



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Jessica Strömbro
Peter Segle
Erik Hansson
Kiwa Inspecta

Forskning

2018:11

Bedömning av spännkraftförluster
genom deformationsmätning av
reaktorinneslutningen vid uppstart
– DEFORM

SSM perspektiv

Bakgrund

Den strukturella integriteten av reaktorinneslutningen är beroende av spännarmeningens spännkraft. Spännkraften minskar med tiden genom bl.a. omlagring till själva betongen. I byggnormen finns standardformler som beaktar dessa förluster men lite kunskap finns gällande hur inneslutningens unika geometri och miljö har för inverkan på spännkraftsförlusterna..

Syfte

bedöma möjligheterna att Projektet syftar till att bestämma spännkraftsförluster via deformationsmätning av reaktorinneslutningen vid en täthetsprovning.

Resultat

För att kunna bestämma spännkraftsförluster enbart genom deformationsmätningar av inneslutningen så krävs det kännedom om hur betongens effektiva E-modul varierar med förspänningsgraden. Utan kännedom om hur betongens effektiva E-modul varierar kan reaktorinneslutningens spännkraftsförluster bedömas kvalitativt genom deformationsmätning. Rapporten föreslår även en kvalitativ utvärdering av spännkraftsförluster genom att utgå från inneslutningens ursprungliga geometri efter uppspänning och geometrins förändring över tid. Genom att utgå från deformations- eller geometrimätningar av inneslutningen kan beräkning av spännkraftsförluster enligt Eurokod 2-1 ge värdefull information vid bedömning av spännkabelsystems tillstånd. Genom att låta kvalitativa och deterministiska metoder komplettera varandra så ökas säkerheten vid bedömning av spännkabelsystems kondition.

Resultatet av detta projekt ska kunna bidra vid SSM:s säkerhetsbedömningar av betongkonstruktioner i kärntekniska anläggningar.

Projekt information

Kontaktperson SSM: Sofia Lillhök

Referens: SSM2015-1012



Strål
säkerhets
myndigheten

Swedish Radiation Safety Authority

Författare: Jessica Strömbro
Peter Segle
Erik Hansson
Kiwa Inspecta

2018:11

Bedömning av spännkraftförluster
genom deformationsmätning av
reaktorinneslutningen vid uppstart
– DEFORM

Datum: April 2018

Rapportnummer: 2018:11 ISSN: 2000-0456

Tillgänglig på www.stralsakerhetsmyndigheten.se

Denna rapport har tagits fram på uppdrag av Strålsäkerhetsmyndigheten, SSM. De slutsatser och synpunkter som presenteras i rapporten är författarens/författarnas och överensstämmer inte nödvändigtvis med SSM:s.

Sammanfattning

Möjligheten att bedöma spännkraftförluster i spännkabelsystem genom deformationsmätning av reaktorinneslutningen vid obligatorisk tryckprovning har undersökts.

Att genom deformationsmätning av inneslutningen vid tryckprovning bedöma spännkraftförluster är att betrakta som en kvalitativ metod. Genom att låta kvalitativa och deterministiska metoder komplettera varandra ökas säkerheten vid bedömningen av spännkabelsystems kondition.

Att kvantitativt bestämma spännkraftförluster genom deformationsmätning skulle kräva kännedom om hur inneslutningens effektiva E-modul varierar med förspänningsgraden. Denna relation torde vara svår att med säkerhet fastställa.

En alternativ metod för utvärdering av spännkraftförluster föreslås. Utgående från inneslutningens initiala geometri efter uppspänning och geometrins förändring över tid kan spännkraftförluster kvalitativt bedömas.

Beräkning av spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1 bedöms ge värdefull och kompletterande information vid bedömning av spännkabelsystemets tillstånd när detta utvärderats utgående från deformations- eller geometrimätningar av inneslutningen.

Råd ges för planering och genomförande av deformationsmätning av inneslutningar vid tryckprovning.

Summary

The possibility to assess losses of prestress in containment tendons by measuring deformations in containments at pressure testing is investigated.

Assessment of losses of prestress in containment tendons by measuring deformations in containments at pressure testing is judged as a qualitative method. Qualitative and deterministic methods complement each other. This increases the reliability in assessments of the tendon system state.

To quantitatively determine losses of prestress based on deformation measurements would require knowledge of the effective Young's modulus of the containment as a function of the degree of pretension. This relationship is difficult to establish with certainty.

An alternative method for assessment of loss of prestress in containment tendons is proposed. Based on the initial geometry of the containment after prepressing and the change of geometry over time, loss of prestress in containment tendons can be qualitatively assessed.

When assessing the tendon status based on deformation or geometry measurements of the containment, calculation of losses of prestress in containment tendons using Eurocode 2-1 gives valuable and complementary information.

Calculation of losses of prestress in containment tendons using Eurocode 2-1 gives valuable and complementary information when assessing the tendon status when deformation or geometry measurements of the containment are used in an assessment.

Advice for planning and accomplishment of deformation measurement of containments at pressure testing is given.

Innehåll

Beteckningar	4
1. Inledning	5
1.1. Bakgrund.....	5
1.2. Syfte och mål	5
2. Miljö och degraderingsmekanismer för reaktorinneslutningar	6
3. Bedömning av spännkablers tillstånd	8
3.1. Bakgrund.....	8
3.2. Regelverk och standarder	8
3.2.1. Regulatory Guide 1.35.....	8
3.2.2. Regulatory Guide 1.35.1.....	9
3.2.3. Regulatory Guide 1.90.....	10
3.2.4. ASME - Section XI - Subsection IWL	12
3.2.5. Eurokod 2-1	12
3.3. Spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1.....	12
3.3.1. Friktionsförluster	12
3.3.2. Elastisk deformation av betongen	13
3.3.3. Betongens krympning	13
3.3.4. Betongens krypning	15
3.3.5. Spännkablers relaxation	16
4. Tillämpning på Oskarshamn I	17
4.1. Bakgrund.....	17
4.2. Strukturbeskrivning	17
4.2.1. Geometri	17
4.2.2. Betong.....	18
4.2.3. Armering	19
4.2.4. Omgivande atmosfär	19
4.3. Beräkning av spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1	20
4.3.1. Initial spännkraftförlust.....	20
4.3.2. Tidsberoende spännkraftförluster.....	22
4.3.3. Sammanställning av spännkraftförluster	23
4.4. Genomförda deformationsmätningar.....	24
4.4.1. Bakgrund.....	24
4.4.2. Deformationsmätning i samband med projekt FENIX.....	24
5. Planerad deformationsmätning i Oskarshamn II	27
5.1. Bakgrund.....	27
5.2. Mätartyp	27
5.3. Toleranser	27
5.4. Spridning av givare	27
5.5. Placering av givare	27
5.6. Montering av givare	28
5.7. Samordning och planering.....	28
5.8. Värdering	28
6. Spännkraftförlusters inverkan på inneslutningens deformation	29
7. Slutsatser	31
8. Rekommendationer	32
9. Förslag till fortsatta insatser	33
10. Referenser	34

Beteckningar

Symbol	Enhet	Beskrivning
α	-	Exponent beroende av cementtyp
α_1	-	Koefficient som beaktar betongens tryckhållfasthet
α_2	-	Koefficient som beaktar betongens tryckhållfasthet
α_3	-	Koefficient som beaktar betongens tryckhållfasthet
α_{ds1}	-	Koefficient beroende av cementtyp
α_{ds2}	-	Koefficient beroende av cementtyp
$\beta(t_0)$	-	Faktor som beaktar effekten av åldern vid pålastning
$\beta(f_{cm})$	-	Inverkan av betongens tryckhållfasthet på nominellt kryptal
$\beta_{as}(t)$	-	Autogena krympningens tidsutveckling
$\beta_c(t, t_{0,mod})$	-	Krypningens tidsutveckling efter förspänning
$\beta_{ds}(t, t_s)$	-	Uttorkningskrympningens tidsutveckling
β_H	-	Koefficient beroende av RH , h_0 och α_3
β_{RH}	-	Koefficient beroende av RH
$\varepsilon_{ca}(t)$	-	Autogen krymptöjning
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	-	Nominell autogen krymptöjning
ε_{cc}	-	Krymptöjning i betongen
$\varepsilon_{cd,0}$	-	Grundvärde för uttorkningskrymptöjning
$\varepsilon_{cd}(t)$	-	Uttorkningskrymptöjning
ε_{cs}	-	Total krymptöjning i betongen
φ_{RH}	-	Inverkan av relativ fuktighet
φ_0	-	Nominellt kryptal
$\varphi(t, t_{0,mod})$	-	Kryptal
ρ_{1000}	%	Relaxationsförlust i spännkabel 1000 timmar efter förspänning
σ_{pi}	MPa	Initial spänning i spännkablar
$\Delta\sigma_{pc}$	MPa	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av krypning
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av relaxation
$\Delta\sigma_{ps}$	MPa	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av krypning
A_c	mm ²	Betongens tvärsnittsarea
A_p	mm ²	Spännkabelns tvärsnittsarea
E_c	GPa	E-modul för betong (tangentmodul)
E_{cm}	GPa	E-modul för betong (sekantvärde)
E_p	GPa	Effektiv E-modul för spännkabel
f_{cm}	MPa	Medelvärde för betongens tryckhållfasthet
f_{pk}	MPa	Karakteristisk brottspänning för spännkabeln
h	mm	Tjocklek på yttre betongcylinder
h_0	mm	Ekvivalent vägg tjocklek
k_h	-	Tabell 3.3 i Eurocode 2-1
n_p	-	Antal spännkablar per horisontalplan
RH	%	Relativ luftfuktighet i omgivande miljö
R_o	mm	Ytterradie på yttre betongcylinder
R_p	mm	Radie till spännkabel i cylindrisk del av inneslutningen
T	°C	Temperatur innan förspänning
t	dagar	Total ålder
t_0	dagar	Ålder vid förspänning
$t_{0,mod}$	dagar	Temperatur- och cementjusterat t_0
t_s	dagar	Ålder när krympning startar
t_T	dagar	Temperaturjusterat t_0
u	mm	Längd i kontakt med omgivande luft

1. Inledning

1.1. Bakgrund

De svenska kärnkraftreaktorerna uppfördes under 60-, 70- och 80-talet. Avsedd drifttid vid uppförandet var 40 år. Genom uppgraderingar har livslängden för flera av reaktorerna idag förlängts till 60 år. Vid en uppgradering går man igenom anläggningen och komponenter vars återstående livslängd inte är tillräckliga byts ut. Vissa delar i en kärnkraftanläggning är dock inte praktiskt möjliga eller ekonomiskt försvarbart att byta ut. En sådan del är reaktorinneslutningen.

Vad det gäller reaktorinneslutningen förutsätter fortsatt drift till 60 års livslängd att återkommande kontroller kan utföras för säkerställande av inneslutningens strukturella integritet. Dessa kontroller kan omfatta både oförstörande och förstörande provning.

Samtliga svenska reaktorinneslutningar är spännarmerade i minst två riktningar. Spännkabelsystemet fyller en avgörande funktion för inneslutningen i händelse av en större olycka såsom ett större rörbrott (LOCA). Genom att den yttre betongstrukturen med hjälp av spännkabelsystemet är förspänt till ett kompressivt tillstånd förhindras uppsprickning av betongen när det inre trycket i inneslutningen höjs. Härigenom bevaras väsentligen inneslutningens form och tätplåten kan förbli tät.

