



LUND
UNIVERSITY



LÅNGTIDSDEFORMATION AV HÅLDÄCKSPLATTOR

EMELY SAWIRS

Structural
Mechanics

Master's Dissertation

DEPARTMENT OF CONSTRUCTION SCIENCES
DIVISION OF STRUCTURAL MECHANICS
ISRN LUTVDG/TVSM--14/5196--SE (1-73) | ISSN 0281-6679
MASTER'S DISSERTATION

LÅNGTIDSDEFORMATION AV HÅLDÄCKSPLOTTOR

EMELY SAWIRS

Supervisors: Professor **PER JOHAN GUSTAFSSON**; Div. of Structural Mechanics, LTH, Lund
and **SVEN PERSSON**, Starka Betongelement AB.

Examiner: **SUSANNE HEYDEN**, PhD, Div. of Structural Mechanics, LTH, Lund.

Copyright © 2014 Division of Structural Mechanics
Faculty of Engineering (LTH), Lund University, Sweden.

Printed by Media-Tryck LU, Lund, Sweden, September 2014 (*Pl*).

For information, address:

Div. of Structural Mechanics, LTH, Lund University, Box 118, SE-221 00 Lund, Sweden.

Homepage: <http://www.byggmek.lth.se>

Förord

Detta examensarbete utfördes under våren och sommaren 2014 vid Lunds Tekniska Högskola, avdelningen för Byggnadsmekanik. Arbetet har genomförts i samarbete med Starka Betongelement AB.

Jag skulle vilja tacka min handledare Professor Per Johan Gustafsson på avdelningen för Byggnadsmekanik samt Sven Persson på Starka Betongelement AB för all hjälp. Jag vill även tacka Pierre Olsson på StruSoft för all hjälp angående PRE-Stress.

Jag vill också tacka min familj och mina vänner för allt stöd som jag har fått under tiden som jag skrivit detta examensarbete samt under min civilingenjörsutbildning.

Lund, augusti 2014

Emely Sawirs

Sammanfattning

Starka Betongelement AB är ett företag som bland annat tillverkar förspända håldäcksplattor av betong. Håldäck används i stor utsträckning i byggbranschen och en undersökning av plattornas långtidsdeformation är därför intressant att genomföra.

Nedböjning efter lång tid kan beräknas teoretiskt med datorprogram eller genom handberäkningar. Hur väl resultaten stämmer med verkligheten brukar inte verifieras och därför är en jämförelse mellan den verkliga nedböjningen och den beräknade värdefull att utföra.

Syftet med examensarbetet består av fyra delar:

- Beskrivning av programmet PRE-Stress och en jämförelse med handberäkningar enligt Eurokod.
- Beräkning och presentation av långtidsnedböjningen för Starka Betongelements håldäckssortiment med olika tvärsnitt, spännvidd och armering.
- Jämförelse mellan beräkningsresultaten och resultat från en tidigare studie.
- Verifiering av beräkningsresultaten genom mätningar av långtidsnedböjning för håldäcksplattor i ett antal byggnader.

Resultaten i detta examensarbete visar på att beräkningar med datorprogrammet PRE-Stress är mer på säkra sidan än beräkningar för hand enligt Eurokod men skillnaden är inte så stor. I verkligheten visar det sig att håldäcksplattorna är mer överhöjda än vad de två sätten att räkna på enligt Eurokod ger. Därför stämmer beräkningarna gjorda för hand bättre överens med verkligheten än vad datorberäkningarna med PRE-Stress gör. Skillnaden i resultat från PRE-Stress vid kort belastningstid, jämfört med mätvärdena, skiljer sig så mycket som 6-24 mm. Om jämförelsen görs med beräkningsresultat för lång belastningstid blir skillnaden ännu större.

Enligt den tidigare studien beträffande överhöjningen 20 dagar efter avspänning visade det sig att håldäcken från den studien var mer överhöjda än de som redovisas i detta examensarbete.

Den beräknade långtidsnedböjningen för håldäcksplattorna som presenteras i kapitel 4 förutspås att vissa håldäcksplattor böjer ner efter lång tid men detta stämmer inte med de mätningar som gjorts. Enligt mätningarna böjer inga plattor ner under noll utan alla är överhöjda.

Nyckelord: Håldäck, PRE-Stress, StruSoft, Långtidsdeformation, Nedböjning, Överhöjning, Förspänd armering, Betong.

Abstract

Starka Betongelement AB is a company that among other things produce PRE-Stressed hollow cores. Hollow cores are widely used in the construction industry and an analysis of the hollow slabs long term deformations is therefore interesting to carry out.

Long term deflection can be calculated by computer software or by hand. How well the results add up with reality are seldom investigated and is therefore valuable to study.

The purpose of this study consists of four parts:

- Description of the computer software PRE-Stress and a comparison with the calculations made by hand.
- Calculations and presentations of the long term deformations of Starka Betongelements hollow cores with different sections, span and reinforcement.
- Comparison between the calculated results and results from another study.
- Verification of the calculated results by measuring the actual deflection of hollow cores in some buildings.

