alpha \text{ beror på storlek och form och } f \text{ är antal dagar.}$$

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \cdot \gamma_{sh} \cdot 10^{-6} \quad (5.9) \quad (\varepsilon_{sh})_u \text{ är den slutliga krymptöjningen}$$

γ_{sh} är den totala korrektionsfaktorn.

$$\gamma_{sh} = \gamma_\lambda \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_c \cdot \gamma_\alpha \quad (5.10) \quad \text{korrektionsfaktorerna står för följande:}$$

γ_λ luftfuktighet, γ_h geometri, γ_s betongens konsistens, γ_ψ andel finmaterial i betongen, γ_c andel cement i betongen och sist γ_α andel luft i betongen. Hur man beräknar korrektionsfaktorerna ses i appendix 2 och kap 6.3.

5.2.3 Krympning enligt Betonghandboken

Deformationer som uppstår momentant vid korttidsbelastning kan vara antingen elastiska eller plastiska. Efter avlastning återgår de elastiska medan de plastiska kvarstår. Utöver momentan deformation finns deformation som ökar med tiden om lasten får verka länge, denna tidsberoende deformation kallas krympning (Burström, 2001). Krymptöjningen i inneslutningen ökar med tiden på grund av den spänning inneslutningen utsätts för av spännsystemet. Hur krympningen beter sig varierar från betong till betong. Krympkaraktistik för betong kan bestämmas med hjälp av gjutprover av den specifika betongen som sedan undersöks i laboratorium. Dessa prover belastas vid olika tidpunkter och i olika temperaturer. En analys kan pågå upp till ett år (Hill, 1995). Dessa resultat används senare för att uppskatta krympningen under inneslutningens livstid. Krympningen inleds så snart betongen belastas, hur stor krymptöjning varje tillskott av last ger beror på ett antal huvudparametrar, några av dessa är: tidigare pålastningar, betongens ålder vid pålastning, lastens storlek och förfluten tid sedan pålastning. Tidigare temperaturvariationer kan också ha en inverkan (Hill, 1995). Pålagda spänningar längs en axel kan orsaka töjningar längs den ortogonala axeln. Enligt Patrick Anderson, doktorand på LTH, har detta i vissa undersökningar visats leda till minskad krympning. Effekterna är dock små.

Krymptöjning beräknas ofta med antagandena att pålastningen sker momentant, att temperaturen förblir konstant och att belastning längs en axel inte påverkar den ortogonala axeln. Typiska värden på krymptöjningen är 0,0003-0,0005 (Hill, 1995). Så länge spänningen i betongen är måttlig, är krympningen nära proportionell mot spänningen. Med måttlig avses mindre än ca 40 % av betongens hållfasthet.

$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma_{btg}}{E_c} \quad (5.11) \quad \varepsilon_{el} = \text{elastisk töjning}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varphi \cdot \varepsilon_{el} = \varphi \cdot \frac{\sigma_{btg}}{E_c} \quad (5.12) \quad \varepsilon_{cc} = \text{kryptöjning}$$

$$\varphi = \varphi_0 \cdot \psi_h \cdot \psi_j \cdot \psi_t \quad (5.13)$$

φ_0 =kryptalets grundvärde, RH=100% och pålastning efter 28 dagar
 ψ_h = beror av konstruktionens teoretiska tjocklek och omgivningens fuktillstånd
 ψ_j = beror av åldern vid pålastning
 ψ_t = beror av förfluten tid sedan pålastning

5.2.4 Krypning enligt ACI-normen

$$v_t = \frac{t^\psi}{d + t^\psi} \cdot v_u \quad (5.14)$$

v_t är betongens krypkoefficient, t är tiden i dagar efter pålastning, d är dagar och ψ beskriver konstruktionens geometri.

$$v_u = 2,35 \cdot \gamma_c \quad (5.15)$$

v_u slutkrypningen definierad som krypspänning/initiell spänning, γ_c är den totala korrektionsfaktorn

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \quad (5.16)$$

korrektionsfaktorerna anger följande:
 γ_{la} pålastningsålder,
 γ_λ luftfuktighet,
 γ_h geometri,
 γ_s betongens konsistens,
 γ_ψ andel finmaterial i betongen.

För beskrivning av hur korrektionsfaktorerna beräknas se appendix 2 och kap 6.3.

5.2.3 Relaxation enligt PCI Committee on Prestress Losses

Dragspänningen i kabeln sjunker med tiden på grund av stålets relaxation, det är ett fenomen nära besläktat med krypning. Eftersom spännstålet i praktiken är fixerat av betongen får man istället för krypning relaxation i stålet. Därför anges relaxationsvärden istället för krypvärden (Fagerlund, 1997). Karakteristiken även för detta bestäms med hjälp av laborietester. Dessa tester pågår normalt i 1000h (Hill, 1995) och relaxationen för inneslutningens livstid bestäms utifrån dessa resultat. Relaxationen kan vara i storleksordningen 4-8 % av den initiala uppspänningskraften.

Enligt Betonghandboken är relaxationen beroende av spänning men även av temperatur, högre spänning såväl som temperatur ger högre värden på relaxationen, alltså större kraftförluster. Eftersom relaxationen är starkt beroende av spänning gäller de relaxationsvärden materialtillverkaren tillhandahåller endast inom angivna gränser. I tabell 5.1 nedan visas exempel på relaxationsvärden.

Tabell 7.3:4. Inverkan av temperatur och initialspänningsnivå på relaxationen vid olika spännarmeringstyper. Relaxation efter 1 000 h i procent av initialspänningen.

Spännarmeringstyp	Temperatur 20°C			50°C	100°C
	0,6 f_{st}	0,7 f_{st}	0,8 f_{st}	0,7 f_{st}	0,7 f_{st}
Tråd	1-3	3-6	6-10	7-11	14-20
LR-tråd	0,5-1,5	1-2	2-3	3-4	7-10
Lina	2-4	4-7	7-11	7-11	14-20
LR-lina	0,5-1,5	1-2,5	1,5-3,5	3-5	7-10
Stång	1-2	2-3	3-5	4-6	10-14

0,6 f_{st} = initialspänningen 60 % av materialets brottgräns

Tabell 5.1 Utdrag ur Betonghandboken Material, tabell 7.3.4. Värden på relaxation efter 1000 h.

Eftersom betonghandboken såväl som ACI-normen saknar mer ingående metoder för beräkning av relaxation används här istället *PCI Recommendations for estimating prestress losses*. Där kan förlusterna på grund av stålets relaxation beräknas enligt:

$$RET = f_{st} \cdot \left(\frac{\log 24t - \log 24t_1}{10} \right) \cdot \left(\frac{f_{st}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (5.11)$$

Där $\frac{f_{st}}{f_{py}} - 0,55 \geq 0,05$

$$f_{py} = 0,90 f_{pu}$$

Beskriver förlusterna av förspänning,
 t_1 = tidpunkt för uppspänning
 t = aktuell tidpunkt
 f_{py} = spänning vid 1% förlängning av spännstålet, psi.
 f_{pu} = brottspänning, psi
 f_{st} = spänning vid tiden t , psi

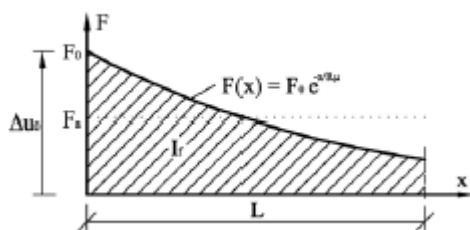
I övrigt kan kvoten 0,90 mellan brottspänningen f_{pu} och flytspänningen f_{py} eventuellt ifrågasättas, emellertid har inga data från relaxationsprov gått att få tag på för aktuella kablar.

5.3 Påverkan av friktion

Alla kablar påverkas mer eller mindre av friktionskrafter, dock påverkas de horisontella i större utsträckning än de vertikala eftersom de senare ofta har en mycket mindre böjningsvinkel. Då böjningsvinkeln uppgår till minst 360°, vilket är fallet t.ex. på Forsmark, kan friktionsförlusterna bli ända upp till 40 % (Anderson, 2005). Enligt betonghandboken konstruktion 2.6:22 består friktionsförlusterna av två delar. Den ena orsakas av kabelns totala vinkeländring och friktionskoefficienten μ mellan kabeln och ursparingsröret. Den andra delen består av friktionsförluster som beror på oavsiktliga riktningssändringar och krökar på ursparingsröret. Den senare kan antas vara proportionell mot kabelns längd.

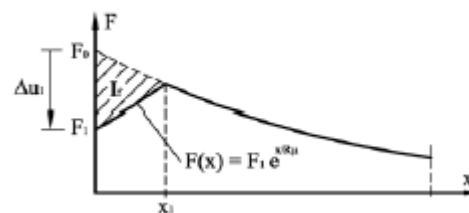
5.3.1 Kraftens fördelning längs kabeln

I de flesta fall där spännarmering används ligger armeringen an mot ursparingsrören och friktionskrafter uppstår. Dessa friktionskrafter kan i kombination med icke likformig töjning leda till en omfördelning av kraft längs kabeln. Hos en kabel som har en aktiv¹⁵ och en passiv¹⁶ ände är kraften störst i den aktiva änden av kabeln och avtar mot den passiva änden, en sned kraftfördelning fås, se fig. 5.1. Detta beror på att när kabeln spänns rör den sig mot den aktiva änden och negativ friktion verkar längs hela kabeln. För att motverka denna sneda kraftfördelning görs en s.k. eftersläppning. Det innebär att kabeln momentant spänns upp till ett högre värde än det slutliga, sedan sänks kraften till den önskade inlåsninglasten och en kraftfördelning enligt fig. 5.2 fås. Med den här metoden hamnar den högsta spänningen inte precis i änden som tidigare, utan en bit in på kabeln. Detta gäller även för kablar med två aktiva ändar, den slutliga kraftfördelningen blir då M-formad, se fig. 5.3.



Figur 5.1 Kraftfördelning längs kabel med en aktiv ände.

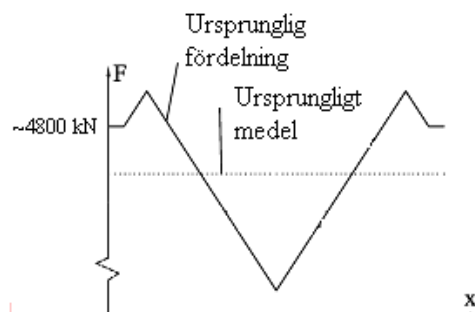
Källa: Anderson, (2005)



Figur 5.2 Kraftfördelning efter eftersläppning.

Källa: Anderson, (2005)

När kablarna är så långa som i det här fallet blir variationen i kraft längs kabeln stor. För att motverka detta har alla kablar (utom de vertikala) två aktiva ändar, d.v.s. de spänns i båda ändarna. När eftersläppningen är gjord blir kraftfördelningen M-formad, se fig. 5.3. Två aktiva ändar per kabel är dyrare och kräver en större arbetsinsats men i gengäld fås en jämnare kraftfördelning.



Figur 5.3 M-formad kraftfördelning hos kabel s med två aktiva ändar.

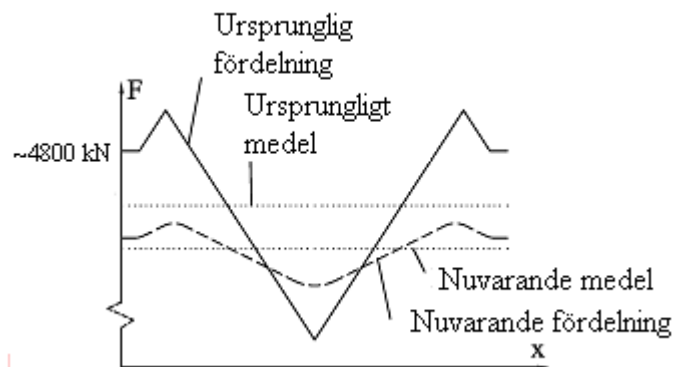
Källa: Anderson, (2005)

¹⁵ Den ände i vilken kabeln spänns.

¹⁶ Ände som är fast förankrad.

5.3.2 Omfördelning av kraft längs kabeln

Omedelbart efter uppspanning är kraftens fördelning längs kabeln känd. Denna fördelning kan dock förändras med tiden. Som beskrivs i avsnitt 5.3.1 ovan är det friktionskrafter som ger upphov till den initiala kraftfördelningen. Det som sedan får kraftfördelningen att förändras är icke uniform töjning i kabeln, denna kan i sin tur beror på varierande temperatur, spänning i betongen o.s.v. (Anderson, 2005). En svårighet med denna eventuella kraftomfördelning är att omfördelningens exakta utseende är okänt. Det troligaste är att kraften i kabeln jämnas ut med tiden, se fig. 5.4. Hur snabbt det går varierar från inneslutning till inneslutning. Kraftens eventuella omfördelning kan leda till en lägre eller en högre ändkraft beroende på kurvans ursprungliga utseende. En uppskattning av omfördelningen kan göras med hjälp av medelkraften längs kabeln. Genom att spänna ned en kabel tills denna är helt spänningslös kan kabelns deformation mätas. Med hjälp av deformationen kan medelkraften beräknas. Det finns även en metod där kabeln spänns till en referensnivå med känd kraftfördelning. Den skillnad i deformation som fås kan sedan användas för att få fram medelkraften. På så vis behöver inte kabeln spännas ned helt (Anderson, 2004).