Efter initial uppspanning av en inneslutning avtar förspänningen i spännkabelsystemet med tiden genom tidsberoende spännkraftförluster orsakade av betongens krympning och krypning samt relaxation i spännkablarna. Att fastställa denna förlust är väsentlig vid bedömning av inneslutningens förspänningsgrad. Ett sätt att kontrollera ett spännkabelsystems funktion är genom deformationsmätning i samband med tryckprovning av inneslutningen. Tryck-förskjutningskurvor från deformationsmätningen av inneslutningen bildar underlag för bedömningen. Denna form av kontroll är av speciellt intresse för inneslutningar med ingjutna spännkablar då förspänningen i dessa inte går att mäta explicit.

Vid uppstarten av detta projekt var tanken att inneslutningen i Oskarshamn II skulle utgöra grunden för analys och deformationsmätning. Strax efter projektstart beslutades det dock att Oskarshamn II inte skulle startas upp igen efter projekt PLEX varför tänkt deformationsmätning också uteblev. Istället för Oskarshamn II valde projektet då att istället studera inneslutningen i Oskarshamn I då det 1995 gjorts en deformationsmätning i samband med projekt Fenix [94-1007/AA/09].

1.2. Syfte och mål

Syftet med föreliggande projekt är att utreda möjligheten att bedöma spännkraftförluster genom deformationsmätning av reaktorinneslutningen vid obligatorisk tryckprovning. Beräkning av spännkraftförluster med konventionella beräkningsmetoder ingår som en del vid bedömningen. Framtagning av rekommendationer för hur deformationsmätning av inneslutningar kan användas för bedömning av spännkabelsystems tillstånd är ett av målen med projektet.

2. Miljö och degraderingsmekanismer för reaktorinneslutningar

Tidsberoende mekanismer som påverkar betong är främst krympning och krypning. Dessa mekanismer är starkt beroende av den lokala miljön så som temperatur- och fuktförhållanden kring betongen, men också vilka belastningar betongen utsätts för. Betong i sig är mycket resistent mot miljöbetingad nedbrytning. Ofta handlar degraderingen om en brist på samverkan mellan betong, armering och ingjutningsgods. Flertalet av de degraderingsmekanismer som förekommer i betong samverkar med varandra. Ofta utgör, exempelvis en spricka, en transportkanal för nedbrytande ämnen vilka kan påverka betongen och dess armering.

Krympning kan definieras som den tidsberoende töjningen som mäts i obelastad och icke inspänd betong vid konstant temperatur. Krympning av betong innebär en volymminskning som orsakas av reaktionen mellan cement och vatten samt vattenavgång vid uttorkning. Krympningen är störst i början och avtar sedan relativt snabbt. Då långtidseffekterna studeras är det främst uttorkningen av reaktorinneslutningen som styr krympningens storlek. Uttorkningen beror bland annat på storleken på betongkonstruktionen (främst förhållandet volym / exponerad yta), samt proportionerna mellan betongens beståndsdelar (främst vatten, cement och ballast). Ju högre kvoten vatten-cement är desto mer krympning. En tjock konstruktion gör att uttorkningen sker långsammare. Vad det gäller inneslutningar sker uttorkningen dessutom ensidigt på grund av tätplåten. Betongen i svenska reaktorinneslutningar har därför ännu inte torkat fullt ut [Lundqvist P. 2012]. Spännkraften i spännarmeringen påverkas av betongens volymminskning vid krympning.

Krypning av betong är en tidsberoende deformation som uppstår då betongen är utsatt för en kvarstående last. Krypningens storlek beror bland annat på betongens uttorkning, temperaturen, lastens storlek, graden av inspänning, ålder vid pålastning och tid sedan pålastning samt tidigare pålastningar. Krypningen beror även på betongens sammansättning, kvoten mellan vatten och cement men även ballasten. Krypningen avtar med tiden. Krypning vid konstant fukthalt (i betongen) kallas grundkrypning eller normal krypning. Den ökar med ökande fukthalt. Vid fuktändring, både vid desorption (uttorkning) och absorption (uppfuktning) ökar krypningen. Detta tillskott till krypningen kallas uttorkningskrypning eller sorptionskrypning. Uttorkningskrypningen är vanligtvis lika eller större än både grundkrypningen och krympningen tillsammans [Lundqvist P. 2012]. Storleken på betongkonstruktionen påverkar uttorkningskrypningen främst genom att torkningen påverkas. Spännkraften minskar med tiden på grund av krypning.

I kärnkraftverk kan det förekomma risk för dehydrering på grund av höga temperaturer i till exempel de områden där heta rör passerar genom inneslutningen [SKI 02:59]. Vid temperaturer över 100°C förångas och avdunstar por- och gelvattnet i betongen vilket sänker betongens vatteninnehåll. Dehydrering ökar betongens hållfasthet men kan även leda till inre spänningar och degradering. Vidare uppkommer spänningar på både kontinuum- och mikronivå; på kontinuumnivå då betongkonstruktionen är begränsad i sin rörelsefrihet i vissa riktningar, på mikronivå då ballasten och cementpastan har olika längdutvidgningskoefficienter. Detta leder till lokala spänningar och tillväxt av lokala mikrosprickor. En måttlig temperaturökning, upp till ca 100°C, påverkar inte tryckhållfastheten nämnvärt jämfört med elasticitetsmodulen som sjunker [Jönsson och Tornberg 2013].

Vid den initiala förspänningen av inneslutningen utsätts spännkablarna för en dragspänning. Med tiden kommer spännkablarna att tappa en del av förspänningen

genom relaxation. Relaxationen blir större ju högre inspänningskraften är och den är starkt temperaturberoende. Relaxationen är störst i början och avtar med tiden.

De allvarligaste nedbrytningsmekanismerna är de som kan orsaka korrosion av armering och ingjutningsgods. Särskilt viktigt att bevaka är risken för korrosion av spännarmering som är särskilt känslig för korrosionsangrepp både av metallurgiska och fysiska skäl [SKI 02:59]. Risken för korrosion är större i spännkablar i foderrör som fettinjekterats än spännkablar som är ingjutna. Det främsta skälet kan vara att fettinjekteringen inte fungerat tillfredsställande eller att fett innehåller ämnen som påskyndar korrosion. Ingjutna spännkablar är skyddade mot korrosion genom den basiska cementinjekteringen som omger spännablarna. Vid karbonatisering reagerar koldioxiden i den omgivande luften med kalcium-hydroxiden i betongen och bildar kalciumkarbonat. Detta sänker betongens och cementets pH-värde. Vid en tillräckligt stor pH-sänkning kan armeringsjärnets skyddande oxidskikt/passivskikt brytas ner och korrosionsprocessen initieras. Om injekteringen inte blivit fullgod eller om cementinjekteringen degraderas genom exempelvis krympning kan korrosion också uppstå. Hastigheten med vilken karbonatiseringsfronten tar sig fram är mycket låg i betong med ett vatten-cement-tal (*vct*) lägre än 0.4 och normalt utsätts inte ingjutna spännkablar för korrosion.

Även andra kemiska reaktioner kan ske och därmed degradera betongen genom miljöbetingad nedbrytning. För en mer fullständig beskrivning av degraderingsmekanismer och dess fysikaliska och kemiska processer hänvisas läsare till [EPRI 2013, SSM 2014:31, Lundqvist P. 2012, SKI 02:59, Silfwerbrant och Sundquist 2001].

3. Bedömning av spännkablers tillstånd

3.1. Bakgrund

Betonginneslutningar i kärnkraftverk är dimensionerade för det inre tryck som kan uppkomma vid ett större rörbrott, Loss of Coolant Accidents (LOCA). För att betongen inte ska spricka vid denna belastning på grund av dragspänningar, förspänns betongkonstruktionen. Detta görs normalt genom spännarmering som placeras i den delen av betongen som ligger utanför tätplåten.

Spännarmeringen består av spännkablar som är orienterade både i inneslutningens horisontalled (omkretsriktning) och vertikalled. Andra orienteringar förekommer också. Spännkablar kan antingen vara ingjutna eller placerade i foderrör som fylls med fettliknade produkter eller är torrluftventilerade [SKI 02:58]. Fördelen med spännkablar placerade i foderrör är att förspänningskraften kan mätas och eventuella korrosionsangrepp på kabeln kan kontrolleras vid återkommande inspektion. Fördelen med ingjutna spännkablar är att risken för korrosion är lägre och att ett lokalt brott på spännkabeln inte behöver innebära att spännkabeln helt tappat sin bärförmåga.

I USA har majoritet av kärnkraftverkens betonginneslutningar spännkablar som är placerade i foderrör [RG 1.90]. Enbart två inneslutningar har ingjutna spännkablar varav den ena är Three Mile Island Nuclear Station Unit 2 vilken togs ur drift i samband med olyckan 1979. I andra länder än USA är det mer vanligt med ingjutna spännkablar [RG 1.90]. Sådana inneslutningar förekommer i Frankrike, Belgien, Kanada, Sydkorea, Kina och Sverige.

I svenska kärnkraftverk har hälften av betonginneslutningarna konstruerats med ingjutna spännkablar och hälften med spännkablar placerade i foderrör [SSM 2016:13]. Ingjutna spännkablar förekommer i Barsebäck 1 och 2, Oskarshamn 1, 2 och 3 samt Ringhals 1. Vad det gäller Ringhals 1 är ett antal av de vertikala spännkablarerna enbart ingjutna i ändarna. I Ringhals 2, 3 och 4 och Forsmark 1, 2 och 3 är spännkablarerna placerade i foderrör.

I detta kapitel följer en genomgång av regelverk och standarder för återkommande inspektion av spännkablar i förspända betonginneslutningar. Genomgången täcker båda typerna av spännkablar, d.v.s. ingjutna och ej ingjutna.

3.2. Regelverk och standarder

3.2.1. Regulatory Guide 1.35

Regulatory Guide 1.35 [RG 1.35] innefattar Nuclear Regulatory Commission's (NRC:s) riktlinjer för återkommande inspektion av ej ingjutna spännkablar i förspända betonginneslutningar i lättvattenkylda reaktorer. Om en tillståndshavare tillämpar Regulatory Guide 1.35 ska guiden tillämpas i sin helhet. Regulatory Guide 1.35 är kompatibel med ASME B&PV, Section XI, Subsection IWL [ASME B&PV].

Utgående från det initiala strukturella integritetstestet (ISIT) ska inspektion av spännkablarna genomföras efter 1, 3 och 5 år. Därefter ska inspektion göras med ett intervall på 5 år.

Inom respektive grupp (vertical, hoop, dome, and inverted U) och med slumpvis urval ska 4 % av spännkablarna inspekteras. Minst fyra och max tio spännkablar inom varje grupp behöver ingå. Om ingen oväntad degradering visar sig under de fem första åren kan antalet spännkablar som inspekteras reduceras till 2 %, dock som minst till tre stycken per grupp. Inom respektive grupp ska en spännkabel väljas ut som referens och alltid inspekteras. En spännkabel ska inte inspekteras mer än en gång såvida den inte är en referenskabel eller visat på oväntad degradering.