The results show that the calculations made by the computer software PRE-Stress give a value that is more on the safe side than the calculations made by hand. In reality the measurements of the hollow cores deformation upwards is greater than the two ways to calculate the deformation according to Eurocode and therefore the calculations made by hand best matches the measured deformation. The difference between the results calculated by PRE-Stress with short term loading and the measurements are as much as 6-24 mm. If the comparison is made by the calculated long term deformation the difference is even greater.

According to the other study that deals with the deformation upwards of hollow cores 20 days after release it shows that those results have greater deformations upward than the results that are presented in this master thesis.

The calculated long term deflection of hollow cores are presented in chapter 4 and predicts the hollow cores to have a greater deflections than what they do according to the measurements. According to the measurements none of the hollow cores have a downwards deflection but they all have a deformation upward.

Key words: Hollow core, StruSoft, Long term deformation, Deflection, Prestressed reinforcement, Concrete

Innehållsförteckning

1	Inledning	2
1.1	Bakgrund	2
1.2	Syfte	2
1.3	Metod	3
1.4	Avgränsningar	3
2	Förspända håldäcksplattor	4
2.1	Beskrivning av håldäcksplattan	5
2.2	Teoretisk långtidsnedböjning av håldäcksplattor enligt Eurokod	6
2.2.1	Lastkombinationer	6
2.2.2	Krypning	7
2.2.3	Krympning	9
2.2.4	Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå	10
2.2.5	Relaxation	11
2.2.6	Spännkraftsförlust	12
2.2.7	Effektiv spännkraft	13
2.2.8	Nedböjning	13
3	PRE-Stress	15
3.1	Programmet PRE-Stress	15
3.1.1	Geometri och modell	15
3.1.2	Armering	16
3.1.3	Laster	17
3.1.4	Långtidsparametrar	18
3.1.5	Betongens materialegenskaper	18
3.2	Beräkningsmetod i PRE-Stress	19
3.2.1	Indata och antaganden	19
3.2.2	Beräkningsgång för nedböjningen för hand	20
3.2.3	Jämförelse mellan handberäkningar och PRE-Stress	26
3.2.3.1	Beräkningsmetod	26
3.2.3.2	Indata och förutsättningar	27
3.2.3.3	Elastisk och oelastisk deformation	27
3.2.3.4	Elastisk och oelastisk deformation utan krypning	28
3.2.3.5	Fortsatta beräkningar	29
4	Deformation av håldäck enligt PRE-Stress	30
4.1	Indata	30
4.1.1	Materialdata	30
4.1.2	Geometri och modell	31
4.1.3	Laster	31

4.1.4	Härdning	32
4.1.5	Krypning och krympning	32
4.1.6	Randvillkor	32
4.2	Resultat	34
5	Beräkningsresultat från en tidigare studie	40
5.1	Materialdata och laster	40
5.2	Resultat	42
5.3	Jämförelse mellan beräkningar och beräkningsresultat från tidigare studier	43
5.3.1	Beräkningsprogram	44
5.3.2	Indata	44
6	Mätningar av långtidsnedböjning	46
6.1	Mätmetod och mätinstrument	46
6.2	Biltema i Kristianstad	49
6.2.1	Mätning av långtidsnedböjning	49
6.2.2	Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjning	50
6.2.3	Sammanställning	51
6.3	Cityhuset i Karlshamn	52
6.3.1	Mätning av långtidsnedböjning	52
6.3.2	Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjning	52
6.3.3	Sammanställning	53
6.4	Sockertången i Lund	54
6.4.1	Mätning av långtidsnedböjning	54
6.4.2	Beräkningar av långtidsnedböjningen	54
6.4.3	Sammanställning	55
6.5	Kv. Skrovet i Malmö	56
6.5.1	Mätning av långtidsnedböjning	56
6.5.2	Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjningen	56
6.5.3	Sammanställning	57
6.6	Kv. Leksaken 1 i Lund	58
6.6.1	Mätning av långtidsnedböjning	58
6.6.2	Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjningen	58
6.6.3	Sammanställning	60
6.7	Jämförelse mellan mätresultat och beräknade resultat	61
6.7.1	Mätobjekt	61
6.7.2	Felkällor vid mätning	61
6.7.3	Indata	62
7	Slutsats och framtida studier	63

8 Referenser 64

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Starka Betongelement AB är ett företag som bland annat tillverkar förspända håldäcksplattor av betong. Håldäcksplattor används ofta som bjälklagsplattor eller tak vid prefab-byggande på grund av de fördelar som förspända produkter har. Fördelarna är bland annat att sprickbildning reduceras och att tvärkraftskapaciteten ökar samt att nedböjningen kan reduceras. Detta leder till att större spännvidder med slankare tvärsnitt kan användas.