Figur 5.4 Kraftens omfördelning längs kabeln.

Källa: Anderson, (2005)

I den här rapporten har medelkraftsförlusten längs kabeln beräknats med hjälp av dokumenterade deformationer från de ursprungliga uppspanningarna och ånggeneratorbytena. Deformationerna från den ursprungliga uppspanningen har tagits ur spännlistor, exempel på sådan finns i appendix 3. Deformationerna vid ånggeneratorbytet däremot fanns inte i listor utan dessa har mätts med linjal direkt från nedspänningsdiagrammen, exempel på sådant finns i appendix 4. En sammanställning av deformationerna finns i appendix 5, medelkrafterna har beräknats på ca 10 vertikala eller 25-30 horisontella kablar per inneslutning. Värt att notera är också att deformationerna för horisontalkablarna på R2 inte är deformation vid inläsningslast utan för 500 ton, se kap 4.3. Listorna för horisontalkablarna på R3 användes för att se hur stor avvikelserna var mellan deformation vid 500 ton och inläsningslast. Resultatet när ett trettiotal kablar undersökts blev att det skilde i snitt 0,5 mm varför författaren valde att bortse från detta. För att beräkna medelkraften i kablarna har följande formel använts.

$$\Delta F_m = \frac{\Delta U \cdot A \cdot E}{L}$$

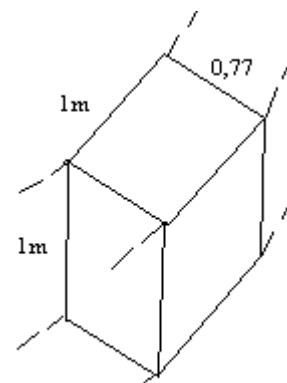
ΔU är skillnaden i deformation, A är kabelns tvärsnittsarea, E är kabelns elasticitetsmodul och L är kabelns längd.

6. Beräkning av tidsberoende förluster

De i kapitel 6 redovisade beräkningarna gäller alla R3 vid tidpunkten för ånggeneratorbytet. Beräkningar har gjorts även för R2 men dessa redovisas endast som resultat. Alla beräkningar gäller endast horisontalkablar. Inga beräkningar görs för övriga konstruktionsdelar.

6.1 Förutsättningar R3

Samtliga beräkningar görs på ett snitt av cylinderväggen enligt fig. 6.1. Snittet är 1*1*0,77 m och begränsas på insidan av tätplåten. Hänsyn tas till att betongens uttorkning är ensidig. Väggs krökning bortses ifrån eftersom den blir relativt liten då radien är stor. Använda beräkningsmodeller är Betonghandboken och ACI-normen. Dessa har vissa olikheter, till exempel tar ACI-normen ingen hänsyn till betongens kvalitet vid beräkning av krympning. ACI-normen skiljer heller inte på tidpunkten för uttorkningens början och tidpunkten för pålastning vilket betonghandboken gör. I beräkningar gjorda enligt Betonghandboken används ett antal diagram som återfinns i appendix 6. Vidare är alla klimatdata hämtade ur FUKThandbok (Nevander, Elmarsson, 2001) och materialdata ur rapporter från Vattenfall, värden på E-moduler angavs i kp/cm^2 , dessa har räknats om till GPa. Temperaturen T beskriver medeltemperaturen utomhus under uttorkningstiden. Temperaturen T_i beskriver temperaturen inne, under drift är denna 25° . Den krympning som skedde före uppspänningen måste räknas bort. Tiden fram till uppspänning var knappt två år, eller ca 600 dagar. Då spänningen i betongen beräknas används den ursprungliga medeländkraften i de horisontella kablarna.



Figur 6.1 Cylinderväggens tvärsnitt.

Förutsättningar			
E-modul betong	E_c	34	GPa
E-modul stål	E_s	196,1	GPa
Medeltemperatur ¹	T	4,3	$^\circ\text{C}$
Medelvärde RH ¹	RH	79	%
Temperatur inne	T_i	25	$^\circ\text{C}$
Tid i dagar ²	t	600	d
Tid i dagar ³	t_1	7385	d
Medelkraft ⁴	F_{medel}	4755	kN

1) Medelvärden för Säve 1961-1990 (Nevander, Elmarsson, 2001).

2) Tid som förflutit mellan gjutning och uppspänning, R3.

3) Tid som förflutit mellan gjutning och ÅGB, R3.

4) Medelvärde ursprunglig uppspänning, hor, R3

Tabell 6.1 Indata beräkningar R3.

6.2 Beräkningar enligt betonghandboken

Endast en beräkning av varje typ redovisas i sin helhet då det inte är av intresse att visa flera. Beräkningsresultaten visas i tabellform i kap 7. Indata till övriga beräkningar redovisas i tabeller i appendix 7. Beräkningar har gjorts för de årtal då det varit inspektion.

6.2.1 Krympning

Vid beräkning av krympningen sätts fuktlagringstiden t_s , som motsvarar tiden fram till uttorkningens början, till 1 dag beroende på att tiden t har räknats från avslutad gjutning. Tiden t beskriver tiden från avslutad gjutning till aktuell tidpunkt. Uttorkningstiden till halva slutkrympningsvärdet t_{ref} (se avsnitt 5.2.1) sätts till 250 dagar då denna kan ses som en materialparameter. Vid beräkning av den teoretiska tjockleken h_m tas hänsyn till enkelsidig uttorkning. Temperaturen T_1 är medeltemperatur under uttorkningsperioden mellan avslutad gjutning och påbörjad uppspänning, den sätts till 18 °C. Därefter till 25 °C som är temperaturen under drift.

Indata		
V	0,77	m ³
A	1	m ²
t	7385	d
t_s	1	d
t_{ref}	250	d
T	25	C
T_1	18	C
k_s	1	
RH	79	%

Tabell 6.2 Indata krympning

$$\gamma_s = 1,82$$

beror av fuktlagringstid (se ekv. 5.7)

$$h_m = \frac{2 \cdot 0,77}{1} = 1,54 \text{ m}$$

beror av geometri

$$\gamma_T = \frac{293}{25 + 273} \cdot e^{5000 \left(\frac{1}{25+273} - \frac{1}{293} \right)} = 0,738$$

beror av temperatur

$$t_{50} = 250 \cdot \sqrt{\frac{1 \cdot 1,54}{0,15} \cdot \frac{0,738}{1,82}} = 325 \text{ d}$$

beskriver halva uttorkningstiden

$$\gamma_t = \sqrt{\frac{7385 - 1}{(7385 - 1) + 3 \cdot 325}} = 0,940$$

anger relativt tidsförlopp

$$\gamma_{RH} = 1,14 \left(1 - \left(\frac{79}{100} \right)^3 \right) = 0,578$$

beror av omgivningens luftfuktighet

$$\varepsilon_{s0} = 0,00043$$

enl. appendix 6

$$\varepsilon_{cs} = 0,00043 \cdot 0,578 \cdot 0,940 = 2,34 \cdot 10^{-4}$$

krymptöjning

Den beräknade krymptöjningen vid tidpunkten för uppspänning är $1,33 \cdot 10^{-4}$ varför töjningen som påverkar förlusterna blir:

$$2,34 \cdot 10^{-4} - 1,33 \cdot 10^{-4} = 1,01 \cdot 10^{-5}$$

Beräkning av kraftförlust:

$$\Delta\sigma_{krymp} = E_s \cdot \varepsilon_{cs} = 196 \cdot 10^9 \cdot 1,01 \cdot 10^{-5} = 1,98 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{krymp} = \Delta\sigma_{krymp} \cdot A = 1,98 \cdot 10^6 \cdot 3930 \cdot 10^{-6} = 77,6 \text{ kN}$$

Kraftändring:

$$\frac{77,6}{4755} \cdot 100 = 1,6 \%$$

6.2.2 Krypning

Spänningen i betongen beräknas med hjälp av medelkraften i de horisontella kablarna vid den ursprungliga uppspänningen och c/c avståndet mellan kablarna. Här antas att hela väggens tjocklek verkar. φ_0 , ψ_h , ψ_j och ψ_t är alla hämtade ur diagram i appendix 6. φ_0 beskriver kryptalets grundvärde, ψ_h beror av teoretisk tjocklek och omgivningens relativa fuktighet, ψ_j beror av betongens ålder vid tidpunkten för pålastning och ψ_t beror av tiden från pålastning. Tiden t beskriver tiden från avslutad uppspänning till aktuell tidpunkt.

Indata		
φ_0^1	1,2	
ψ_h^1	1	
ψ_j^1	0,37	
ψ_t^1	0,99	
c/c	0,40	m
tjocklek	1,10	m
F_{medel}	4755	kN
t	6780	dagar

1) Hämtade från appendix 6

Tabell 6.3 Indata krypning

$$\sigma_{big} = \frac{F_{medel}}{A_{big}} = \frac{4755 \cdot 10^3}{0,4 \cdot 1,10} = 10,81 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{el} = \frac{10,81 \cdot 10^6}{34 \cdot 10^9} = 3,18 \cdot 10^{-4}$$

betongens elastiska töjning

$$\varphi = 1,2 \cdot 1 \cdot 0,37 \cdot 0,99 = 0,44$$

betongens korrigerade kryptal

$$\varepsilon_{cc} = 0,44 \cdot 3,18 \cdot 10^{-4} = 1,40 \cdot 10^{-4}$$

betongens kryptöjning

Beräkning av kraftförlust:

$$\Delta\sigma_{kryp} = E_s \cdot \varepsilon_{cc} = 196 \cdot 10^9 \cdot 1,40 \cdot 10^{-4} = 27,44 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{kryp} = \Delta\sigma_{kryp} \cdot A = 27,44 \cdot 10^6 \cdot 3930 \cdot 10^{-6} = 107,7 \text{ kN}$$

Kraftändring:

$$\frac{107,7}{4755} \cdot 100 = 2,3 \%$$

6.3 Beräkningar enligt ACI

Även i ACI-normen utgår man från ett standardfall och använder sig sedan av korrektionsfaktorer för att anpassa beräkningen till det aktuella fallet. I normen anges att större noggrannhet fås om materialdata kommer från tester gjorda på de ingående materialen. Följande formler syftar till att beräkna krymp- och krypkoefficienter. Värden på v_u och $(\varepsilon_{sh})_u$ behöver dock korrigeras för fall skilda från standard fallet. Korrigeringar kan göras om temperaturen avviker från standardfallet, vilket är 21°. Korrigeringar kan även göras för bl.a. betongkonstruktionens form och tjocklek och även för pålastningsålder. ACI-normen är liksom betonghandboken ett förenklat sätt att behandla långtidsförluster. Enligt denna borde krympning och krypning ses som två separata företeelser enbart på grund av bekvämlighet och att dessa två egentligen utgör två olika delar av ett enda mycket komplext fysikaliskt fenomen.