Förspänningen i de utvalda spännkablarna ska bestämmas genom "liftoff" eller liknande tester. En kabel i respektive grupp ska dessutom genomgå återförspänning för att identifiera potentiellt skadade trådar eller motsvarande. Vidare ska en kabel från respektive grupp demonteras för inspektion längs dess fulla längd vad det gäller korrosion och andra skademekanismer. Spännkabeln som återspänns och som demonteras kan vara samma kabel.

Prover ska tas i ändarna och mitt på de demonterade spännkablarna. För dessa prover ska sträckgräns, brottgräns och brottförlängning bestämmas.

Fettet i foderrören till de utvalda spännkablarna ska provas vad det gäller vatteninnehåll, alkalitet, koncentration av vattenlösliga klorider, nitratinnehåll och sulfider. Syftet är att bedöma risk för korrosion.

Resultat från genomförd inspektion ska utvärderas och vid behov ska nödvändiga åtgärder vidtas. Om bestämda gränsvärden inte uppfylls ska detta rapporteras till NRC. Vad det gäller förspänningskraft anger Regulatory Guide 1.35.1 [RG 1.35.1] acceptabla gränser. En för låg förspänningskraft kan exempelvis leda till utökad inspektion av fler spännkablar. Om skillnaden vid avlastning och återförspänning av en spännkabel avviker mer än 10 % jämfört med ursprunglig installation måste en utredning tillsättas för att klargöra om orsaken kan vara trådbrott. Resultat från dragprov och kemisk analys av fett från foderrör måste uppfylla vissa gränsvärden för att inte behöva rapporteras till NRC.

3.2.2. Regulatory Guide 1.35.1

Regulatory Guide 1.35.1 [RG 1.35.1] innefattar NRC:s riktlinjer för bestämning av förspänningskrafter inför inspektion av förspända betonginneslutningar enligt Regulatory Guide 1.35.

Vid uppspänning av spännkablar ska mätning av förspänningskraft och förskjutning i spännkablar ske enligt Code Section CC-4464 i [ACI-359] tillsammans med två kompletteringar i [RG 1.35.1]. Syftet är att använda väl kalibrerad och noggrann mätutrustning med tillräcklig känslighet både under konstruktionsfasen och under den återkommande inspektionen.

Utgående från initial förspänning i en spännkabel är det vid bestämning av aktuell förspänningskraft viktigt att kunna prediktera spännkraftförluster. Regulatory Guide 1.35.1 delar in spännkraftförluster i tre grupper; 1) initiala förluster, 2) förluster genom drift, och 3) övriga förluster.

Till initiala förluster räknas glidning i förankringar, friktionsförluster mellan spännkabel och foderrör samt elastiska effekter i kombination med växelverkan mellan olika spännkablar vid uppspanning av inneslutningen.

Till de tidsberoende förlusterna räknas krympning av betongen, krypning av betongen och relaxation av förspända spännkablar. Det är viktigt att notera att en stor del av betongens krympning ägt rum redan innan inneslutningen förspänns. Vidare har inneslutningsmiljöns relativa fuktighet stor inverkan på krympningen. Viktiga parametrar vad gäller betongens krypning är betongmix, betongens ålder vid pålastning, spänningens storlek och temperaturen. Relaxationen av de förspända spännkablar varierar med spännkabelstålets kemiska sammansättning och termomekaniska egenskaper.

Till övriga förluster räknas lokalt brott i del av spännkabel orsakad av korrosion eller andra brister samt effekter av temperaturvariationer.

Enligt Regulatory Guide 1.35.1 grupperas de olika spännkablar i huvudgrupper och eventuellt även i undergrupper. Ett av syftena är att kunna sätta upp toleransområde för respektive grupp vad det gäller exempelvis uppmätt och predikerad förspänningskraft. Med detta förfaringssätt kan förekommande variationer lättare hanteras.

I Regulatory Guide 1.35.1, Appendix A, ges förslag på hur töjningar orsakade av normal krypning kan beräknas. I Appendix B ges exempel på hur toleransområden tas fram.

3.2.3. Regulatory Guide 1.90

Regulatory Guide 1.90 [RG 1.90] innefattar NRC:s riktlinjer för återkommande inspektion av ingjutna spännkablar i förspända betonginneslutningar i lättvattenkylda reaktorer. Kravet på återkommande inspektion har sin grund i General Design Criterion 53 [10 CFR Part 50] vilken bland annat kräver att reaktorinneslutningens konstruktion ska möjliggöra; 1) återkommande inspektion av inneslutningens vitala delar, och 2) upprättandet av ett kontrollprogram för inneslutningen. RG 1.90 är konsistent med IAEA:s grundläggande säkerhetsprinciperna i IAEA Safety Guide NS-G-1.10 [NS-G-10.1] och IAEA Safety Guide NS-G-2.6 [NS-G-2.6].

Enligt Regulatory Guide 1.90 ska följande tre delar ingå i den återkommande inspektionen:

1. uppföljning av förspänningskraft i ej ingjutna spännkablar,
2. uppföljning av ingjutna spännkablar förspänningsnivå,
3. visuell inspektion.

Uppföljning av förspänningskraft i ej ingjutna spännkablar

I reaktorinneslutningar med ingjutna spännkablar ska ett antal av kablarna placeras i foderrör fyllda med fett istället för att gutas in. Tanken med detta är att tidsberoende effekters inverkan på förspänningskraften ska kunna mätas genom "liftoff" tester vid väl valda positioner på inneslutningen. Denna information är viktig vid bedömningen av inneslutningen och dess ingjutna spännkablar.

Uppföljning av ingjutna spännkablar förspänningsnivå

Två alternativa metoder (A och B) kan användas för att följa upp tillståndet hos inneslutning och dess ingjutna spännkablar.

Metod A innebär att förspänningen i ingjutna spännkablar mäts via instrumentering som monterats på kablarna innan cementinjekteringen. Andra strategiskt valda positioner i inneslutningen (betong, armering) kan också instrumenteras för att ge viktig information. Instrumenteringen används även vid tryckprovning av inneslutningen för att följa upp spännkablar funktion. Efter initial tryckprovning görs tryckprovning efter 1, 3, 5 och därefter vart tionde år. Enligt Regulatory Guide 1.90 är det svårt att få bra överensstämmelse mellan uppmätta och uträknade värden, även då hänsyn tas till långtidseffekter. Därför bör en bandbredd på åtta procent av initiala förspänningskraften tas fram som anses vara en acceptabel avvikelse från den uppskattade tidsberoende förspänningskraften. Den avvikelsen motsvarar ungefär 40-60 % av den totala tidsberoende förlusten, vilket anses ge tillräckligt bra marginal. I Regulatory Guide 1.90, Appendix A, framgår vilken omfattning av mätning som krävs.

Metod B innebär att tillståndet hos inneslutningen och dess ingjutna spännkablar istället indirekt följs upp genom mätning av inneslutningens deformation vid tryckprovning. Denna metod är att betrakta som kvalitativ och kräver att en deformationsuppmätning gjorts även vid det initiala strukturella integritetstestet (ISIT). Jämförelse av deformationer vid ursprunglig och aktuell tryckprovning ger en indikation av hur inneslutningens förspänningsgrad påverkats. För en meningsfull jämförelse bör uppmätta deformationer vara större än 1.5 mm. Dessutom bör mätningarna göras i väsentligen samma punkter som användes vid den ursprungliga deformationsmätningen. Mätpunkter med strukturella diskontinuiteter ska undvikas. Efter initial deformationsmätning upprepas deformationsmätningen efter 1, 3, 5 år och därefter vart femte år. Provtrycket ska vara 1.15 gånger designtrycket. I Regulatory Guide 1.90, Appendix A, framgår vilken omfattning av mätning som krävs. Radiella deformationer i inneslutningscylindern ska mätas upp i N positioner enligt

$$N = \frac{\text{Cylinderns ytarea i m}^2}{250} \quad (3-1)$$

dock minst 12 positioner. Vertikala deformationer i cylindern ska mätas i 4 positioner. Radiella och vertikala deformationer i domen ska mätas upp i N positioner enligt

$$N = \frac{\text{Domens ytarea i m}^2}{250} \quad (3-2)$$

dock minst 4 positioner. Fördelningen av mätpositionerna i de olika ledderna ska helst vara så jämn som möjlig.

Visuell inspektion

En visuell inspektion av inneslutningen ska utföras i enlighet med ASME B&PV, Sextion XI, Subsection IWL med vissa tillägg. Områden kring diskontinuiteter, områden kring stora genomföringar, områden kring genomföringar som påverkas av höga laster och områden med stora spänningskoncentrationer lyfts specifikt fram som strukturellt kritiska. När trycket är som högst under tryckprovningen ska dessa

områden undersökas. Även spännkablar infästningar lyfts specifikt fram som viktiga att inspektera.

3.2.4. ASME - Section XI - Subsection IWL

ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Section XI, Subsection IWL [ASME B&PV] innefattar krav för återkommande inspektion och reparation/utbyte av betonginneslutningar och dess förspänningssystem. IWL innefattar inte ingjutna spännkablar. Vad det gäller återkommande inspektion är likheterna med Regulatory Guide 1.35 och 1.35.1 många.

3.2.5. Eurokod 2-1

Eurokod 2-1 [Eurokod 2-1] är en standard för dimensionering av betongkonstruktioner. Standarden innefattar bl.a. dimensionering av förspända betongkonstruktioner. Beräkning av spännkraftförluster behandlas separat i följande avsnitt.

3.3. Spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1

Spännkraftförluster kan delas in i initiala och tidsberoende spännkraftförluster. Till den första gruppen räknas effekten av friktion mellan spännkablar och omslutande betong, betongens elastiska deformation vid förspänningen av betongstrukturen och eftersläpp. Till den andra gruppen räknas betongens krympning, dess krympning och relaxation av stålet i spännkablar. Styrande ekvationer enligt Eurokod 2-1 för de olika spännkraftförlusterna redovisas i följande avsnitt.

3.3.1. Friktionsförluster

Om spännkabelns bana i inneslutningen är krökt, exempelvis för en horisontell kabel i den cylindriska delen av inneslutningen, orsakas spännkraftförluster genom friktion mellan spännkabel och omslutande betong. Enligt avsnitt 5.10.5.2 i Eurokod 2-1 [Eurokod 2-1] beräknas denna spännkraftförlust som

$$\Delta P_{\mu}(x) = P_{\max} \cdot [1 - \exp(-\mu \cdot (\theta - kx))] \quad (3-3)$$

där θ är vinkeln i radianer och x är avståndet längs spännkabeln från punkten där spännkabelns krökning börjar (närmast positionen där uppspanning av spännkabeln sker) till studerad punkt på spännkabeln, μ är friktionskoefficienten mellan spännkabel och betong, k är en så kallad oavsiktligt vinkeländring med ett värde mellan 0.005 och 0.01, och slutligen P_{\max} är maximal spännkraft (vid krökningens början där $x = \theta = 0$).