6.3.1 Krympning

$$\gamma_{sh} = \gamma_{\lambda} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_{\psi} \cdot \gamma_c \cdot \gamma_{\alpha}$$

slutlig krympkoefficient

$$\gamma_{\lambda} = 1,40 - 0,010 \cdot 79 = 0,610$$

beror på RF

$$\gamma_h = 1,17 - 0,00114 \cdot 770 = 0,292$$

beror på tjocklek

$$\gamma_s = 1$$

beror på betongens konsistens

$$\gamma_{\psi} = 1$$

beror på andel finmtrl. i betongen

$$\gamma_c = 0,75 + 0,00061 \cdot 375 = 0,172$$

beror på andel cement i betongen

$$\gamma_{\alpha} = 1$$

beror på luftinnehåll i betongen

$$\gamma_{sh} = 0,610 \cdot 0,292 \cdot 0,172 = 0,031$$

slutlig krympkoefficient, dock lägst 0,2

$$(\varepsilon_{sh})_u = 780 \cdot 0,2 \cdot 10^{-6} = 1,56 \cdot 10^{-4}$$

slutlig krymptöjning

$$(\varepsilon_{sh})_t = \frac{7385^1}{55 + 7385^1} \cdot 1,56 \cdot 10^{-4} = 1,55 \cdot 10^{-4}$$

aktuell krymptöjning

Beräknad krymptöjning fram till uppspanning $1,43 \cdot 10^{-4}$ varför töjningen som påverkar förlusterna blir:

$$1,55 \cdot 10^{-4} - 1,43 \cdot 10^{-4} = 1,22 \cdot 10^{-5}$$

Beräkning av kraftförlust:

$$\Delta\sigma_{krymp} = E_s \cdot \varepsilon_{cs} = 196 \cdot 10^9 \cdot 1,22 \cdot 10^{-5} = 2,39 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{krymp} = \Delta\sigma_{krymp} \cdot A = 2,39 \cdot 10^6 \cdot 3930 \cdot 10^{-6} = 9,4 \text{ kN}$$

Kraftändring:

$$\frac{9,4}{4755} \cdot 100 = 0,2 \%$$

6.3.2 Krypning

$$\gamma_c = \gamma_{la} \cdot \gamma_\lambda \cdot \gamma_h \cdot \gamma_s \cdot \gamma_\psi \cdot \gamma_\alpha$$

$$\gamma_{la} = 1,13 \cdot 600^{-0,094} = 0,619$$

$$\gamma_\lambda = 1,27 - 0,0067 \cdot 79 = 0,741$$

$$\gamma_h = 1,10 - 0,00067 \cdot 770 = 0,584$$

$$\gamma_s = 1$$

$$\gamma_\psi = 1$$

$$\gamma_\alpha = 1$$

$$\gamma_c = 0,619 \cdot 0,741 \cdot 0,584 = 0,268$$

$$\nu_u = 2,35 \cdot 0,268 = 0,630$$

$$\nu_t = \delta_t \cdot E_{ci}$$

$$\nu_t = \frac{6780^{0,6}}{18 + 6780^{0,6}} \cdot 0,630 = 0,577$$

$$\varepsilon = 0,577 \cdot 3,18 \cdot 10^{-4} = 1,84 \cdot 10^{-4}$$

slutlig krypkoefficient

beror på pålastningsålder

beror på RF

beror på tjocklek

beror på betongens konsistens

beror på andel finmtrl. i betongen

beror på luftinnehåll i betongen

slutlig korrektionsfaktor

koefficient för slutkrypning

koefficient för aktuell krypning

aktuell kryptöjning, värdet på betongens elastiska krympning är hämtat från kap 6.2.2

Beräkning av kraftförlust:

$$\Delta\sigma_{kryp} = E_s \cdot \varepsilon = 196 \cdot 10^9 \cdot 1,84 \cdot 10^{-4} = 36,06 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{kryp} = \Delta\sigma_{kryp} \cdot A = 36,06 \cdot 10^6 \cdot 3930 \cdot 10^{-6} = 141,5 \text{ kN}$$

Kraftändring:

$$\frac{141,5}{4755} \cdot 100 = 3,0 \%$$

6.4 Relaxation

Stålet i spännkablarna är av lågrelaxationstyp. Samtliga spänningvärden i formeln är i psi, varför samtliga spänningar räknats om från Pa till psi. Aktuell spänning i kablarna vid tidpunkten för uppspanning beräknas med hjälp av det initiala medelvärdet på 4755 kN.

$$1 \text{ psi} = 6894,76 \text{ Pa}$$

Spännstål BBRV 1500/1800			
Brottspänning	f_{pu}/f_{stu}	1800	MPa
Flytspänning	f_{py}/f_{yk}	1500	MPa
Medelkraft initialt	$F_{ini.}$	4755	kN
Medelkraft ÅGB	$F_{\text{ÅGB}}$	4535	kN
Aktuell tidpunkt	t	6780	dagar

Tabell 6.4 Indata relaxation

$$f_{st} = \frac{F}{A} = \frac{4755 \cdot 10^3}{3930 \cdot 10^{-6}} = 1210 \text{ MPa} = 175485 \text{ psi} \quad \text{ursprunglig spänning /kabel}$$

$$f_{pu} = 1800 \text{ MPa} = 261068 \text{ psi} \quad \text{brottspänning}$$

$$\text{krav} \quad \frac{f_{st}}{f_{py}} - 0,55 \geq 0,05 \quad \frac{175485}{0,9 \cdot 261068} - 0,55 = 0,19 \text{ Ok}$$

$$f_{py} = 0,90 f_{pu}$$

Beskriver förlusterna av förspänning,

$$RET = 175485 \cdot \left(\frac{\log 24 \cdot 6780 - \log 24 \cdot \frac{1}{24}}{45} \right) \cdot \left(\frac{175485}{0,9 \cdot 261068} - 0,55 \right) = 4000,9 \text{ psi} = 27,59 \text{ MPa}$$

Kraftförlust:

$$\Delta\sigma_{rel} = 27,59 \text{ MPa}$$

$$\Delta F_{rel} = \Delta\sigma_{rel} \cdot A = 27,59 \cdot 10^6 \cdot 3930 \cdot 10^{-6} = 108,4 \text{ kN}$$

Kraftändring:

$$\frac{108,4}{4755} \cdot 100 = 2,3\%$$

Totala förluster

$$\Delta F_{tot} = 1,6 + 2,8 + 2,3 = 6,7\% \quad \text{Betonghandboken}$$

$$\Delta F_{tot} = 0,2 + 3,0 + 2,3 = 5,5\% \quad \text{ACI-normen}$$

7 Sammanställning av resultat

I tabellerna 7.1 och 7.3 redovisas medelvärden på uppmätta ändkrafter för R2 och R3, dessa mätningar sträcker sig från den ursprungliga uppspänningen till den senaste mätningen på respektive inneslutning. På R2 skedde den ursprungliga uppspänningen 1973 och på R3 1976. Utöver mätresultaten från ånggeneratorbytena är det medelvärden från inspektionstillfällena som redovisas. Tabell 7.2 och 7.4 visar medeländkraftsförlusterna för R2 och R3, medelvärdet baseras på förlusterna hos de enskilda kablarna. Värdena är hämtade ur en digital sammanställning från Vattenfall. Ett utdrag ur denna sammanställning finns i appendix 8. Slutligen finns resultaten i tabell 7.1 och 7.3 plottade i figur 7.1 och 7.2, varje inneslutning för sig. Värt att notera i tabeller och diagram är att medeländkraften tycks börja öka mellan 1985 och 1988 och sjunker inte igen förrän till den senaste mätningen som gjordes 1999.

Kabeltyp	1973	1975	1980	1985	1988	1989 ¹	1989 ÅGB	1999
Horisontella	4748	4070	3930	3981	4019	4260	4195	4028
Vertikala	4835	4169	3974	4025	4052	4117	4172	3977
Dom	4715	4133	3975	3904	- ²	4079	- ²	4041

1) Värden för kablar ej berörda av ÅGB.

2) Värde saknas.

Tabell 7.1 Medelvärden ändkrafter R2, kN

Kabeltyp	1973	1975	1980	1985	1988	1989	1989 ÅGB	1999
Horisontella	0	629	785	797	757	449	557	742
Vertikala	0	559	830	749	899	771	705	828
Dom ¹	0	582	740	811	- ²	636	- ²	674

1) Värden beräknade m. h. a. medelvärden på ändkraft (jmf beräknad m. h. a. enskilda värden)

2) Värde saknas.

Tabell 7.2 Medelvärden ändkraftsförluster R2, kN

Kabeltyp	1976	1981	1985	1990	1995 ÅGB	2000
Horisontella	4755	4358	4260	4394	4535	4404
Vertikala	4830	4489	4507	4497	4510	4425
Dom	4762	4354	4349	4516	- ¹	4644

1) Värde saknas

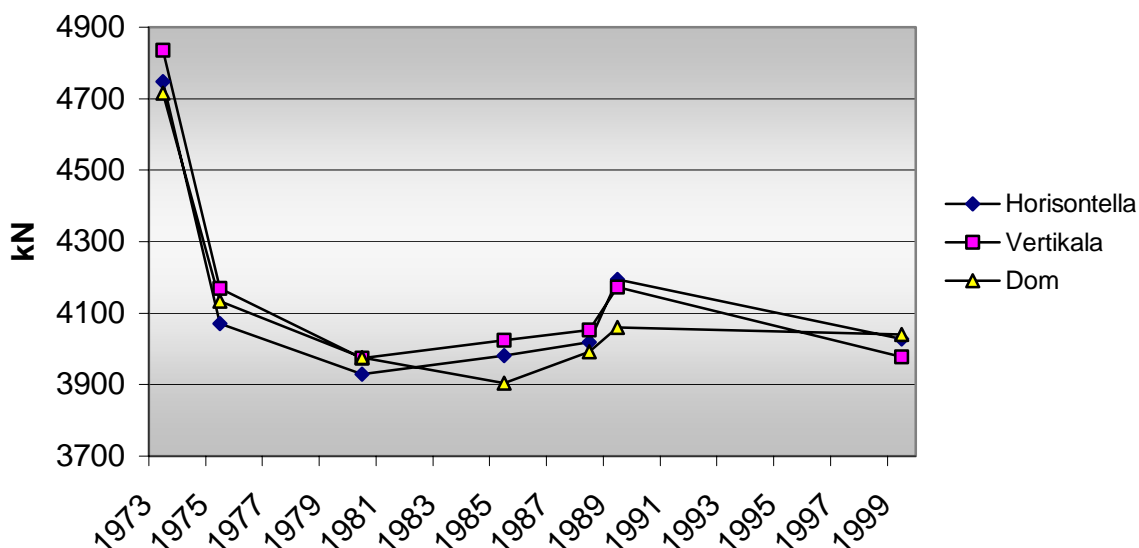
Tabell 7.3 Medelvärden ändkrafter R3, kN

Kabeltyp	1976	1981	1985	1990	1995 ÅGB	2000
Horisontella	0	438	448	325	207	314
Vertikala	0	281	365	324	340	395
Dom	0	374	437	263	- ¹	139

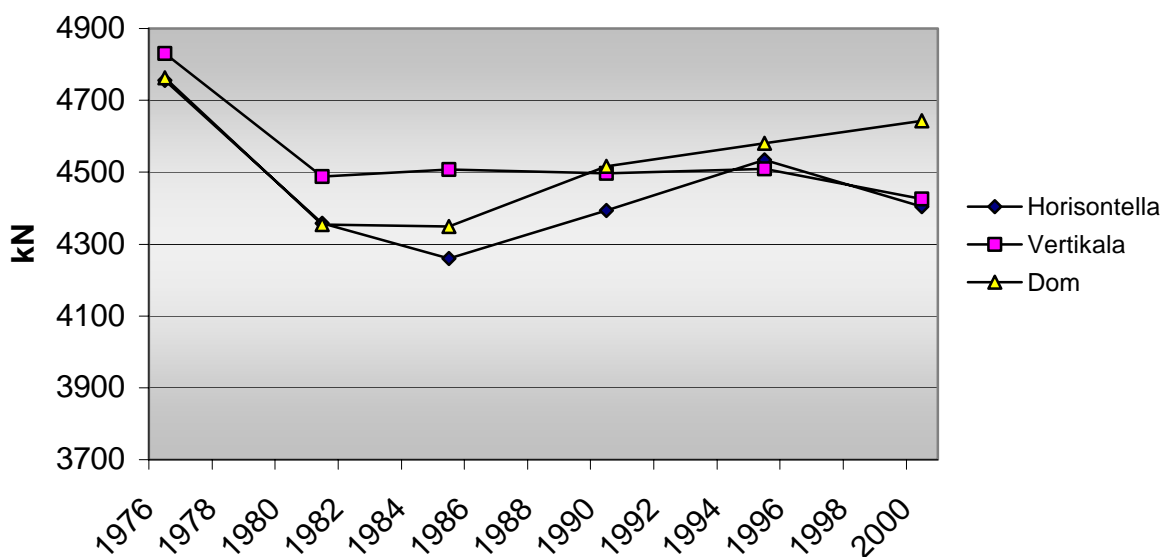
1) Värde saknas

Tabell 7.4 Medelvärden ändkraftsförluster R3, kN

I figur 7.1 och 7.2 som beskriver medeländkraftens variation för R2 och R3 ses att kurvorna följs åt tämligen väl trots att det är olika typer av kablar det rör sig om. Särskilt väl följs de åt i figur 7.1 som gäller R2. Frågor kan ställas angående varför kurvorna följs åt så väl, särskilt eftersom de uppmätta ändkrafterna tycks öka på ett ologiskt sätt. Möjliga faktorer som skulle kunna påverka kraftvariationen är tillfälliga mät- eller kalibreringsfel hos använda domkrafter och klimatfaktorer som t.ex. temperatur. Värt att notera är även att förlusterna är ca 40 % större på R2 än på R3.