Utgående från ekvation (3-3) kan spänningen i spännkabeln $\sigma_p(x)$ uttryckas som

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p,\max} \cdot \exp(-\mu \cdot (\theta - kx)) \quad (3-4)$$

där $\sigma_{p,\max}$ är max spänning i spännkabeln (vid krökningens början).

Uppspänning av en spännkabel kan följas av eftersläpp. Detta innebär att uppspänningskraften reduceras något innan den förspända spännkabeln förankras. En effekt av eftersläpp är att spänningen i spännkabeln reduceras något längs spännkabeln närmast positionen/positionerna för uppspänning.

3.3.2. Elastisk deformation av betongen

Vid förspänning av en betongstruktur kommer förspänningen reduceras genom att betongen deformeras elastiskt. Enligt avsnitt 5.10.5.1 i Eurokod 2-1 beräknas spännkraftförlusten som

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right] \quad (3-5)$$

där $\Delta \sigma_c(t)$ är variationen i spänning (i betongen) vid tyngdpunkten för betraktade spännkablar vid tiden t , j är en koefficient lika med $(n-1)/(2n)$ där n är antalet identiska och förspända spännkablar, A_p och E_p är tvärsnittsarean respektive E-modulen för spännkablarna och $E_{cm}(t)$ är betongens E-modul vid tiden t . Som en approximation kan j antas vara lika med $1/2$.

Spännkraftförlusten orsakad av betongens elastiska deformation kan utgående från ekvation (3.5) approximeras som

$$\Delta \sigma_{el,medel} = \frac{1}{2} \cdot E_p \cdot \sigma_c \cdot \frac{1}{E_{cm}} \quad (3-6)$$

där $\sigma_c = \sigma_{p,medel} \cdot \frac{A_p}{h \cdot s}$, $\sigma_{p,medel}$ är medelspänningen längs en spännkabel, A_p är tvärsnittsarean på beaktade spännkablar och $h \cdot s$ är tvärsnittsarean för den betongstrukturen som är i jämvikt med beaktade spännkablar. Beträktande en horisontell spännkabel i den cylindriska delen av en betonginneslutning motsvarar h tjockleken på den komprimerade delen av en inneslutningscylinder och s det vertikala avståndet mellan två spännkablar under förutsättning att det enbart finns en horisontell spännkabel per horisontalplan.

3.3.3. Betongens krympning

Effekten av betongens krympning på spännkraftförlusten beräknas enligt avsnitt 3.1.4 och Bilaga B i Eurokod 2-1 [Eurokod 2-1]. Den totala krymptöjningen ε_{cs} är en sammansättning av två komponenter, krymptöjning genom uttorkning ε_{cd} och autogen krymptöjning ε_{ca} , och ges som

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3-7)$$

Uttorkningskrympningen sker långsamt eftersom den är en funktion av vattentransporten genom den hårdnade betongen. Uttorkningskrympningens tillväxt med tiden erhålls ur

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (3-8)$$

Den tidsberoende funktionen $\beta_{ds}(t, t_s)$ ges av

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{t-t_s}{(t-t_s)+0.04\sqrt{h_0^3}} \quad (3-9)$$

där t är betongens ålder i dagar vid betraktad tidpunkt, t_s är betongens ålder i dagar vid början av uttorkningskrympningen och h_0 är den fiktiva tjockleken, se ekvation (3-25).

Koefficienten k_h bestäms med hjälp av Tabell 3-1 och den beror på den fiktiva tjockleken h_0 .

Tabell 3-1: Värden på k_h som funktion av h_0 .

h_0 [mm]	k_h
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

Grundvärdet för krympning genom uttorkning, $\varepsilon_{cd,0}$ beräknas enligt

$$\varepsilon_{cd,0} = 0.85 \cdot \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cm0}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH} \quad (3-10)$$

där f_{cm} är tryckhållfasthetens medelvärde, α_{ds1} och α_{ds2} är koefficienter som beror på cementtyp (se Bilaga B.2 i Eurokod 2-1) och $f_{cm0} = 10$ MPa.

Koefficienten β_{RH} bestäms enligt

$$\beta_{RH} = 1.55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{RH_0} \right)^3 \right] \quad (3-11)$$

där RH är den relativa fuktigheten i % och $RH_0 = 100$ %.

Den autogena krympningen sker under betongens hårdnande och den beräknas enligt

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty) \quad (3-12)$$

där

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} \quad (3-13)$$

och

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0.2 \cdot t^{0.5}) \quad (3-14)$$

där f_{ck} är den karakteristiska cylindertryckhållfastheten och t är tiden från gjutningen i dagar.

Förspänningsförlusten i spännkabeln på grund av krympning kan beräknas enligt

$$\Delta\sigma_{ps} = \varepsilon_{cs} \cdot E_p \quad (3-15)$$

där E_p är spännkabelns E-modul.

3.3.4. Betongens krypning

Betongens krypning beräknas enligt avsnitt 3.1.4 och Bilaga B i Eurokod 2-1 [Eurokod 2-1]. Betongens krypdeformation vid tiden t beräknas enligt

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot \frac{\sigma_c}{E_c} \quad (3-16)$$

där t_0 är betongens ålder vid pålastning, E_c är betongens tangentmodul och σ_c är tryckspänningen i betongen efter uppspanning.

Den konstanta tryckspänningen σ_c kan bestämmas enligt

$$\sigma_c = \frac{N \cdot F_{kabel}}{A} \quad (3-17)$$

där N är antalet spännkabel, F_{kabel} är den effektiva spännkraften per spännkabel och A är tvärsnittsarean för den del av betongen som förspänts av de N stycken spännkablarna. Vad det gäller inneslutningar tillgodoses enbart den del av betongstrukturen som ligger utanför tätplåten vid beräkning av A .

Kryptalet $\varphi(t, t_0)$ bestäms enligt

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (3-18)$$

där φ_0 är det nominella kryptalet och $\beta_c(t, t_0)$ är en koefficient som beskriver krypningens utveckling med tiden efter pålastning.

Det nominella kryptalet φ_0 kan uppskattas enligt

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (3-19)$$

där faktorerna $\beta(f_{cm})$, $\beta(t_0)$ och φ_{RH} beaktar inverkan av betonghållfastheten, inverkan av betongens ålder vid pålastning respektive inverkan av relativ fuktighet och bestäms enligt ekvationerna

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (3-20)$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + t_0^{0.2}} \quad (3-21)$$

$$\varphi_{RH} = \left[1 + \frac{1 - RH/100}{0.1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{för } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (3-22)$$

där koefficienterna α_1 och α_2 beaktar inverkan av betongens hållfasthet och beräknas enligt

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.7}, \quad (3-23)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.2}. \quad (3-24)$$

Betongens fiktiva tjocklek h_0 bestäms ur

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}, \quad (3-25)$$

där A_c är betongtvärsnittets area och u är längden på den del av tvärsnittet som är exponerad för uttorkning.

Inverkan av cementtyp på betongens kryptal kan beaktas genom att modifiera åldern vid pålastning så att $t_{0,justerad}$ används istället för t_0 i ekvation (3-21). För cementklass N (se definition 3.1.2 (6) i Eurokod 2-1) och beaktande inverkan av betongens temperatur fram till pålastning $T_{\Delta t_0}$ fås

$$t_{0,justerad} = t_{0,T} = \exp \left[- \left(\frac{4000}{273 + T_{\Delta t_0}} \right) - 13.65 \right] \cdot t_0 \quad (3-26)$$

Koefficienten $\beta_c(t, t_0)$ bestäms enligt

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{t - t_0}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3} \quad (3-27)$$

där koefficienten β_H beräknas enligt

$$\beta_H = 1.5 \cdot [1 + (0.012 \cdot RH)^{18}] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1500 \cdot \alpha_3 \quad (3-28)$$

för $f_{cm} \geq 35$ MPa och

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0.5} \quad (3-29)$$

Förspänningsförlusten i spännkabeln på grund av krypning beräknas slutligen enligt

$$\Delta \sigma_{pc} = \varepsilon_{cc} \cdot E_p, \quad (3-30)$$

där E_p är elasticitetsmodulen för spännkablarna.

3.3.5. Spännkablars relaxation

En spännkabels relaxationsförlust kan antingen framgå av tillverkarens provningscertifikat alternativt beräknas enligt avsnitt 3.3.2 i Eurokod 2-1. För spännkablarna i klass 2, det vill säga med låg relaxation, kan förspänningsförlusten orsakad av relaxation bestämmas enligt

$$\Delta \sigma_{pr} = 0.66 \cdot 10^{-5} \cdot \rho_{1000} \cdot e^{9.1\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000} \right)^{0.75(1-\mu)} \cdot \sigma_{pi} \quad (3-31)$$

där ρ_{1000} är relaxationsförlusten i % efter 1000 timmar vid en medeltemperatur på 20 C, t är tiden efter förspänningen av spännkabeln, $\mu = \sigma_{pi}/f_{pk}$ där σ_{pi} är den initiala förspänningen och f_{pk} är den karakteristiska brottgränsen för stålet i spännkabeln.

4. Tillämpning på Oskarshamn I

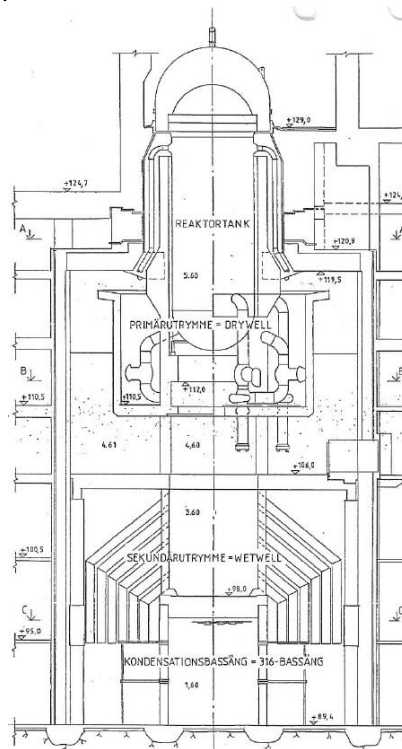
4.1. Bakgrund

Reaktorinneslutningen i Oskarshamn I har ingjutna spännkablar. Av detta skäl är bedömning av spännkabelsystemets funktion genom deformationsmätning av inneslutningen vid återkommande tryckprovningar av intresse. Nedan ges en strukturbeskrivning av inneslutningen i Oskarshamn I. Utgående från dessa data beräknas initiala spännkraftförluster orsakade av friktion och elastisk deformation av inneslutningens betong och tidsberoende spännkraftförluster orsakade av krympning, krypning och spännkablaras relaxation. I analysen studeras horisontella spännkablar placerade i ostörd del av inneslutningens cylindriska del, d.v.s. tillräckligt långt ifrån inneslutningens gavlar.