Figur 7.1 Medeländkraftens variation R2 (ÅGB 1989)

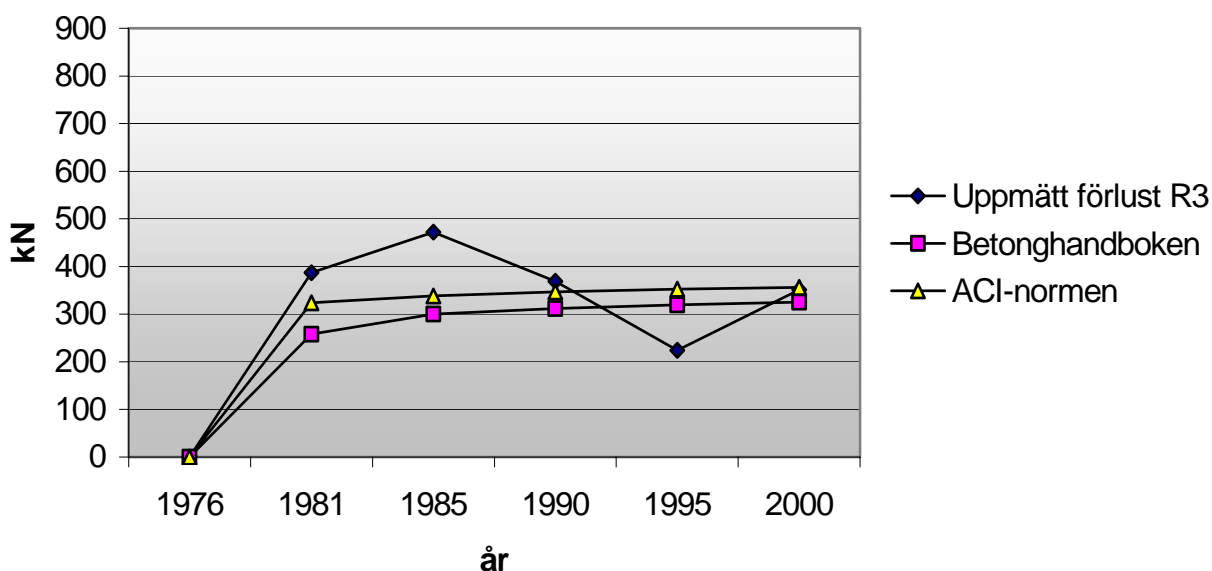


Figur 7.2 Medeländkraftens variation R3 (ÅGB 1995)

I tabell 7.5 nedan visas en sammanställning av de i rapporten beräknade långtidsförlusterna för R3 tillsammans med de vid inspektionerna uppmätta förlusterna. De beräknade långtidsförlusterna från respektive beräkningsmodell redovisas med tillhörande värden på beräknad procentuell förlust. I figur 7.3 nedan visas samma resultat på ett överskådligt sätt. Det hade varit av intresse att ha med en kurva som beskriver hur långtidsförlusterna bedömdes vid dimensioneringen. Enligt Anderson (2004) bedömdes långtidsförlusterna vid dimensioneringen till ca 20-25 %, detta gäller dock inte specifikt för Ringhals utan generellt för svenska inneslutningar. Att förlusterna överskattades beror eventuellt på att de beräkningsmodeller som användes var mindre nyanserade och att konservativa värden valdes för att vara på säkra sidan. Tabell 7.5 och figur 7.3 gäller endast horisontalkablar på R3. Mer detaljerade resultat på beräknade förluster för krympning, krypning och relaxation redovisas i appendix 9.

Inspektionsår R3	Betonghandboken <i>kN</i>	%	ACI <i>kN</i>	%	Uppmätt <i>kN</i>	%
1976	0	0	0	0	0	0
1981	258	5,4	231	4,8	387	8,1
1985	300	6,3	245	5,1	472	10,0
1990	312	6,6	254	5,3	369	7,8
1995 ÅGB	319	6,7	259	5,4	224	4,7
2000	325	6,8	263	5,5	351	7,4

Tabell 7.5 Sammanställning av beräknade och uppmätta ändkraftsförluster, horisontalkablar R3.

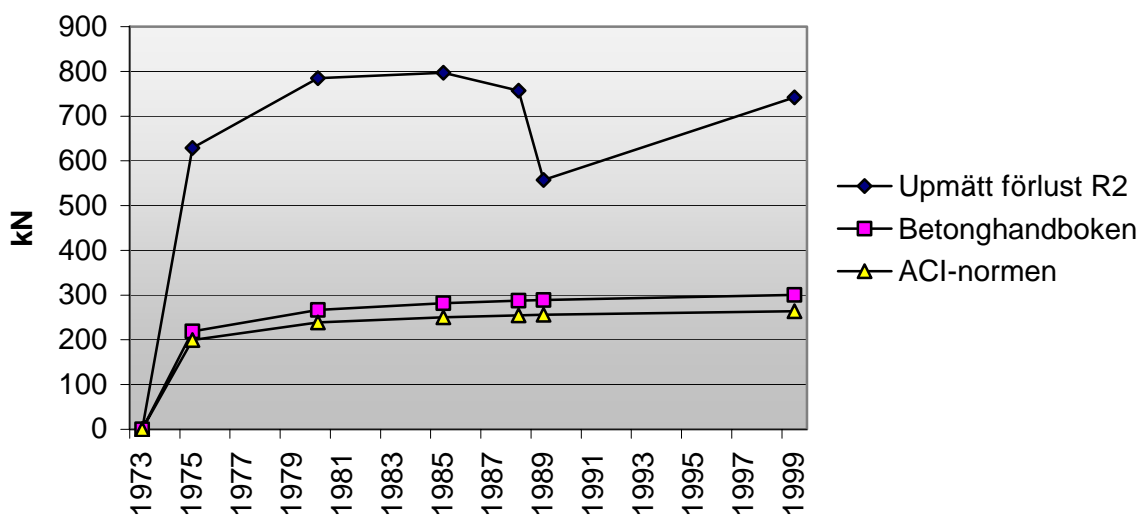


Figur 7.3 Jämförelse uppmätta och beräknade ändkraftsförluster, horisontalkablar R3.

I tabell 7.6 och figur 7.4 nedan redovisas motsvarande resultat för R2. Tabellen och figuren visar beräknade långtidsförluster tillsammans med uppmätta ändkraftsförluster för horisontalkablarna på R2. Dessa stämmer inte lika bra överens som motsvarande värden för R3. Det beror på att R2 har relativt stora förluster, se tab. 7.8.

<i>Inspektionsår</i> R2	<i>Betonghandboken</i> <i>kN</i>	<i>%</i>	<i>ACI</i> <i>kN</i>	<i>%</i>	<i>Uppmätt</i> <i>kN</i>	<i>%</i>
1973	0	0	0	0	0	0
1975	219	4,6	200	4,2	629	13,2
1980	267	5,6	239	5,0	785	16,5
1985	282	5,9	251	5,3	797	16,8
1988	288	6,1	255	5,4	757	15,9
1989	289	6,1	256	5,4	557	11,7
1999	300	6,3	264	5,6	742	15,6

Tabell 7.6 Jämförelse uppmätta och beräknade ändkraftsförluster, horisontalkablar, R2



Figur 7.4 Jämförelse uppmätta och beräknade ändkraftsförluster, horisontalkablar R2.

I tabell 7.7 nedan beskrivs resultaten från beräkningarna av medelkraft längs kabeln. Medelkraftsberäkningarna har gjorts på både horisontella och vertikala kablar på R2 och R3. Här framgår att de procentuella förlusterna är större på R2 än på R3. I tabell 7.8 jämförs de beräknade värdena på medelkraft med de uppmätta värdena på ändkraft, här ses att medelkraftsförlusterna större än ändkraftsförlusterna.

	Ursprunglig def ¹ mm	Def ÅGB ² mm	Diff mm	Medelkraftsförlust kN	%
R2 vertikal	386	323	63	767	16
R3 vertikal	365	326	39	481	11
R2 horisontell	372	303	70	922	19
R3 horisontell	359	318	41	546	11

1) Medelvärde beräknat på utvalda kablar

2) Medelvärde beräknat på utvalda kablar

Tabell 7.7 Sammanställning beräknade medelkraftsförluster

	Ändkraftsförlust ÅGB kN	%	Medelkraftsförlust ÅGB kN	%
R2 vertikal	705	14	767	16
R3 vertikal	340	7	481	11
R2 horisontell	557	12	922	19
R3 horisontell	224	5	546	11

Tabell 7.8 Jämförelse ändkrafts- och medelkraftsförluster vid ÅGB

I tabell 7.9 nedan visas en sammanställning av uppmätta och beräknade förluster på Forsmark och Ringhals i procent. I tabellen presenteras beräknade värden hämtade från Anderson (2005) samt den här rapporten. Alla beräkningar är gjorda enligt ACI-normen. De tabeller i Anderson (2005) som använts finns i appendix 10. Man kan se att de värden som beräknats i den här rapporten är något lägre, ca 1,5 procentenheter, än övriga värden. Detta kan i alla fall delvis bero på att dessa är beräknade på en kortare tid än övriga värden, från uppspänningen till sista mätningen. I tabell 7.8 framgår också tydligt att förlusterna på Ringhals 2 är betydligt större än på övriga inneslutningar i tabellen.

Inneslutning Kabeltyp	Forsmark 1	Forsmark 2	Forsmark 3	Ringhals 2	Ringhals 3	Ringhals 4
<i>Uppm. förl.¹</i>						
Vertikala	5,6	7,1	6,4	18,1	7,6	5,6
Horisontella	9,8	16,6	5,9	16,8	9,1	5,4
<i>Ber förluster¹</i>						
Vertikala	7,1	7,1	7,2	6,6	6,6	6,6
Horisontella	7,7	7,7	8,2	7,2	7,2	7,2
<i>Ber förluster²</i>						
Horisontella	-	-	-	5,6 ³	5,5 ⁴	-

1) Uppmätta och beräknade förluster enligt Anderson, (2005)

2) Beräknade förluster enligt den här rapporten

3) Beräknat på 26 år

4) Beräknat på 24 år

Tabell 7.9 Procentuell ändkraftsförlust för olika inneslutningar 30 år efter uppspänning

8. Analys

8.1 Jämförelse uppmätt/beräknad förlust

I figur 7.3 och 7.4 ses att båda de beräknade förlusterna ligger lågt till en början i båda figurerna. Dock närmar de sig de uppmätta värdena med tiden. I figur 7.3, som gäller R3, ligger de beräknade värdena och de uppmätta i det närmaste på samma nivå vid tidpunkten för den senaste mätningen. Både figur 7.3 och 7.4 antyder att den uppmätta kraften i kablarna minskar snabbare än enligt beräkningsmodellerna i början.

Enligt tabell 7.9 ligger beräkningen av långtidsförluster enligt ACI-normen ca 4 procentenheter under det uppmätta värdet på förlusterna för R3 och ca 11 procentenheter för R2. Eftersom R2 har större förluster än övriga inneslutningar, och därför kanske inte är representativ för genomsnittsinneslutningen, antas att beräkningsmodellens noggrannhet är bättre än denna avvikelse på 11 procentenheter. Både på R2 och R3 förekommer till synes omotiverade kraftökningar som börjar under 80-talet. Dessa diskuteras vidare i avsnitt 8.3. Det syns också tydligt i figur 7.4 att de förväntade förlusterna överskattades initialt.

8.2 Jämförelse ändkrafts-/medelkraftsförlust

Den här jämförelsen görs för att försöka reda ut om något kan sägas om sambandet mellan uppmätt ändkraft och medelkraft. Som tidigare nämnts är ju medelkraften av intresse men ändkraften lättast att mäta. Om förlusterna är lika längs hela kabeln överensstämmer ändkraften med medelkraften. I tabell 7.7 finns de framräknade resultaten på medelkraftsförlust och i tabell 7.8 finns en jämförelse mellan uppmätt ändkraftsförlust och beräknad medelkraftsförlust. Här är medelkraftsförlusterna mellan 2-7 procentenheter större än ändkraftsförlusterna.

Att medelkraften understiger den uppmätta ändkraften överensstämmer med resultatet i Hill (1995), resultaten där presenteras som förhållandet medelkraft/ändkraft. Medelresultatet i Hill (1995) för horisontalkablar som innehåller 170 trådar är 0,92. Motsvarande värden för resultaten i den här rapporten ligger mellan 0,91-0,92, vilket stämmer mycket väl överens. För vertikalkablar är enligt Hill (1995) medelvärdet 0,95, beräknade värden i den här rapporten är 0,96-0,97. Även detta stämmer väl överens. Sammanställning av förhållandena medelkraft/ändkraft för den här rapporten och Hill (1995) finns i appendix 11. När man jämför resultaten i appendix 11 framgår att det finns en tendens till att skillnaderna mellan ändkraft och medelkraft är större hos de horisontella kablarna än hos de vertikala. Denna skillnad är förväntad då påverkan av friktionskrafter är avsevärt större på hos de horisontella kablarna. Detta beror på deras stora böjningsvinkel. I Anderson (2004), fanns resultatet att medelkraften kan överstiga eller understiga ändkraften beroende på hur kraftfördelningen såg initialt.