4.2. Strukturbeskrivning

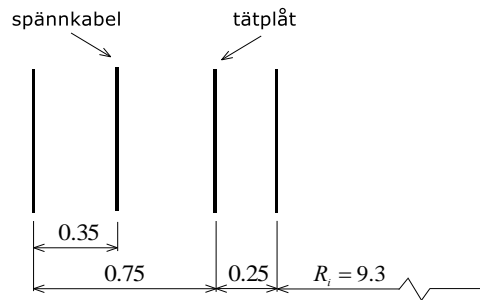
4.2.1. Geometri

Inneslutningen och konstruktioner under reaktorn är grundlagda och nedsprängda direkt i rensat berg vilket består av god granit [SKI 02:59]. Bottenplattan med en minsta tjocklek av 200 mm är grundlagd mellan de ringformiga grundläggningsbalkarna på packad makadam. Inneslutningens cylindriska vägg har en innerradie på 9.3 m. Takplattan utgörs av en 1.4 m tjock ringformad platta som är radiellt spännarmerad. Geometrin på reaktorinneslutningen i Oskarshamn I visas schematiskt i Figur 4-1.



Figur 4-1: Reaktorinneslutning i Oskarshamn I [94-1007/Aa/05].

Cylinderväggen är uppbyggd av en tätplåt med tjockleken 4 mm som på insidan är skyddad av en cylinderformad betongvägg och på utsidan omgiven av en lastbärande cylinderformad betongkonstruktion. Dess totala tjocklek är 1.0 m varav det inre missilskyddet utgör ca 0.25 m och det yttre ca 0.75 m. De horisontella spännkablarna är placerade 0.35 m från utsidan av den yttre betongcylindern [PS-inneslutning]. Figur 4-2 visar ett tvärsnitt genom den cylindriska delen av reaktorinneslutningen i Oskarshamn I.



Figur 4-2: Tvärsnitt genom den cylindriska delen av reaktorinneslutning i Oskarshamn I [PS-inneslutning]. Mått i meter.

4.2.2. Betong

Inneslutningens inre missilskydd är uppbyggt av betong Klass I, K40. Betongen består av cement Limhamn LH, ballast och tillsatsmedel. Ballasten har en maximal stenstorlek 32 mm och består av naturgrus av gnejs och granit som är uttagen i sidotag vid Fårbo. Förprovad kubhållfasthet var 72.5 MPa. Den yttre betongstrukturen är uppbyggt av betong Klass I, K40. Betongen består av cement Degerhamn Std, ballast och tillsatsmedel. Ballasten består av naturgrus från lokalt sidotag med en maximal stenstorlek 32 mm. Förprovad kubhållfasthet var 49.5 MPa. För både det inre missilskyddet och den yttre betongstrukturen var $\nu_{ct}=0.5$ [SKI 02:59].

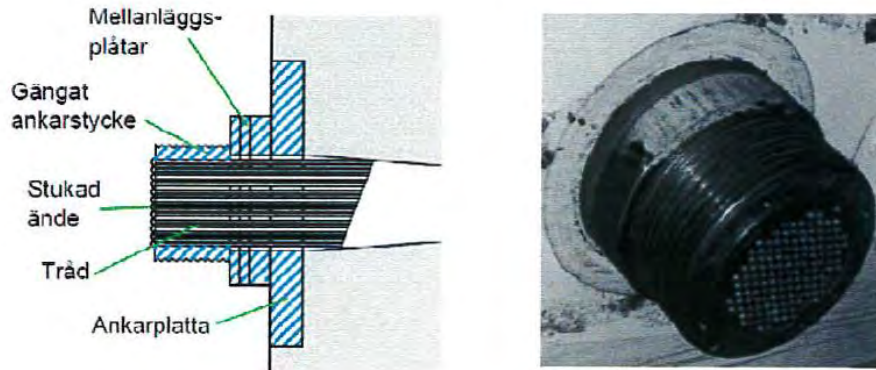
Betongens tryckhållfasthet utvecklas med tiden. Utgående från figur 11.11.17 i Betonghandboken [Betonghandbok, Material] justeras tryckhållfastheten upp för betongen i den yttre cylindern för tidpunkter av intresse för kommande analys. För åldrarna 1, 2 och 28 år justeras karakteristisk kubtryckhållfasthet $f_{ck,cube} = 49.5$ MPa upp en faktor 1.2, 1.3 respektive 1.5. Resterande hållfasthetsvärden justeras upp enligt tabell 3.1 i Eurokod 2-1. Tabell 4-1 anger använda värden.

Tabell 4-1: Valda materialparametrar för betongen i analys av spännkraftförlust.

Symbol	Enhet	1 år	2 år	28 år	Beskrivning
$f_{ck,cube}$	MPa	59.4	64.4	74.3	Karakteristisk kubtryckhållfasthet
f_{ck}	MPa	50	53	60	Karakteristisk cylindertryckhållfasthet
f_{cm}	MPa	58	61	68	Medeltryckhållfasthet
E_{cm}	GPa	37	38	39	Elasticitetsmodul (sekantvärde)
E_c	GPa	39	40	41	Tangentmodul, $E_c = 1.05E_{cm}$
ρ	kg/m ³	2400	2400	2400	Densitet
ν	-	0.2	0.2	0.2	Tvärkontraktionstal

4.2.3. Armering

Slakarmering förekommer i inneslutningens samtliga delar. Ks40 och Ks40S har använts i bottenplatta och i väggar medan enbart Ks40 använts i tak. Spännarmering förekommer i väggar och tak. I väggar har BBRV 1500/1700 linor $44\phi 6$ använts både horisontellt och vertikalt. Spännarmeringen är placerad i betongväggen utanför tätplåten. I tak har BBRV 1500/1700 linor $44\phi 6$ använts med radiell orientering. Principfigur gällande förankring av BBRV-spännkabel visas i Figur 4-3 [SSM 2016:13]. Data för spännkabel BBRV 1500/1700 linor $44\phi 6$ i Oskarshamn I ges i Tabell 4-2.



Figur 4-3: Principfigur gällande förankring av BBRV-spännkablur [SSM 2016:13].

Tabell 4-2: Data för BBRV 1500/1700 linor $44\phi 6$ i Oskarshamn I [PS-inneslutning].

Symbol	Enhet	Värde	Kommentar
A_p	mm ²	1244	Spännkabelns totala tvärsnittsarea
E_p	GPa	190	Effektiv E-modul för spännkabel
f_{pk}	MPa	1720	Karakteristisk brottspänning
σ_{pi}	MPa	1120	Initial spänning i horisontella spännkablur
ρ_{1000}	%	2.5	Relaxationsförlust 1000 timmar efter förspänning

4.2.4. Omgivande atmosfär

Den relativa luftfuktigheten (RF) i omgivande atmosfär påverkar betongen och därmed tidsberoende spännkraftförluster. De svenska inneslutningskonstruktionerna är exponerade för förhållandevis torr inomhusluft (generellt $RF \leq 40\%$) [SSM 2016:13]. Vad det gäller spännkabelsystemet, som är placerat i inneslutningens yttre betongstruktur, är det miljön i reaktorbyggnaden som blir styrande. Utgående från erfarenheter från de svenska kokarreaktorerna har $RF = 30\%$ valts i genomförda analyser för Oskarshamn I [SSM 2016:13].

4.3. Beräkning av spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1

Spännkraftförluster har analyserats för en horisontell spännkabel placerad i en östörd del av den yttre betongcylindern i Oskarshamn I enligt avsnitt 3.3 ovan. Effekter av ränder antas försumbara. Analysen har genomförts för tidpunkterna 1, 2 och 28 år från det att gjutningen av inneslutningen var klar. Den första tidpunkten motsvarar uppspänningen av inneslutningen. Vid denna tidpunkt har krypning eller relaxation av spännkabeln ännu inte hunnit verka. Tidpunkten 2 år är tänkt att motsvara den initiala deformationsmätningen av inneslutningscylindern i samband med tryckprovning. Tidpunkten 28 år motsvarar deformationsmätningen som gjordes i samband med Fenix-projektet 1995.

Att den initiala deformationsmätningen genomfördes två år efter det att gjutningen av inneslutningen var klar är osäkert. Det är möjligt att deformationsmätningen gjordes något tidigare. En fördel med att studera spännkraftförlusterna vid tidpunkterna 1 och 2 år är dock att resultaten kan användas för att öka förståelsen för om/hur deformationsmätningar av inneslutningar vid tryckprovning kan användas för att bedöma spännkabelsystemets tillstånd.

Samtliga spännkraftförluster har beräknats med elastisk analys. Detta låter sig göras då tryckspänningen i den förspända betongen understiger $0.45 \cdot f_{ck}(t_0) = 22.5$ MPa, se avsnitt 3.1.4 i Eurokod 2-1. Om noggrannare resultat önskas krävs olinjära analyser. För aktuell studie bedöms elastisk analys ge tillräckligt noggranna resultat.

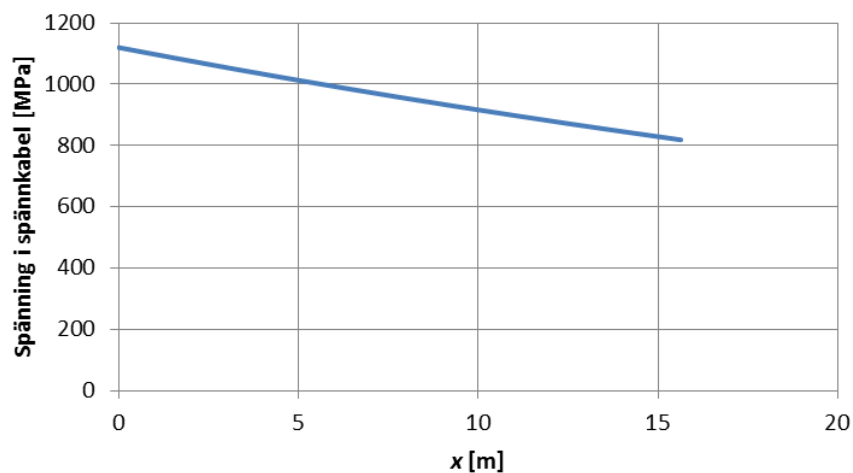
I följande analyser har det antagits att betongen är gjord av cement i CEM klass N (normal, normalhårdande), se avsnitt 3.1.2 i Eurokod 2-1.

4.3.1. Initial spännkraftförlust

Till de initiala spännkraftförlusterna räknas de orsakade av friktion och de orsakade av betongens elastiska tillbakafjädring. Tabell 4-3 redovisar beräkning av dessa med antagande om att förspänning av inneslutningen ägde rum ett år efter att gjutningen av inneslutningen avslutades. Då storleken på eftersläppet inte varit tillgänglig och då inverkan av eftersläppet inte påverkar de övergripande slutsatserna i detta arbete har eftersläppet inte beaktas i denna analys. Exempel på beaktande av eftersläpp redovisas i [SSM 2016:13, bilaga 1]. Figur 4-4 visar spänningen längs spännkabeln från spännkabelns start vid krökt del. Spännkabeln antas förspänd från båda ändar. Medelspänningen i spännkabeln fås från Figur 4-4 till 965 MPa och används vid beräkning av inverkan av betongens elastiska deformation. Enligt [PS-inneslutning] ligger de horisontella spännkablarna om lott i omkretsled på så sätt att det på varje horisontalplan finns två spännkablarna. Detta beaktas vid beräkning av spännkraftförlusten orsakad av betongens elastiska deformation.

Tabell 4-3: Beräkning av initial spännkraftförlust i Oskarshamn I.