8.3 Jämförelse R2/R3

När man tittar på skillnaderna mellan R2 och övriga inneslutningar i Sverige har denna några särdrag. R2 är en av de inneslutningar som har störst spännkraftsförluster. Förluster för Ringhals och Forsmark redovisas i tabell 7.8, saknas i den tabellen gör Barsebäck och Oskarhamn (som nämnts tidigare har dessa cementinjekterade kablar). R2 har ett något avvikande tidsförlopp jämfört med tex R3 vilket framgår i tabell 4.1. Tiden som förflöt mellan uppspänningen och driftstarten var för R2 ca 8 månader medan samma tid för R3 var lite drygt fyra år. En annan skillnad är att R2 är gjuten i betong med std.-cement istället för anläggningscement. I figurerna 7.1 och 7.2 ser man att kurvorna för förlusterna för de olika kabeltyperna i varje inneslutning följer varandra relativt väl. Det kan antyda att förlusterna beror till en stor del på det rådande klimatet, temperatur, fuktighet mm. Att sedan förlusterna är så pass mycket större på R2 kan möjligen bero på att std. cement användes. Det är dock spekulation och inga belägg finns i den här rapporten.

8.4 Felkällor

Då det har varit svårt att få fram uppgifter om det exakta tillvägagångssättet under de olika mätningarna, ursprunglig uppspänning, inspektioner och ånggeneratorbyte är det svårt att veta om alla mätvärden är direkt jämförbara eller om vissa skulle ha justerats något. Det är bland annat monteringen av mätarna som hade varit av intresse, olika montering kan ge något olika utslag. En annan felkälla är att av de mätvärden som legat till grund för medelkraftsberäkningarna har hälften mätts för hand direkt från nedspänningsdiagram. Det är framförallt de diagram som har någon form av imperfektion, t.ex. att kurvan är krökt där den borde vara rät, som är svåra att tolka. Sådana har dock undvikits i möjligaste mån. Det diagram som finns i appendix 4 har ett nära idealiskt utseende. Ett rimligt antagande är att en felavläsning på 10 mm skulle kunna göras. Görs då en sådan felavläsning på vart och ett av de båda diagram som hör till en kabel kan det leda till ett fel på ett par procent. Dock är ju de eventuella felen slumpmässiga och kan alltså lika gärna ta ut varandra. Den här typen av fel minskar också när fler mätningar görs. Även det problem med ofullständiga listor som beskrivs i avsnitt 5.3.2 är en felkälla men det felet bedöms som litet.

9. Slutsats

Innan några slutsatser dras måste det sägas att eftersom underlaget till denna undersökning baseras endast på två inneslutningar dras alla slutsatser med försiktighet. Med gott samvete kan dock sägas att i det stora hela verkar de undersökta inneslutningarna vara i gott skick och kraften i spännkablarna är högre än vad som förväntades vid dimensioneringen.

- Beräkningsmodellerna verkar stämma relativt bra överens med de uppmätta värdena när lång tid har förflutit (25-30 år). Det kan vara så att kraften i kablarna sjunker snabbare i början än beräkningsmodellerna anger.
- Medelkraftsförlusterna är enligt beräkningar gjorda i den här rapporten större än ändkraftsförlusterna vilket stämmer överens med resultatet i Hill (1995). Resultaten visar att medelkraftsförlusterna är upp till 7 procentenheter större än ändkraftsförlusterna för de horisontella kablarna och upp till 4 procentenheter större för de vertikala kablarna. Resultaten antyder också att skillnaden är större för de horisontella kablarna än för de vertikala, vilket är väntat. Hänsyn måste tas till att de deformationer som ligger till grund för resultatet har mätts för hand från diagram. En felavläsning på 10 mm per diagram ger 20 mm per kabel, ett så stort fel kan ge en procentuell avvikelse på ett par procent. Dock är ju de eventuella felen slumpmässiga och kan alltså lika gärna ta ut varandra. Den här typen av fel minskar också när fler mätningar görs. Dock verkar det trots eventuella felavläsningar som om medelkraftsförlusterna är störst. Slutsatsen i den här rapporten blir därför att ändkraften överskattar medelkraften. I Anderson (2004) däremot, fanns resultatet att medelkraften kan överstiga eller understiga ändkraften beroende på hur kraftfördelningen såg ut initialt.
- Eftersom både beräkningsresultaten av långtidsförluster och medelkraftsförluster stämmer relativt väl överens med de uppmätta ändkraftsförlusterna på R3 anses mätningarna grovt verifierade. Något ”finlir” är det inte tal om. Eftersom R2 har så stora förluster antas att det kan ses som något av ett ”specialfall”.
- Trots att värdena på medelkraften längs kablarna verkar understiga de uppmätta ändkrafterna borde de verkliga värdena på medelkraften ligga på en klart acceptabel nivå. Skillnaden är relativt liten, 4-7 procentenheter, och inneslutningarna överdimensionerades då långtidsförlusterna förväntades vara större.

Det hade varit intressant att inkludera fler inneslutningar i studien för att styrka (eller omkullkasta) slutsatserna.

10. Referenser

Skriftliga referenser

Anderson Patrick, Berglund Lars-Erik, Gustavsson Jan, Average force along unbonded tendons; a field study at nuclear reactor containments in Sweden, Nuclear Engineering and Design, 235, 2005, 91-100

Anderson Patrick, 30 years of measured loss of prestress in Swedish nuclear reactor containments, 2004, pressläggs.

Björklund Maria, Paulsson Ulf, Seminarieboken- att skriva presentera och opponera, Studentlitteratur, Lund, 2003, ISBN 91-44-04125-X

Burström PerGunnar, Byggnadsmaterial- uppbyggnad tillverkning och egenskaper, Studentlitteratur Lund, 2001, ISBN 91-44-01176-8

Fagerlund Göran, Byggnadsmaterial FK, Studentlitteratur, Lund, 1997

Hallbjörn Lars, Forsmark1- Långtidsmätning av spännkrafter i reaktorinneslutningen, Vattenfall drifrapport, 1991, 458/91.

Hill Howard T, Letter Report 95/13 to NRC, Concrete containment posttensioning system aging study, US Nuclear Regulatory Commission Office of Nuclear Regulatory Research, Oak Ridge, Tennessee, 1995, No 1886-8084-5B.

Nevander Lars Erik, Elmarsson Bengt, FUKThandbok, AB svensk Byggtjänst, Stockholm 2001, ISBN 91-7332-716-6

Peterson Tage, Sundquist Håkan, Spännbetong, Kungliga Tekniska Högskolan i Stockholm, 1997, ISSN 1103-4289

Regulatory guide 1.35, Inservice Inspection of UngROUTED Tendons in Prestressed Concrete Containments, U.S. Nuclear Regulatory Commission, 1990, revision 3.

FSAR/SYSTEMBESKRIVNING, rapport Vattenfall, 1998, VK5-nr 5120163935-0

ACI committee 209, Prediction of Creep, Shrinkage, and Temperature Effects in concrete Structures, 1992, reapproved 1997.

PCI Committee on Prestress Losses, Rekommendations for estimating prestress losses, 1975.

Betonghandboken Material, AB svensk Byggtjänst, 1994, ISBN 91-7332-799-9

Muntliga referenser

Anderson Patrick, doktorand avdelningen för konstruktionsteknik, LTH.

Gustavsson Jan, civilingenjör, Ringhals AB.

Davidsson Erik, avdelningschef, Spännteknik SLF AB

Internet referenser

<http://www.bbr.com.sg/BBRV.html>, 040809

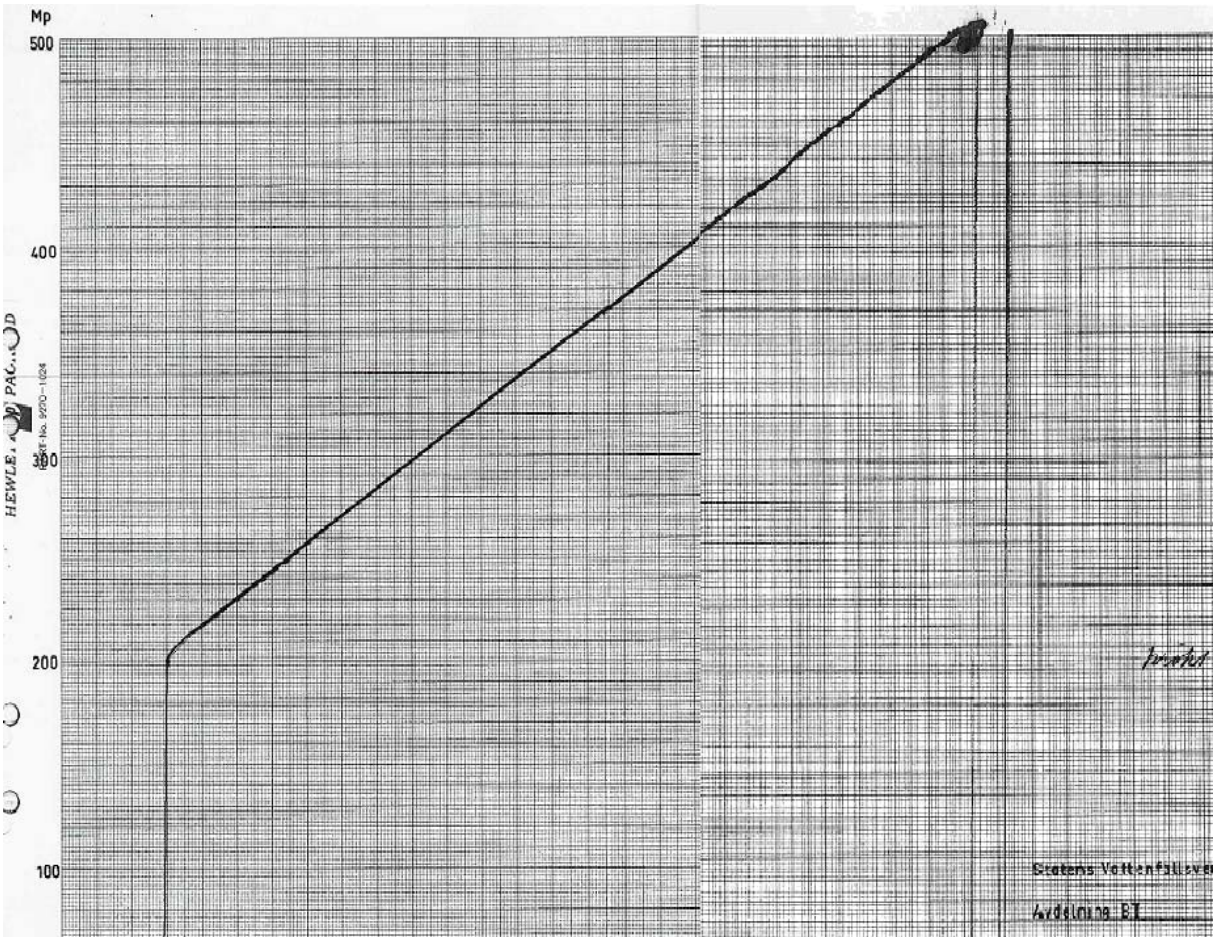
<http://www.vsl.net/>, 040809

Övriga källor

Förutom ovanstående referenser har författaren tagit del av ett antal av Vattenfalls interna rapporter och mätdata. Dessa finns inte angivna i referenslistan.

Appendix

Appendix 1 Uppspänningsdiagram



Appendix 2 Utdrag ur ACI-normen

$(\epsilon_{sh})_t/(\epsilon_{sh})_u$ are shown in Table 2.4.1. Note that v is used in Eqs. (4-11), (4-20), and (4-22), hence, $v_t/v_u = v_s/v_u$ for the age of the precast beam concrete at the slab casting.

It has also been shown²⁴ that the time-ratio part of Eqs. (2-8) and (2-10) can be used to extrapolate 28-day creep and shrinkage data determined experimentally in accordance with ASTM C 512, to complete time curves up to ultimate quite well for creep, and reasonably well for shrinkage for a wide variety of data. It should be noticed that the time-ratio in Eqs. (2-8) to (2-10) does not differentiate between basic and drying creep nor between drying autogenous and carbonation shrinkage. Also, it is independent of member shape and size, because $d, f, \psi,$ and α are considered as constant in Eqs. (2-8), (2-9), and (2-10).

The shape and size effect can be totally considered on the time-ratio, without the need for correction factors. That is, in terms of the shrinkage-half-time τ_{sh} as given by Eq. (2-35) by replacing t by t/τ_{sh} in Eq. (2-9) and by $0.1t/\tau_{sh}$ in Eq. (2-8) as shown in 2.8.1. Also by taking $\psi = \alpha = 1.0$ and $d = f = 26.0$ [exp 0.36(v/s)] in Eqs. (2-6) and (2-7) as in Reference 23, where v/s is the volume to surface ratio, in inches. For v/s in mm use $d = f = 26.0 \exp [1.42 \times 10^{-2} (v/s)]$.

References 61, 89, 92, 98 and 101 consider the effect of the shape and size on both the time-ratio (time-dependent development) and on the coefficients affecting the ultimate (in time) value of creep and shrinkage.

ACI Committee 209, Subcommittee I Report¹⁶ is recommended for a detailed review of the effects of concrete constituents, environment and stress on time-dependent concrete deformations.

2.5—Correction factors for conditions other than the standard concrete composition⁷

All correction factors, γ , are applied to ultimate values. However, since creep and shrinkage for any period in Eqs. (2-8) through (2-10) are linear functions of the ultimate values, the correction factors in this procedure may be applied to short-term creep and shrinkage as well.

Correction factors other than those for concrete composition in Eqs. (2-11) through (2-22) may be used in conjunction with the specific creep and shrinkage data from a concrete tested in accordance with ASTM C 512.

2.5.1 Loading age

For loading ages later than 7 days for moist cured concrete and later than 1-3 days for steam cured concrete, use Eqs. (2-11) and (2-12) for the creep correction factors.

$$\text{Creep } \gamma_{\epsilon_a} = 1.25(t_{\epsilon_a})^{-0.118} \text{ for moist cured concrete} \quad (2-11)$$

$$\text{Creep } \gamma_{\epsilon_a} = 1.13(t_{\epsilon_a})^{-0.094} \text{ for steam cured concrete} \quad (2-12)$$

where t_{ϵ_a} is the loading age in days. Representative values are shown in Table 2.5.1. Note that in Eqs. (4-11), (4-20), and (4-22), the Creep γ_{ϵ_a} correction factor must be used when computing the ultimate creep coefficient of the present beam corresponding to the age when slab is cast, v_{us} . That is:

$$v_{us} = v_u \times (\text{Creep } \gamma_{\epsilon_a}) \quad (2-13)$$

2.5.2 Differential shrinkage ?

For shrinkage considered for other than 7 days for moist cured concrete and other than 1-3 days for steam cured concrete, determine the difference in Eqs. (2-9) and (2-10) for any period starting after this time.

That is, the shrinkage strain between 28 days and 1 year, would be equal to the 7 days to 1 year shrinkage minus the 7 days to 28 days shrinkage. In this example for moist cured concrete, the concrete is assumed to have been cured for 7 days. Shrinkage γ_{cp} factor as in 2.5.3 below, is applicable to Eq. (2-9) for concrete moist cured during a period other than 7 days.

2.5.3 Initial moist curing ?

For shrinkage of concrete moist cured during a period of time other than 7 days, use the Shrinkage γ_{cp} factor in Table 2.5.3. This factor can be used to estimate differential shrinkage in composite beams, for example.

Linear interpolation may be used between the values in Table 2.5.3.

2.5.4 Ambient relative humidity

For ambient relative humidity greater than 40 percent, use Eqs. (2-14) through (2-16) for the creep and shrinkage correction factors.^{7,20,22}

$$\text{Creep } \gamma_{\lambda} = 1.27 - 0.0067\lambda, \text{ for } \lambda > 40 \quad (2-14)$$

$$\text{Shrinkage } \gamma_{\lambda} = 1.40 - 0.010\lambda, \text{ for } 40 \leq \lambda \leq 80 \quad (2-15)$$

$$= 3.00 - 0.030\lambda, \text{ for } 80 > \lambda \leq 100 \quad (2-16)$$

where λ is relative humidity in percent. Representative values are shown in Table 2.5.4.

The average value suggested for $\lambda = 40$ percent is $(\epsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6}$ in./in. (m/m) in both Eqs. (2-9) and (2-10). From Eq. (2-15) of Table 2.5.4, for $\lambda = 70$ percent, $(\epsilon_{sh})_u = 0.70(780 \times 10^{-6}) = 546 \times 10^{-6}$ in./in. (m/m), for example. For lower than 40 percent ambient relative humidity, values higher than 1.0 shall be used for Creep γ_{λ} and Shrinkage γ_{λ} .

2.5.5 Average thickness of member other than 6 in. (150 mm) or volume-surface ratio other than 1.5 in. (38 mm)

The member size effects on concrete creep and shrinkage is basically two-fold. First, it influences the time-ratio (see Equations 2-6, 2-7, 2-8, 2-9, 2-10 and 2-35). Secondly, it also affects the ultimate creep coefficient, v_u and the ultimate shrinkage strain, $(\epsilon_{sh})_u$.

Two methods are offered for estimating the effect of

member size on v_u and $(\epsilon_{sh})_u$. The average-thickness method tends to compute correction factor values that are higher, as compared to the volume-surface ratio method,⁵⁹ since Creep $\gamma_h =$ Creep $\gamma_{vs} = 1.00$ for $h = 6$ in. (150 mm) and $v/s = 1.5$ in. (38 mm), respectively; that is, when $h = 4v/s$.

2.5.5.a Average-thickness method *7a metoda za korektivni storlek*

The method of treating the effect of member size in terms of the average thickness is based on information from References 3, 6, 7, 23 and 61.

For average thickness of member less than 6 in. (150 mm), use the factors given in Table 2.5.5.1. These correspond to the CEB⁶¹ values for small members. For average thickness of members greater than 6 in. (150 mm) and up to about 12 to 15 in. (300 to 380 mm), use Eqs. (2-17) to (2-18) through (2-20).

During the first year after loading:

$$\text{Creep } \gamma_h = 1.14 - 0.023 h, \quad (2-17)$$

For ultimate values:

$$\text{Creep } \gamma_h = 1.10 - 0.017 h, \quad (2-18)$$

During the first year of drying:

$$\text{Shrinkage } \gamma_h = 1.23 - 0.038 h, \quad (2-19)$$

For ultimate values:

$$\text{Shrinkage } \gamma_h = 1.17 - 0.029 h, \quad (2-20)$$

where h is the average thickness in inches of the part of the member under consideration.

During the first year after loading:

$$\text{Creep } \gamma_h = 1.14 - 0.00092 h, \quad (2-17a)$$

For ultimate values:

$$\text{Creep } \gamma_h = 1.10 - 0.00067 h, \quad (2-18a)$$

During the first year after loading:

$$\text{Shrinkage } \gamma_h = 1.23 - 0.00015 h, \quad (2-19a)$$

For ultimate values:

$$\text{Shrinkage } \gamma_h = 1.17 - 0.00114 h, \quad (2-20a)$$

where h is in mm.

Representative values are shown in Table 2.5.5.1.

2.5.5.b Volume-surface ratio method *2a metoda*

The volume-surface ratio equations (2-21) and (2-22) were adapted from Reference 23.

$$\text{Creep } \gamma_{vs} = \frac{1}{3}[1 + 1.13 \exp(-0.54 v/s)] \quad (2-21)$$

$$\text{Shrinkage } \gamma_{vs} = 1.2 \exp(-0.12 v/s) \quad (2-22)$$

where v/s is the volume-surface ratio of the member in inches.

$$\text{Creep } \gamma_{vs} = \frac{1}{3}[1 + 1.13 \exp(-0.0213 v/s)] \quad (2-21a)$$

$$\text{Shrinkage } \gamma_{vs} = 1.2 \exp(-0.00472 v/s) \quad (2-22a)$$

where v/s in mm.

Representative values are shown in Table 2.5.5.2.

However, for either method γ_{sh} should not be taken less than 0.2. Also, use $\gamma_{sh} (\epsilon_{sh})_u \geq 100 \times 10^{-6}$ in./in., (m/m) if concrete is under seasonal wetting and drying cycles and $\gamma_{sh} (\epsilon_{sh})_u \geq 150 \times 10^{-6}$ in./in. (m/m) if concrete is under sustained drying conditions.

2.5.6 Temperature other than 70 F (21 C) *temperatura k.o.v.*

Temperature is the second major environmental factor in creep and shrinkage. This effect is usually considered to be less important than relative humidity since in most structures the range of operating temperatures is small,⁶⁸ and high temperatures seldom affect the structures during long periods of time.

The effect of temperature changes on concrete creep⁶⁸ and shrinkage is basically two-fold. First, they directly influence the time ratio rate. Second, they also affect the rate of aging of the concrete, i.e. the change of material properties due to progress of cement hydration. At 122 F (50 C), creep strain is approximately two to three times as great as at 68-75 F (19-24 C). From 122 to 212 F (50 to 100 C) creep strain continues to increase with temperature, reaching four to six times that experienced at room temperatures. Some studies have indicated an apparent creep rate maximum occurs between 122 and 176 F (50 and 80 C).⁸⁶ There is little data establishing creep rates above 212 F (100 C). Additional information on temperature effect on creep may be found in References 68, 84, and 85.

2.6—Correction factors for concrete composition

Equations (2-23) through (2-30) are recommended for use in obtaining correction factors for the effect of slump, percent of fine aggregate, cement and air content. It should be noted that for slump less than 5 in. (130 mm), fine aggregate percent between 40-60 percent, cement content of 470 to 750 lbs. per yd^3 (279 to 445 kg/m^3) and air content less than 8 percent, these factors are approximately equal to 1.0.

These correction factors shall be used only in connection with the average values suggested for $v_u = 2.35$ and $(\epsilon_{sh})_u = 780 \times 10^{-6}$ in./in. (m/m). As recommended in 2.4, these average values for v_u and $(\epsilon_{sh})_u$ should be used only in the absence of specific creep and shrinkage data for local aggregates and conditions determined in accordance with ASTM C 512.

If shrinkage is known for local aggregates and conditions, Eq. (2-31), as discussed in 2.6.5, is recommended.

The principal disadvantage of the concrete composition correction factors is that concrete mix characteristics are unknown at the design stage and have to be estimated. Since these correction factors are normally not excessive and tend to offset each other, in most cases, they may be neglected for design purposes.

2.6.1 Slump

$$\text{Creep } \gamma_s = 0.82 + 0.067s \quad (2-23)$$

$$\text{Shrinkage } \gamma_s = 0.89 + 0.041s \quad (2-24)$$

where s is the observed slump in inches. For slump in mm use:

$$\text{Creep } \gamma_s = 0.82 + 0.00264s \quad (2-23a)$$

$$\text{Shrinkage } \gamma_s = 0.89 + 0.00161s \quad (2-24a)$$

2.6.2 Fine aggregate percentage

$$\text{Creep } \gamma_\psi = 0.88 + 0.0024\psi \quad (2-25)$$

For $\psi \leq 50$ percent

$$\text{Shrinkage } \gamma_\psi = 0.30 + 0.014\psi \quad (2-26)$$

For $\psi > 50$ percent

$$\text{Shrinkage} = 0.90 + 0.002\psi \quad (2-27)$$

where ψ is the ratio of the fine aggregate to total aggregate by weight expressed as percentage.

2.6.3 Cement content

Cement content has a negligible effect on creep coefficient. An increase in cement content causes a reduced creep strain if water content is kept constant; however, data indicate that a proportional increase in modulus of elasticity accompanies an increase in cement content.

If cement content is increased and water-cement ratio is kept constant, slump and creep will increase and Eq. (2-23) applies also.

$$\text{Shrinkage } \gamma_c = 0.75 + 0.00036c \quad (2-28)$$

where c is the cement content in pounds per cubic yard. For cement content in Kg/m^3 , use:

$$\text{Shrinkage } \gamma_c = 0.75 + 0.00061c \quad (2-28a)$$

2.6.4 Air content

$$\text{Creep } \gamma_\alpha = 0.46 + 0.09\alpha, \quad (2-29)$$

but not less than 1.0

$$\text{Shrinkage } \gamma_\alpha = 0.95 + 0.008\alpha \quad (2-30)$$

where α is the air content in percent.

2.6.5 Shrinkage ratio of concretes with equivalent paste quality⁹¹

Shrinkage strain is primarily a function of the shrinkage characteristics of the cement paste and of the aggregate volume concentration. If the shrinkage strain of a given mix has been determined, the ratio of shrinkage strain of two mixes $(\epsilon_{sh})_1/(\epsilon_{sh})_2$, with different content of paste but with equivalent paste quality is given in Eq. (2-31).

$$\frac{(\epsilon_{sh})_{u1}}{(\epsilon_{sh})_{u2}} = \frac{1 - (v_1)^{1/3}}{1 - (v_2)^{1/3}} \quad (2-31)$$

where v_1 and v_2 are the total aggregate solid volumes per unit volume of concrete for each one of the mixes.

2.7—Example

Find the creep coefficient and shrinkage strains at 28, 90, 180, and 365 days after the application of the load, assuming that the following information is known: 7 days moist cured concrete, age of loading $t_{ea} = 28$ days, 70 percent ambient relative humidity, shrinkage considered from 7 days, average thickness of member 8 in. (200 mm), 2.5 in. slump (63 mm), 60 percent fine aggregate, 752 lbs. of cement per yd^3 (446 Kg/m^3), and 7 percent air content.⁷ Also, find the differential shrinkage strain, $(\epsilon_{sh})_s$ for the period starting at 28 days after the application of the load, $t_{ea} = 56$ days.