INDATA	Enhet	Värde	Kommentar
μ	-	0.19	Friktionskoefficient mellan spännkabel och betong
k	-	0.005	Oavsiktlig vinkeländring, $0.005 < k < 0.01$
A_p	mm ²	1244	Spännkabelns tvärsnittsarea
n_p	-	2	Antal spännkablar per horisontalplan
R_p	mm	9950	Radie till horisontell spännkabel
θ_p	deg	180	Spännkabelns utbredning i omkretsled
s	mm	280	Vertikalt avstånd mellan spännkablar i den cylindriska delen av inneslutningen
h	mm	748	Tjocklek på den yttre cylindriska delen av inneslutningen
E_{cm}	GPa	37	E-modul för betong
E_p	GPa	190	Effektiv E-modul för spännkabel
$\sigma_{p,max}$	MPa	1120	Maximal spänning i spännkabel (vid början på krökning)
FRIKTION		Enhet	Kommentar
$\max \Delta\sigma_{p\mu}$	MPa	301	Max reduktion av förspänning orsakad av friktion (vid spännkabelns halva längd)
$\sigma_{p,medel}$	MPa	958	Medelspänning i spännkabel beaktande friktionens inverkan
ELASTISK DEFORMATION		Enhet	Kommentar
$\Delta\sigma_p$	MPa	29	Reduktion av förspänning i spännkabel orsakad av elastisk deformation av betongen
σ_c	MPa	11	Tryckspänning i omkretsled i den yttre betongcylindern beaktande elastisk deformation



Figur 4-4: Spänning i horisontell spännkabel i den yttre betongcylindern som funktion av avstånd x längs spännkabel från spännkabelns start på krökt del. Spänning längs halva spännkabeln visas.

4.3.2. Tidsberoende spännkraftförluster

Till de tidsberoende spännkraftförlusterna räknas krympning och krypning av betongen samt relaxation av spännkablarna. Tabell 4-4 redovisar beräkning av dessa för tidpunkterna 1, 2 och 28 år från det att gjutningen av inneslutningen var klar.

Tabell 4-4: Beräkning av tidsberoende spännkraftförluster i Oskarshamn I. Tidpunkten 1 år motsvarar uppspänningen av inneslutningen.

INDATA	Enhet	Tidpunkt 1 år	Tidpunkt 2 år	Tidpunkt 28 år	Kommentar
t	dagar	365	730	10220	Total ålder räknat från färdig gjutning
t_s	dagar	28	28	28	Ålder när krympning startar
t_0	dagar	365	365	365	Ålder vid förspänning
f_{cm}	MPa	58	61	68	Medelvärde för tryckhållfastheten
RH	%	30	30	30	Relativ luftfuktighet i omgivande miljö
R_o	mm	10300	10300	10300	Ytterradie på yttre betongcylinder
h	mm	748	748	748	Tjocklek på yttre betongcylinder
A_c	mm ²	720840	720840	720840	Betongens tvärsnittsarea
u	mm	1000	1000	1000	Längd i kontakt med omgivande luft
h_0	mm	1442	1442	1442	Ekvivalent väggdjocklek
k_h	-	0.7	0.7	0.7	Tabell 3.3 i Eurocode 2-1
T	°C	7	7	7	Temperatur innan förspänning
E_c	GPa	39	40	41	E-modul betong
E_p	GPa	190	190	190	E-modul stål
A_p	mm ²	1244	1244	1244	Tvärsnittsarea för spännkabel
n_p	-	2	2	2	Antal spännkablarna per horisontalplan
σ_c	MPa	11	11	11	Medeltryckspänning i betongen (omkretsled) efter förspänning beaktande förlust orsakad av friktion och förlust orsakad av elastisk deformation av betongen
ρ_{1000}	%	2.5	2.5	2.5	Relaxationsförlust 1000 timmar efter förspänning
f_{pk}	MPa	1720	1720	1720	Karakteristisk brottspänning för spännkabeln
KRYMPNING	Enhet	Tidpunkt 1 år	Tidpunkt 2 år	Tidpunkt 28 år	Kommentar
α_{ds1}	-	4	4	4	Koefficient beroende av cementtyp
α_{ds2}	-	0.12	0.12	0.12	Koefficient beroende av cementtyp
β_{RH}	-	1.508	1.508	1.508	Parameter beroende av RH
$\beta_{as}(t)$	-	0.978	0.996	1.000	Autogena krympningens tidsutveckling
$\varepsilon_{ca}(\infty)$	-	1.00E-04	1.08E-04	1.25E-04	Nominell autogen krymptöjning
$\varepsilon_{ca}(t)$	-	9.78E-05	1.07E-04	1.25E-04	Autogen krymptöjning
$\beta_{ds}(t, t_s)$	-	0.133	0.243	0.823	Uttorkningskrympningens tidsutveckling
$\varepsilon_{cd,0}$	-	4.22E-04	4.07E-04	3.74E-04	Grundvärde för uttorkningskrymptöjning
$\varepsilon_{cd}(t)$	-	3.94E-05	6.92E-05	2.16E-04	Uttorkningskrymptöjning
ε_{cs}	-	1.37E-04	1.76E-04	3.41E-04	Total krymptöjning
$\Delta\sigma_{ps}$	MPa	26	33	65	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av krympning

KRYPNING	Enhet	Tidpunkt 1 år	Tidpunkt 2 år	Tidpunkt 28 år	Kommentar
$\beta(f_{cm})$	-		2.151	2.037	Inverkan av betongens tryckhållfasthet på nominellt kryptal
t_T	dagar		193	193	Temperaturjusterat t_0
α	-		0	0	Exponent beroende av cementtyp
$t_{0,mod}$	dagar		193	193	Temperatur och cementjusterat t_0
$\beta(t_{0,mod})$	-		0.337	0.337	
α_1	-		0.678	0.628	Inverkan av betongens tryckhållfasthet
α_2	-		0.895	0.876	Inverkan av betongens tryckhållfasthet
α_3	-		0.757	0.717	Inverkan av betongens tryckhållfasthet
β_H	-		1136	1076	Inverkan av RH , h_0 och α_3
$\beta_c(t, t_{0,mod})$	-		0.711	0.970	Krypningens tidsutveckling efter förspänning
φ_{RH}	-		1.271	1.216	Inverkan av relativ fuktighet
φ_0	-		0.922	0.836	Nominellt kryptal
$\varphi(t, t_{0,mod})$	-		0.655	0.810	Kryptal
ε_{cc}	-		1.81E-04	2.17E-04	Kryptöjning i omkretsled i den yttre betongcylindern
$\Delta\sigma_{pc}$	MPa	0	34	41	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av krypning
RELAXATION	Enhet	Tidpunkt 1 år	Tidpunkt 2 år	Tidpunkt 28 år	Kommentar
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	0	4	14	Spänningsreduktion i spännkabel orsakad av relaxation (Klass 2)

4.3.3. Sammanställning av spännkraftförluster

En sammanställning av spännkraftförluster ges i Tabell 4-5. Samtliga bidrag anges i MPa utgående från initial förspänningen 1120 MPa i ändan på den horisontella spännkabeln. Förlust orsakad av friktion beräknas som medelreduktionen längs spännkabeln.

Den tidsberoende reduktionen av spänningen i spännkabeln mellan 1 och 2 år är 45 MPa. Motsvarande reduktion mellan 2 och 28 år är 49 MPa.

Tabell 4-5: Spännkraftförluster i Oskarshamn I utgående från förspänningen 1120 MPa. Förlust orsakad av friktion beräknas som medelreduktionen längs spännkabeln. Dimension i MPa.

Tidpunkt i antal år	Friktion	Elastisk deformation	Krypning	Krypning	Relaxation	Totalt
1	162	29	26	0	0	217
2	162	29	33	34	4	262
28	162	29	65	41	14	311

4.4. Genomförda deformationsmätningar

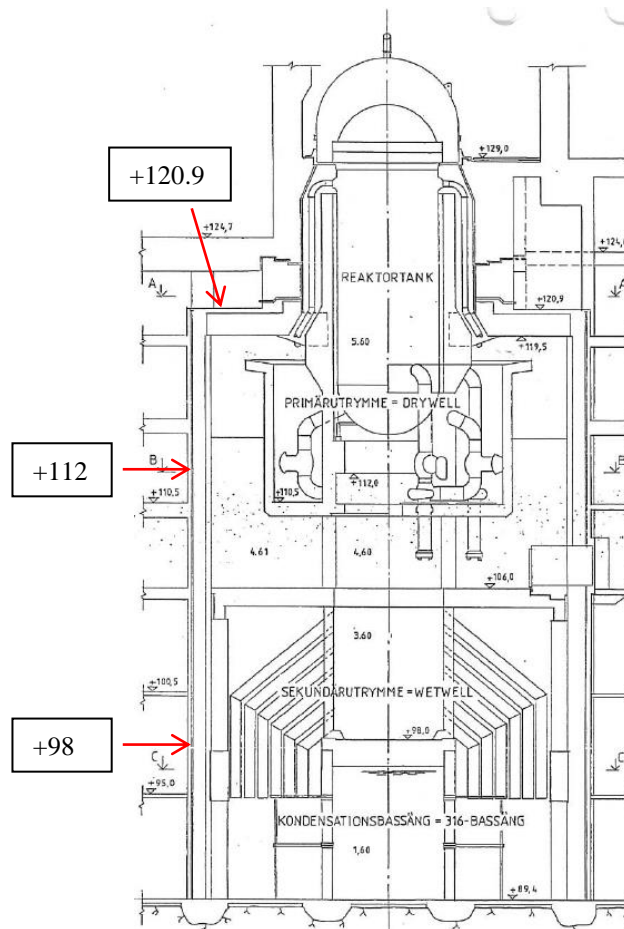
4.4.1. Bakgrund

Vid uppstarten av detta projekt var tanken att inneslutningen i Oskarshamn II skulle utgöra grunden för analys och deformationsmätning. Strax efter projektstart beslutades det dock att Oskarshamn II inte skulle startas upp igen efter projekt PLEX varför tänkt deformationsmätning också uteblev. Istället för Oskarshamn II valde projektet då att istället studera inneslutningen i Oskarshamn I då det 1995 gjorts en deformationsmätning i samband med projekt Fenix [94-1007/AA/09].

En av frågeställningarna i detta arbete är om det är möjligt att, utgående från återkommande mätning av inneslutningens deformation vid tryckprovning, bedöma spännkabelsystemets förspänningsgrad. För att kunna svara på denna frågeställning var hypotesen till en början att det minst behövs två utförda deformationsmätningar. Förutom den deformationsmätning som gjorts i samband med projekt Fenix var tanken att använda den initiala deformationsmätningen av inneslutningen i Oskarshamn I. Under projektets gång har det dock visat sig att dessa resultat inte har varit tillgängliga. Av detta skäl sammanfattas nedan enbart deformationsmätningen utförd i projekt Fenix. Möjligheterna att, utgående från återkommande mätning av inneslutningens deformation vid tryckprovning, bedöma spännkabelsystemets förspänningsgrad analyseras och diskuteras i kapitel 6.