The applicable correction factors are summarized in Table 2.7.1. Therefore:

$$v_u = (2.35)(0.710) = 1.67$$

$$(\epsilon_{sh})_u = (780 \times 10^{-6})(0.68) = 530 \times 10^{-6}$$

The results from the use of Eqs. (2-8) and (2-9) or Table 2.4.1 are shown in Table 2.7.2.

Notice that if correction factors for the concrete composition are ignored for v_1 and $(\epsilon_{sh})_1$, they will be 10 and 4 percent smaller, respectively.

2.8—Other methods for predictions of creep and shrinkage

Other methods for prediction of creep and shrinkage are discussed in Reference 61, 68, 86, 87, 89, 93, 94, 95, 97, and 98. Methods in References 97 and 98 subdivide creep strain into delayed elastic strain and plastic flow (two-component creep model). References 88, 89, 92, 99, 100, 102, and 104 discuss the conceptual differences between the current approaches to the formulation of the creep laws. However, in dealing with any method, it is important to recall what is discussed in Sections 1.2 and 2.1 of this report.

2.8.1 Remark on refined creep formulas needed for special structures^{93,94,95}

The preceding formulation represents a compromise between accuracy and generality of application. More accurate formulas are possible but they are inevitably not as general.

Appendix 3 Exempel på spännlista

(85)

SPÄNNPROTOKOLL nr 1

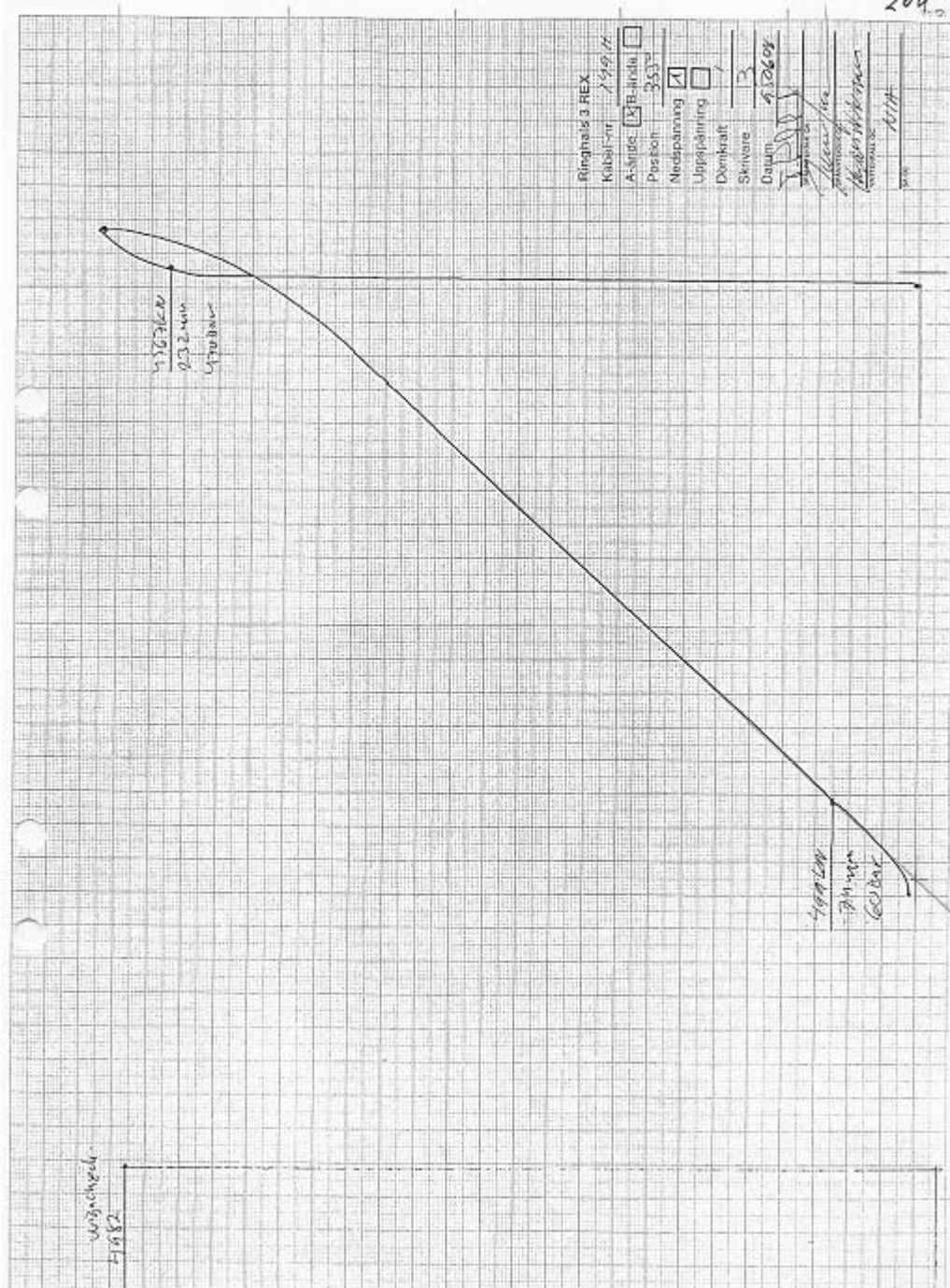
Arbetsplats Konstans 3 Order nr 15-452

Datum	Kabel nr	Kalibr. konst.	Spännkraft ton	Dynamometer	Manometer kg/cm ²	Kolvavläsn. mm	Förlängning mm	Anm. 55 ^o
18.7	115		70		70	60	17	
- - -			500		500	253	210	
- - -			490					MELLANLÄGG 235 mm
- - -	111		50		60	85	17	
- - -			500		530	251	183	
- - -			490					235 mm
- - -	107		50		70	83	17	KNAPP VID AVLASTNINGEN DOCK INSET SPECIELLT KONSTRUKT.
- - -			500		530	246	150	
- - -			485					226 mm
- - -	103		50		50	83	17	
- - -			500		530	248	182	
- - -			480					230 mm
- - -	99		50		70	80	17	
- - -			500		530	244	181	
- - -			480					225 mm
- - -	95		50		70	89	17	
- - -			500		530	256	184	
- - -			485					240 mm

570 10.000 0.70 422504-10004 AB STINA

Ansvarig spännledare: _____ Montör: _____

Appendix 4 Nedspänningsdiagram



Appendix 5 Sammanställning av deformationer

R2 VERT		deformation 1973 urspr		deformation 1989 ÅGB		differans i	skillnad i	procentuell
kabel nr	position	summa		summa		def 76-95	medelkraft längs kabel	förlust
81		388	388	330	330	58	769	14,9
82		385	385	302	302	83	1101	21,6
83		377	377	322	322	55	729	14,6
84		382	382	331	331	51	676	13,4
85		382	382	324	324	58	769	15,2
86		386	386	332	332	54	716	14,0
87		386	386	321	321	65	862	16,8
88		388	388	318	318	70	928	18,0
89		397	397	327	327	70	928	17,6
MV		386		323		63	831	16

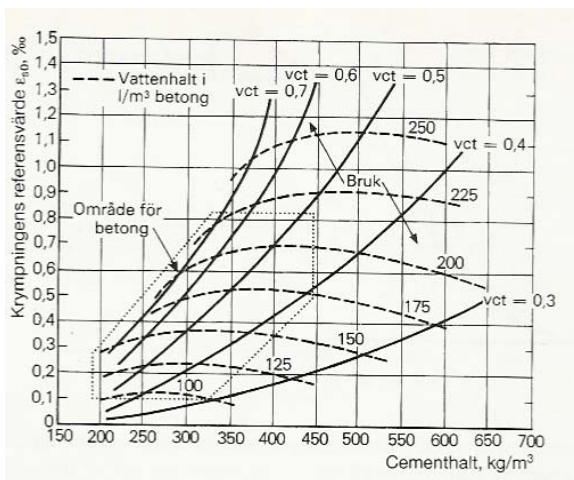
R3 VERT		deformation 1976 urspr		deformation 1995 ÅGB		differans i	skillnad i	procentuell
kabel nr	vertikal	summa		linjal	summa	def 76-95	medelkraft längs kabel	förlust
119		362	362	340	340	22	292	6,1
120		361	361	303	303	58	769	16,1
122		361	361	309	309	52	690	14,4
123		368	368	333	333	35	464	9,5
124		375	375	318	318	57	756	15,2
125		361	361	333	333	28	371	7,8
126		367	367	344	344	23	305	6,3
MV		365		326		39	521	11

R2 HOR		deformation 1976		linjal	deformation 1995		differans i	skillnad i	procentuell
kabel nr	position	summa		deformation	summa		def 76-95	medelkraft längs kabel	förlust
95	55	184	371	126	311		60	796	16,2
	255	187		185					
99	55	181	367	134	305		62	822	16,9
	255	186		171					
103	55	182	365	119	303		62	822	17,0
	255	183		184					
107	55	180	364	156	304		60	796	16,5
	255	184		148					
111	55	183	368	130	314		54	716	14,7
	255	185		184					
113	55	183	371	82	301		70	928	18,9
	255	188		219					
115	55	210	393	158	317		76	1008	19,3
	255	183		159					
117	55	193	380	114	303		77	1021	20,3
	255	187		189					

119	55 255	167 193	360	124 181	305	55	729	15,3
121	55 255	195 184	379	139 153	292	87	1154	23,0
123	55 255	172 188	360	120 168	288	72	955	20,0
125	55 255	187 181	368	127 163	290	78	1034	21,2
129	55 255	191 186	377	138 164	302	75	995	19,9
131	55 255	170 186	356	119 187	306	50	663	14,0
135	55 255	166 191	357	119 184	303	54	716	15,1
137	55 255	192 187	379	146 156	302	77	1021	20,3
139	55 255	170 192	362	94 209	303	59	782	16,3
141	55 255	192 188	380	123 187	310	70	928	18,4
143	55 255	173 188	361	127 176	303	58	769	16,1
145	55 255	190 194	384	110 188	298	86	1141	22,4
147	55 255	176 189	365	136 170	306	59	782	16,2
149	55 255	179 190	369	112 193	305	64	849	17,3
151	55 255	211 186	397	147 160	307	90	1194	22,7
153	55 255	191 193	384	116 178	294	90	1194	23,4
157	55 255	190 194	384	153 144	297	87	1154	22,7
161	55 255	184 194	378	114 189	303	75	995	19,8
		MV	372		303	70	922	19

R3 HOR	kabel nr	position	deformation 1976 urspr		deformation 1995 ÅGB		differans i def 76-95	skillnad i medelkraft längs kabel	procentuell förlust
			summa	linjal	summa	linjal			
	113	155 355	205 151	356	176 154	330	26	345	7,3
	115	155 355	188 173	361	166 132	298	63	836	17,5
	117	155 355	232 135	367	150 194	344	23	305	6,3
	119	155 355	179 167	346	166 162	328	18	239	5,2
	121	155 355	218 140	358	137 189	326	32	424	8,9
	123	155 355	191 175	366	184 135	319	47	623	12,8
	125	155 355	196 156	352	124 198	322	30	398	8,5
	127	155 355	191 177	368	162 141	303	65	862	17,7
	131	155 355	179 177	356	132 179	311	45	597	12,6
	132	55 255	181 182	363	137 157	294	69	915	19,0
	136	55 255	174 195	369	164 162	326	43	570	11,7
	137	155 355	168 195	363	114 204	318	45	597	12,4
	140	55 255	169 195	364	147 140	287	77	1021	21,2
	141	155 355	192 165	357	129 186	315	42	557	11,8
	145	155 355	187 178	365	145 179	324	41	544	11,2
	149	155 355	190 171	361	150 180	330	31	411	8,6
	153	155 355	191 171	362	157 164	321	41	544	11,3
	157	155 355	178 177	355	184 135	319	36	477	10,1
	161	155 355	169 182	351	113 206	319	32	424	9,1
	165	155 355	160 189	349	146 174	320	29	385	8,3
	169	155 355	181 175	356	161 166	327	29	385	8,1
			MV	359	159	318	41	546	11

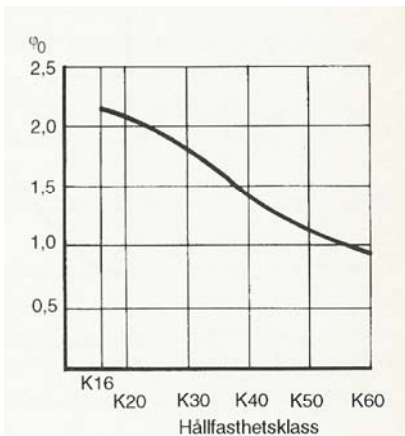
Appendix 6 Utdrag ur Betonghandboken material



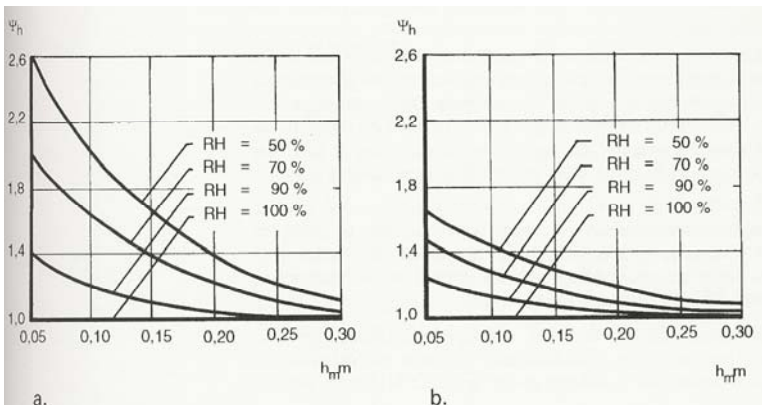
Figur 15:2:5 Betonghandboken material. Referenskrampningen ϵ_{s0} som funktion av betongens cementhalt, vattenhalt och vattencementtal.

Betongkroppens form	k_s
Utsträckt platta	1,0
Lång cylinder	1,15
Långt prisma med kvadratisk snitt	1,25
Sfär	1,30
Kub	1,55

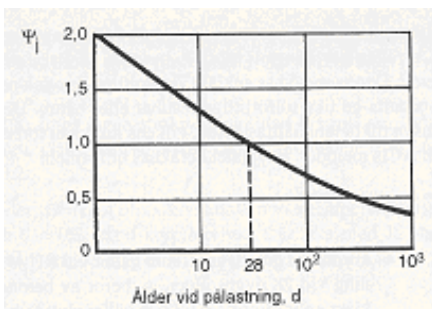
Tabell 15:2:1 Betonghandboken material
Exempel på parametern k_s .



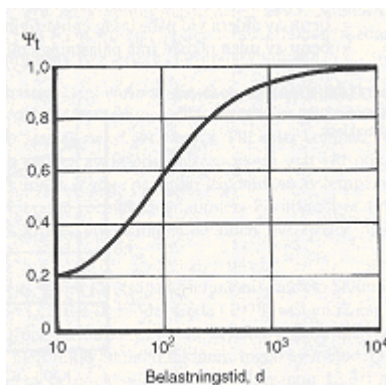
Figur 13:3:7 Betonghandboken material.
Kryptalets grundvärde, ϕ_0 , som funktion av betongens hållfasthet.



Figur 13:3:8 Betonghandboken material.
Koefficienten ψ_h som funktion av konstruktionens teoretiska tjocklek h_m vid olika värden RH (i %) på omgivningens luftfuktighet. Figur a. Gäller anläggningsbetong och b. gäller standardbetong.



Figur 13:3:9 Betonghandboken material.
Koefficienten ψ_i som funktion av betongens ålder vid pålastning.



Figur 13:3:10 Betonghandboken material.
Koefficienten ψ_t som funktion av tiden räknad från pålastning.

Appendix 7 Indata till övriga beräkningar

Krympning

Vid beräkning av krympningen användes följande tider, t beskriver tiden mellan aktuell tidpunkt och uttorkningens start som här har satts till slutet av byggtiden.

R2	
Årtal	t
1973	
1975	1150
1980	2975
1985	4800
1988	5895
1989	6260
1999	9910

R3	
Årtal	t
1976	
1981	2275
1985	3735
1990	5560
1995	7385
2000	9210

Krypning

Vid beräkning av krypning användes följande tider, t beskriver tiden mellan pålastning och aktuell tid. ψ_t är hämtad ur appendix 6. ψ_j sätts till 0,37 i båda fallen då tiden fram till pålastning är 600 dagar för både R2 och R3.

R2		
Årtal	t	ψ_t
1973		
1975	550	0,87
1980	2375	0,96
1985	4200	0,97
1988	5295	0,98
1989	5660	0,98
1999	9310	1

R3		
Årtal	t	ψ_t
1976		
1981	1670	0,96
1985	3130	0,97
1990	4955	0,98
1995	6780	0,99
2000	8605	1,00

Relaxation

Då relaxationen beräknades användes samma tabeller över förfluten tid som för krympningen.

Appendix 8 Utdrag ur digital sammanställning av mätresultat

SPÄNNKABELFÖRLUSTER R2

SAMTLIGA KRAFTER ANGES I KN

KABELTYP	NR	LÄGE	1973	1975		1980		1985		1988		1989
			PU	P	DP	P	DP	P	DP	P	DP	P
VERT.	9		4856	4120	736							
	10		4660	4022	638							
	15		4807			4042	765					
	16		4807			3846	961					
	17		4807			4002	805					
	26		4856					4042	814			
	47		4827			4081	746					
	68		4807			4150	657					
	81		4950							4029	921	4191
	82		4950							4074	876	
	83		4856									
	84		4856					4090	766			
	85		4856									4052
	86		4856									
	87		4856									
	88		4856									
	89		4856									4107
	93		4660	4218	442							
	100		4905			4081	824					
	102		4950									
	105		4856	4365	491							
123		4950										
124		4610	4120	490	4002	608	3944	666				
143		4856			3934	922						
144		4856			3630	1226						
145		4758			3973	785						
MV			4835	4169	559	3974	830	4025	749	4052	899	4117
HOR.	19	55	4562	4267	295							
		255	4709	4267	442							
	24	155	4709			4002	707					
		355	4709			4002	707					
	36	155	4758	4071	687							
		355	4758	4071	687							
	44	155	4856			3787	1069					
		355	4709			3787	922					
	49	55	4610			3934	676					
		255	4610			3934	676					
57	55	4610	4208	402								
	255	4610	4208	402								
64	155	4660	4199	461								

Appendix 9 Sammanställning beräkningsresultat långtidsförluster

Långtidsförluster R2

Betonghandboken				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1973	0	0	0	0
1975	38	95	86	219
1980	64	104	99	267
1985	72	106	104	282
1988	75	107	106	288
1989	76	107	107	289
1999	80	109	111	300

Betonghandboken				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1973	0,0	0,0	0,0	0,0
1975	0,8	2,0	1,8	4,6
1980	1,3	2,2	2,1	5,6
1985	1,5	2,2	2,2	5,9
1988	1,6	2,2	2,2	6,1
1989	1,6	2,2	2,2	6,1
1999	1,7	2,3	2,3	6,3

ACI				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1973	0	0	0	0
1975	4,6	110	86	200
1980	7,9	132	99	239
1985	8,7	138	104	251
1988	9,0	140	106	255
1989	9,1	140	107	256
1999	9,4	144	111	264

ACI				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1973	0	0	0	0
1975	0,10	2,3	1,8	4,2
1980	0,17	2,8	2,1	5,0
1985	0,18	2,9	2,2	5,3
1988	0,19	2,9	2,2	5,4
1989	0,19	3,0	2,2	5,4
1999	0,20	3,0	2,3	5,6

Långtidsförluster R3

Betonghandboken				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1976	0	0	0	0
1981	57,8	104	95,8	258
1985	68,1	131	101,4	300
1990	74,2	132	105,6	312
1995	77,6	133	108,4	319
2000	79,7	135	110,6	325

Betonghandboken				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1976	0	0	0	0
1981	1,2	2,2	2,0	5,4
1985	1,4	2,7	2,1	6,3
1990	1,6	2,8	2,2	6,6
1995	1,6	2,8	2,3	6,7
2000	1,7	2,8	2,3	6,8

ACI				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1976	0	0	0	0
1981	7,3	128	95,8	231
1985	8,4	135	101,4	245
1990	8,9	139	105,6	254
1995	9,2	142	108,4	259
2000	9,4	143	110,6	263

ACI				
	krymp.	kryp.	rel.	tot. %
1976	0	0	0	0,0
1981	0,15	2,7	2,0	4,8
1985	0,18	2,8	2,1	5,1
1990	0,19	2,9	2,2	5,3
1995	0,19	3,0	2,3	5,4
2000	0,20	3,0	2,3	5,5

Appendix 10 Utdrag ur Anderson (2004)

Table 4, Calculated strain from creep and shrinkage, micro strain

	Ringhals unit 2,3,4		Forsmark, unit 1 and 2		Forsmark, unit 3	
	Model B3	ACI 209	Model B3	ACI 290	Model B3	ACI 209
$\epsilon_{sh, vert}$	59 (0.9%)	35 (0.5%)	91 (1.4%)	35 (0.5%)	81 (1.2%)	35 (0.5%)
$\epsilon_{cr, vert}$	197 (3.0%)	115 (1.7%)	285 (4.3%)	146 (2.2%)	262 (4.0%)	157 (2.4%)
$\epsilon_{sh, hor}$	59 (0.9%)	35 (0.5%)	91 (1.4%)	35 (0.5%)	81 (1.2%)	35 (0.5%)
$\epsilon_{cr, hor}$	310 (4.7%)	181 (2.7%)	421 (6.4%)	215 (3.3%)	411 (6.3%)	246 (3.7%)

1) Values in the parenthesis are the relative loss of tendon force due to shrinkage and creep.

Table 5, Total calculated loss 30 years after tensioning

	Ringhals unit 2,3,4		Forsmark, unit 1 and 2		Forsmark, unit 3	
	Model B3	ACI 209	Model B3	ACI 209	Model B3	ACI 209
Vertical tendons	8.2%	6.6%	10%	7.1%	9.5%	7.2%
Horizontal tendons	9.5%	7.2%	11.7%	7.7%	11.4%	8.2%

Table 7, Relative values from measured and calculated force, 30 year after initial tensioning.

		Measured	Calculated	Measured/Calculated	
		LSE	Model B3	Model B3	ACI 209
Forsmark 1	Vertical	0.944	0.900	1.049	1.016
	Horizontal	0.902	0.883	1.022	0.977
Forsmark 2	Vertical	0.929	0.900	1.032	1.000
	Horizontal	0.834	0.883	0.945	0.904
Forsmark 3	Vertical	0.936	0.905	1.034	1.009
	Horizontal	0.941	0.886	1.062	1.025
Ringhals 2	Vertical	0.819	0.918	0.892	0.877
	Horizontal	0.832	0.905	0.919	0.897
Ringhals 3	Vertical	0.924	0.918	1.007	0.989
	Horizontal	0.909	0.905	1.004	0.980
Ringhals 4	Vertical	0.944	0.918	1.028	1.011
	Horizontal	0.946	0.905	1.045	1.019

Appendix 11 Utdrag ur Hill (1995)

Table 3 Average force to end force ratios and friction factors

Case	Type	Size <i>antal tråder</i>	Year	As-Found F_a/F_1	As-Left F_a/F_1	Calculated Friction Factor, m
24	V	090	20	0.95	1.03	N/A
01	V	090	15	0.97	1.02	"
21	V	090	15	0.95	1.02	"
16	V	186	15	0.90	0.91	"
04	V	090	10	0.93	0.97	"
07	V	170	10	0.95	0.97	"
11	V	170	05	1.02	1.07	"
Mean				= 0.95	= 1.00	"
25	D	090	20	0.73	0.81	N/A
17	D	186	15	0.77	0.91	"
02	D	090	15	0.83	1.01	"
22	D	090	15	0.84	0.94	"
15	D	170	10	1.01	1.02	"
08	D	170	10	0.88	0.93	"
05	D	090	10	0.90	0.96	"
12	D	170	05	0.95	1.00	"
Mean				= 0.86	= 0.95	
23	H	090	15	0.84	1.00	0.181
03	H	090	15	0.78	0.92	0.169
06	H	090	10	0.95	1.03	0.048
Mean				= 0.90	= 0.98	
19	H	186	15	0.89	0.94	0.126
20	H	186	15	0.89	0.93	0.136
18	H	186	15	0.94	0.96	0.131
09	H	170	10	0.90	0.98	0.129
10	H	170	10	0.96	1.04	0.118
13	H	170	05	0.96	0.98	0.136
14	H	170	05	0.93	0.98	0.153
Mean				= 0.92	= 0.97	

- Notes:
1. F_a is calculated average force. F_1 is liftoff, or end anchorage force. Tendon type codes are: V - vertical; D - dome; H - hoop.
 2. The calculated friction factor, m, is $f + r \times k$ where f is the coefficient of sliding friction, r is the radius of the tendon trajectory and k is the coefficient of wobble friction.
 3. The 90-wire hoop tendons span 120 degrees of arc in a 6 buttress containment. The 170 and 186 wire tendons span 240 degrees of arc in a 3 buttress containment. Size corresponds to number of wires per tendon.

Tabell 1 Förhållande Ändkraft/Medelkraft R2 och R3

	Ändkraft ÅGB	Medelkraft ÅGB	Ändkraft/Medelkraft
R2 Vert	4135	4004	0,97
R2 Hor	4191	3826	0,91
R3 Vert	4490	4309	0,96
R3 Hor	4531	4209	0,92

Rapport TVBK-5128
ISSN 0349-4969
ISRN: LUTVDG/TVBK-05/5128+58p

Examensarbete
Handledare: Patrick Anderson
Januari 2005