4.4.2. Deformationsmätning i samband med projekt FENIX

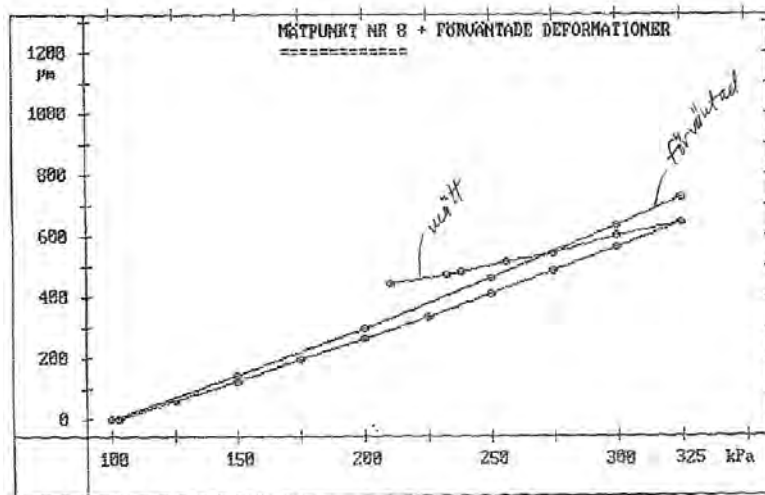
Deformationsmätning av reaktorinneslutningen i Oskarshamn I genomfördes i samband med FENIX-projektet sommaren 1995 [94-1007/AA/09]. Mätningen gjordes utgående från [94-1007/Aa/05] med mätpunkterna placerade på inneslutningens utsida. Avsikten med deformationsmätningen var att få bekräftat att reaktorinneslutningens spännkablar var i fullgod kondition. Som funktion av det inre övertrycket i inneslutningen mättes inneslutningens radiella förskjutning vid höjderna +98 och +112 i fyra punkter runt omkretsen samt vertikal förskjutning i tre punkter i inneslutningens takplatta på höjden +120.9, se Figur 4-5.



Figur 4-5: Positioner för mätning av radiell och vertikal förskjutning [94-1007/Aa/05].

Vid ett inre övertryck på 225 kPa erhöles en medelvärdesbildad radiell förskjutning 0.413 mm vid höjden +98 och 0.607 mm vid höjden +112. Motsvarande vertikala förskjutning vid inneslutningens tak på höjden +120.9 var betydligt mindre.

I [94-1007/Aa/05] predikteras en radiell förskjutning på 0.725 mm vid ett inre övertryck på 225 kPa. Resultatet för mätpunkterna vid +112 stämmer väl med predikteringen, se Figur 4-6. Uppmätt förskjutning vid +98 stämmer något sämre. Orsaken till att styvheten är högre vid +98 än vid +112 kan vara flera, såsom skillnader i mekaniska randvillkor, lägre grad av uttorkning och därigenom lägre grad av krympning vid +98 och högre grad av initial förspänning i området kring +98.



Figur 4-6: Radiell deformation vid +112 som funktion av inre absolut tryck i inneslutningen [94-1007/AA/09].

Utgående från mätresultaten fastställdes betongväggens elasticitetsmodul vid övertrycket 225 kPa till 53.4 GPa baserat på resultaten vid +98 och 36.3 GPa baserat på resultaten vid +112. Sammanfattningen i [94-1007/AA/09] avslutas med följande stycke: *De ur deformationsmätningen erhållna mätvärdena är fullt tillräckliga för att fastställa att betongväggens elasticitetsmodul har ett mycket bra värde och därmed är också i väggen ingående spännkablar i fullgott skick.*

5. Planerad deformationsmätning i Oskarshamn II

5.1. Bakgrund

Under hösten 2015 projekterades och planerades en deformationsmätning av reaktorinneslutningen på Oskarshamn 2. Deformationsmätningen skulle genomföras under det obligatoriska integrala täthetsprovet av reaktorinneslutningen vid återstart efter den stora modernisering som genomförts i projekt PLEX. Avsikten med deformationsmätningen var att validera de konstruktionsanalyser som tagits fram för att verifiera att anläggningen klarade 60 års drift, men även att se att det övergripande deformationsmönstret överensstämde med förväntat resultat. På grund av nedläggningsbeslutet genomfördes aldrig deformationsmätningen men en del erfarenheter från projektering och planeringsarbetet kan ändå dras. Nedan följer en kort genomgång av ett antal områden där erfarenheter kan vara värdefulla att föra vidare. Tanken är även att dessa punkter kan användas som ett underlag för framtagning av en instruktion för deformationsmätning även om denna måste bli individuell för varje anläggning.

5.2. Mätartyp

Vid den ursprungliga deformationsmätningen av inneslutningen i Oskarshamn 2 användes trådtöjningsgivare för att mäta radiella och longitudinella töjningar. Även om optiska givare har blivit allt mer populära valdes trådtöjningsgivare för att på så sätt ge så lika förutsättningar som möjligt med den ursprungliga mätningen. En mindre mängd optiska mätare planerades för att samla referensdata och möjliggöra en framtida övergång till optiska givare.

5.3. Toleranser

För att fånga de förhållandevis små deformationer som uppträder vid en trycksättning valdes trådtöjningsgivare med toleransen ± 0.01 mm. Utrustningsmässigt var detta inget unikt men det ställde höga krav på infästningen av givarna mot betongväggen.

5.4. Spridning av givare

Målet med mätningen var att fånga de globala deformationsmönster som uppträder vid en trycksättning. Det innebar att deformationsgivarnas placering planerades i ett jämt utspritt mönster med givare i fyra kvadranter med två meters spridning i höjddled. Denna spridning kan anses förhållandevis tät men ger samtidigt en viss säkerhet för felfungerande givare.

5.5. Placering av givare

Teoretiskt är en placering av givare på inneslutningens insida ett lika gott alternativ som en placering på utsidan men av praktiska skäl föredrogs placering på inneslutningsväggens utsida. Två starka argument var dels tillgänglighet på utsidan

där fyrkantsschaktet löper utmed hela inneslutningens höjd och dels problemet med att få ut signaler från insidan i kombination med specifika krav på miljöqualificering av mätutrustningen.

5.6. Montering av givare

Vid montage av trådtöjningsgivare är infästningen mot materialet mycket viktigt för att mätresultatet ska vara pålitligt. Efter utvärdering av ett antal metoder föll valet på limmade fästen som monteras på en ren betongyta. Denna metod bedömdes mest tillförlitlig med tanke på de toleranser som kravställdes.

5.7. Samordning och planering

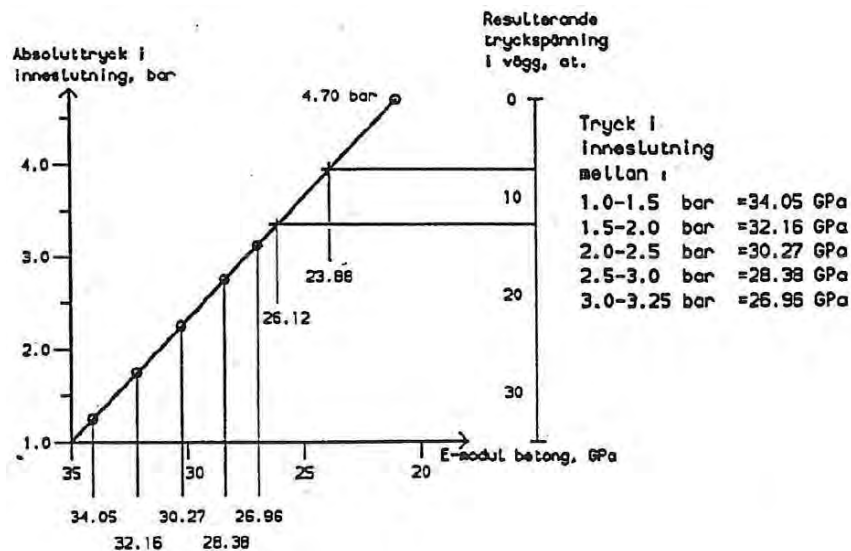
En förutsättning för att resultaten från deformationsmätningen ska kunna användas för validering av den strukturella verifieringen av inneslutningen är att samma tidsskala används för loggning av deformationer som för mätning av tryck och temperatur.

5.8. Värdering

Tidigt i planeringen konstaterades att denna typ av mätning inte ensam kan utgöra verifikat för inneslutningens konstruktion. Om en beräkningsteknisk verifiering görs utgör däremot denna typ av mätning en mycket bra validering av att de konstruktionsmodeller och materialantagande som görs ligger inom en rimlig spridning. Modellen ger en bra bild över de globala deformationsmönster som uppträder vid en trycksättning. Däremot finns det begränsningar när det gäller att undersöka ett specifikt spänningstillstånd i en specifik spännkabel. Med detta i åtanke är det viktigt att innan en deformationsmätning utförs vara klar över att viss spridning i resultat kommer att finnas mellan givarna. Utförs mätningarna med jämna mellanrum, till exempel vid tryckprovning med treårsintervall, bör det ge ett bra underlag för att bevaka åldring av inneslutningen.

6. Spännkraftförlusters inverkan på inneslutningens deformation

Att kvantitativt bestämma spännkraftförlusten enbart utgående från mätning av inneslutningens deformation vid återkommande tryckprovningar torde vara svårt. Om lutningen på tryck-deformationskurvan vid en tryckprovning skulle indikera en plötslig minskning av inneslutningens styvhet skulle detta innebära att spännkabelsystemet med marginal redan tappat sin funktion. Med kännedom om hur inneslutningens effektiva E-modul varierar med förspänningsgraden skulle det vara möjligt att bedöma spännkraftförlusten. Figur 6-1 visar beräknad ekvivalent E-modul som funktion av ett inre absoluttryck i inneslutningen i Oskarshamn I [94-107/Aa/05]. Genom att studera lutningen (och dess förändring) på tryck-deformationskurvan vid en tryckprovning skulle förspänningsgraden kunna bestämmas. Osäkerheten med detta tillvägagångssätt bedöms vara stor. Denna osäkerhet torde också vara bakgrunden till att Regulatory Guide 1.90 [RG 1.90] som komplement till deformationsmätning av inneslutningar med ingjutna spännkablar kräver att ett antal spännkablar ska lämnas utan cementinjektering för att kunna bestämma krympningens och krypningens inverkan på spännkabelsystemets funktion.



Figur 6-1: Relationen mellan inre absoluttryck i inneslutningen, inneslutningens ekvivalenta E-modul i omkretsled och resulterande omkretsspänning i betongen för Oskarshamn I [94-1007/Aa/05].

Ett alternativt sätt att kvalitativt bedöma ett spännkabelsystems funktion är att mäta upp inneslutningens geometri över tid. Studera ett ostört område av den cylindriska delen av inneslutningen i Oskarshamn I långt ifrån geometriska diskontinuiteter. Betrakta inneslutningens tillstånd vid tidpunkterna 1 och 28 år. Radien till de horisontella spännablarna antas vara $R_p = 9950$ mm efter förspänning av inneslutningen. Mellan de två tidpunkterna kommer krympning och krypning innebära att radien på inneslutningen minskar samtidigt som relaxation av spännablarna innebär att radien kommer att öka. Utgående från resultat från Tabell 4-5 kommer radien för spännablarnas placering approximativt minska enligt

$$\Delta u_{r,1 \rightarrow 28 \text{ år}} = \frac{14 - (65 - 26) - 41}{E_p} \cdot R_p = -3.46 \text{ mm} \quad (6-1)$$

På motsvarande sätt fås för de två tidpunkterna 2 och 28 år

$$\Delta u_{r,2 \rightarrow 28 \text{ år}} = \frac{(14-4)-(65-33)-(41-34)}{E_p} \cdot R_p = -1.52 \text{ mm} \quad (6-2)$$

Som väntat är radieminskningen mellan tidpunkterna 1 och 2 år större än den mellan tidpunkterna 2 och 28 år.

Under förutsättning att enbart krympning, krypning och relaxation påverkar inneslutningens geometri över tid för detta resultat med sig två konsekvenser. För det första kommer inneslutningens radie gå mot ett gränsvärde när spännkraften går mot noll. För det andra innebär det att inneslutningens radiella utgångsläge vid en tryckprovning kommer att vara en funktion av tidpunkten för tryckprovningen.

Genom att återkommande mäta upp inneslutningens geometri vid atmosfärstryck vore det möjligt att erhålla kompletterande information för bedömning av spännkabelsystemets förspänningsgrad. Vad det gäller horisontella spännkablar (se analys ovan) kan exempelvis den radie som motsvarar minsta tillåtna förspänning beräknas och användas som gränsvärde vid en bedömning. Förutsättningen för denna typ av analys är dock att initial geometri efter förspänning av inneslutningen mätts upp.

Bedömning av spännkabelsystemets funktion genom återkommande mätning av inneslutningens geometri ska i första hand ses som en kvalitativ metod på samma sätt som den genom deformationsmätning vid tryckprovning. För båda metoderna gäller att plötsliga avvikelser från det förväntade kräver en fördjupad undersökning. Genom att låta resultat från de två metoderna komplettera varandra torde säkerheten i bedömningen av spännkabelsystemet öka.

7. Slutsatser

Att kunna bedöma ett spännkabelsystems förspänningsgrad genom deformationsmätning av inneslutningen vid tryckprovning är av speciellt intresse för inneslutningar med ingjutna spännkablar. Enligt Regulatory Guide 1.90 [RG 1.90] låter sig detta göras under förutsättning att betongens krympning och krypning också kan följas upp genom mätning av förspänningskraften i representativa spännkablar som inte gjutits in. I de svenska inneslutningarna med ingjutna spännkablar saknas dessa ej ingjutna spännkablar. Detta ökar behovet ytterligare för att finna möjligheter att bedöma spännkabelsystems status genom deformationsmätning vid tryckprovning.

Att kvalitativt bedöma ett spännkabelsystems funktion genom deformationsmätning vid återkommande tryckprovningar är möjligt. Grunden för en sådan bedömning är de tryck-deformationskurvor som tas fram för olika punkter på inneslutningen vid tryckprovningen. Att samma mätpunkter väljs ut från gång till gång är viktigt för att kunna fånga upp eventuella förändringar. Bedömningen ska utgå ifrån den initiala deformationsmätningen som referens.

Att kvantitativt bestämma spännkraftförluster enbart utgående från mätning av inneslutningens deformation vid tryckprovning torde vara svårt. Detta skulle kräva kännedom om inneslutningens ekvivalenta E-modul för studerat område som funktion av förspänningsgraden. Att med noggrannhet bestämma denna ekvivalenta E-modul är svårt.

En alternativ metod för kvalitativ bedömning av spännkraftförluster föreslås. Denna metod baseras på hur inneslutningens geometri förändras över tid. Krympning och krypning resulterar i en geometriskt minskande inneslutning. Spännkablabarnas relaxation resulterar på motsvarande sätt i en geometriskt växande inneslutning. Den deformation av inneslutningens geometri som motsvarar minsta tillåtna förspänning i spännkabelsystemet kan användas som ett gränsvärde. Denna metod förutsätter att inneslutningens initiala geometri efter förspänning mätts upp.

Beräkning av spännkraftförluster enligt Eurokod 2-1 bedöms ge värdefull och kompletterande information vid bedömning av spännkabelsystemets tillstånd när detta utvärderats utgående från deformations- eller geometrimätningar av inneslutningen.

Vid deformationsmätning av en inneslutning vid tryckprovning är det viktigt att noga planera arbetet. Områden som är väsentliga att täcka in i planeringen är mätartyp, toleranser, spridning av givare, placering av givare, montering av givare, samordning och värdering.

8. Rekommendationer

Rekommendationer för uppföljning av spännkraftförluster i spännkabelsystem med ingjutna spännkablar ges enligt följande:

1. Vid nybyggnation av inneslutningen ska ett antal representativa spännkablar lämnas utan cementinjektering för uppföljning av krympningens och krypnings inverkan på spännkraftförluster. Regulatory Guide 1.90 ger ytterligare vägledning. Som ett alternativ till deformationsmätning vid tryckprovning kan ett antal representativa spännkablar instrumenteras för uppföljning av spännkraftförluster över tid.
2. Kvalitativ bedömning av spännkabelsystems funktion kan göras genom deformationsmätning vid återkommande tryckprovningar. Tryck-deformationskurvor för representativa mätpunkter utgör grunden för analysen. Den initiala deformationsmätningen efter förspänning av inneslutningen används som referens vid bedömningen.
3. Uppmätta förändringar av inneslutningens geometri över tid kan användas för att uppskatta spännkraftförluster. Metoden är att betrakta som kvalitativ och fungera som ett komplement till bedömning av spännkabelsystemets funktion genom deformationsmätning vid tryckprovning. En förutsättning för metoden är att inneslutningens initiala geometri efter förspänning mäts upp.
4. Inför en deformationsmätning av en inneslutning vid tryckprovning är det viktigt att noga planera arbetet. Områden som är väsentliga att täcka in i planeringen är mätartyp, toleranser, spridning av givare, placering av givare, montering av givare, samordning och värdering.

9. Förslag till fortsatta insatser

När Strålsäkerhetsmyndighetens nya föreskrifter för kärntekniska byggnader blir tillgängliga föreslås att innehåll och resultat i denna rapport stäms av.

10. Referenser

10 CFR Part 50. "Domestic Licensing of Production and Utilization Facilities", U.S. Nuclear Regulatory Commission.

94-1007/Aa/05. Oskarshamnsverket I - Projekt FENIX - Reaktorinneslutning - Program för deformationsmätning av reaktorinneslutning. NCC.

94-1007/AA/09. Projekt FENIX - Redovisning inför återstart - Reaktorinneslutning - Rapport över deformationsmätning av reaktorinneslutningen under juli månad 1995. OKG AB.

ACI 359, 1986. American Concrete Institute and American Society of Mechanical Engineers Subcommittee on Nuclear Power, "Code for Concrete Reactor Vessels and Containments".

ASME B&PV, 2015. ASME Boiler & Pressure Vessel Code.

Betonghandbok, Material, 2008. Betonghandbok, Material, utgåva 2. Svensk Byggtjänst.

EPRI, 2013. Long-Term Operations Program: Assessment of Research and Development Supporting Aging Management Programs for Long-Term Operation. Palo Alto, CA: 2013. 3002000576.

Eurokod 2-1, 2005. SS-EN 1992-1-1:2005. Dimensionering av betongkonstruktioner – Del 1-1: Allmänna regler och regler för byggnader.

Jönsson H., Tornberg R., 2013. "Betongens hållfasthet vid moderata temperaturbelastningar", Elforsk rapport 13:84.

Lundqvist P., 2012. "Assessment of Long-Term Losses in Prestressed Concrete Structures", doktorsavhandling, Lunds universitet, ISSN 0349-4969.

NS-G-2.6, 2004. IAEA Safety Guide NS-G-2.6. "Design of Reactor Containment Systems for Nuclear Power Plants". IAEA.

NS-G-10.1, 2004. IAEA Safety Guide NS-G-10.1. "Design of Reactor Containment Systems for Nuclear Power Plants". IAEA.

RG 1.35, 1990. Regulatory Guide 1.35, revision 3. Inservice inspection of ungrouted tendons in prestressed concrete containments. U.S. Nuclear Regulatory Commission.

RG 1.35.1, 1990. Regulatory Guide 1.35.1. Determining prestressing forces for inspection of prestressed concrete containments. U.S. Nuclear Regulatory Commission.

RG 1.90, 2012. Regulatory Guide 1.90, revision 2. Inservice inspection of prestressed concrete containment structures with grouted tendons. U.S. Nuclear Regulatory Commission.

PS-inneslutning, 1967. AB Armerad betong.

Silfwerbrant J., Sundquist H, 2001. ”Drift, underhåll och reparation av Konstbyggnader”. Kungliga Tekniska Högskolan (KTH). Institutionen för byggkonstruktion, TRITA-BKN. Rapport 53, Brobyggnad utgåva 2. ISSN 1103-4289.

SKI 02:58, 2002. SKI rapport 02:58. Utredning kring reaktorinneslutningar – konstruktion, skador samt kontroller och provningar. Statens kärnkraftinspektion.

SKI 02:59, 2002. SKI rapport 02:59. Betonginneslutningar i svenska kärnkraftverk. En sammanställning över konstruktion och material. Statens kärnkraftinspektion.

SSM 2014:06, 2014. SSM rapport 2014:06. Dimensionering av nukleära byggnadskonstruktioner (DNB). Strålsäkerhetsmyndigheten.

SSM 2014:31, 2014. SSM rapport 2014:31. Degradering i betong och armering med avseende på bestrålning och korrosion. Strålsäkerhetsmyndigheten.

SSM 2016:13, 2016. SSM rapport 2016:13. Spännarmerade betongkonstruktioner vid kärntekniska anläggningar. Strålsäkerhetsmyndigheten.



2018:11

Strålsäkerhetsmyndigheten har ett samlat ansvar för att samhället är strålsäkert. Vi arbetar för att uppnå strålsäkerhet inom en rad områden: kärnkraft, sjukvård samt kommersiella produkter och tjänster. Dessutom arbetar vi med skydd mot naturlig strålning och för att höja strålsäkerheten internationellt.

Myndigheten verkar pådrivande och förebyggande för att skydda människor och miljö från oönskade effekter av strålning, nu och i framtiden. Vi ger ut föreskrifter och kontrollerar genom tillsyn att de efterlevs, vi stödjer forskning, utbildar, informerar och ger råd. Verksamheter med strålning kräver i många fall tillstånd från myndigheten. Vi har krisberedskap dygnet runt för att kunna begränsa effekterna av olyckor med strålning och av avsiktlig spridning av radioaktiva ämnen. Vi deltar i internationella samarbeten för att öka strålsäkerheten och finansierar projekt som syftar till att höja strålsäkerheten i vissa östeuropeiska länder.

Strålsäkerhetsmyndigheten sorterar under Miljödepartementet. Hos oss arbetar drygt 300 personer med kompetens inom teknik, naturvetenskap, beteendevetenskap, juridik, ekonomi och kommunikation. Myndigheten är certifierad inom kvalitet, miljö och arbetsmiljö.

Strålsäkerhetsmyndigheten
Swedish Radiation Safety Authority

SE-171 16 Stockholm
Solna strandväg 96

Tel: +46 8 799 40 00
Fax: +46 8 799 40 10

E-mail: registrator@ssm.se
Web: stralsakerhetsmyndigheten.se