Eftersom håldäck används i stor utsträckning är det intressant att undersöka nedböjningen efter lång tid. Det är värdefullt att veta hur nedböjningen påverkas av de olika parametrar som definierar geometri, betongegenskaper, armering, förspänning och spännvidd. Frågan angående vilken långtidsnedböjning det blir för olika typer av håldäck uppkommer med jämna mellanrum. Till följd av detta skulle det vara värdefullt att dels ha färdiga beräkningsresultat av långtidsnedböjningen i form av diagram för olika plattor, dels att ha kunskap om hur väl olika teoretiska beräkningar stämmer överens med de verkliga nedböjningarna. Behovet av beräkningar, mer kunskap och verifiering jämfört med verkligheten av håldäck är anledningen till den studie som presenteras i detta examensarbete.

Nedböjning efter lång tid kan beräknas teoretiskt med datorprogram eller genom handberäkningar. För att beräkna förspända håldäcksplattor använder Starka Betongelement AB sig av ett datorprogram som heter PRE-Stress. Hur väl resultaten stämmer med verkligheten brukar inte verifieras och därför är en jämförelse mellan den verkliga nedböjningen och den beräknade intressant att genomföra.

1.2 Syfte

Syftet med examensarbetet består av fyra delar:

- Beskrivning av programmet PRE-Stress och en jämförelse med handberäkningar enligt Eurokod.
- Beräkning och presentation av långtidsnedböjningen för Starka Betongelements håldäckssortiment med olika tvärsnitt, spännvidd och armering.

- Jämförelse mellan beräkningsresultaten och resultat från en tidigare studie.
- Verifiering av beräkningsresultaten genom mätningar av långtidsnedböjning för håldäcksplattor i ett antal byggnader.

1.3 Metod

I examensarbetet beräknas långtidsdeformation och deformationen 20 dagar efter avspänning av håldäck med hjälp av StruSofts beräkningsprogram PRE-Stress som bygger på finita elementmetoden och Eurokod. Examensarbetet innefattar en litteraturstudie med en undersökning av de samband som PRE-Stress, finita elementmetoden och Eurokod bygger på. Jämförelsen mellan beräknade resultat och resultat från en tidigare studie avser jämförelse med ett examensarbete som är skrivet av Martin Karlsson 2003. I detta examensarbete beräknas bland annat överhöjningen 20 dagar efter avspänning. Resultaten från deformationsberäkningarna i PRE-Stress jämförs med mätresultat av den verkliga nedböjning av håldäck som varit belastade ett antal år.

Examensarbetet görs i samarbete med Starka Betongelement AB och det är mätresultat från deras håldäck som används.

1.4 Avgränsningar

Beräkningar av långtidsnedböjning och deformation 20 dagar efter avspänning utförs för hela Starka Betongelements håldäckssortiment medan mätning av verklig nedböjning endast kommer att utföras på fem byggnader. Anledningen till detta är att det är en svårighet att hitta byggnader där det är möjligt att utföra mätningar. De flesta byggnader har undertak och då finns det ingen möjlighet att göra mätningar.

I beräkningarna och mätningarna studeras endast mittnedböjningen och endast för lastfallet jämt fördelad last.

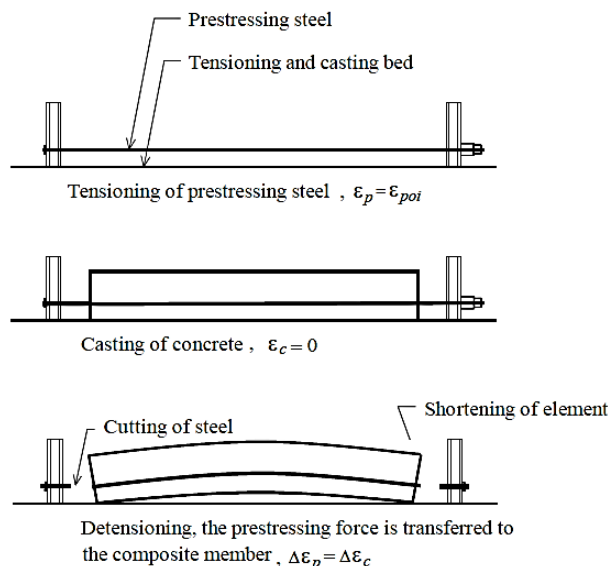
2 Förspända håldäcksplattor

Förspända håldäcksplattor, se figur 2.1, är vanligen 120 cm breda, 15-40 cm höga och 5-18 m långa. Håldäcket är lättare än en homogen betongplatta eftersom tvärsnittet består av betong med hålrum i form av kanaler. Armeringslinor placeras i underkant mellan kanalerna. Vid tillverkning av håldäck spänns armeringslinorna upp i en spännbädd som är 100-200 meter lång. Efter att linorna är uppspända gjuts elementet kring linorna med hjälp av en glidgjutmaskin [1].



Figur 2.1. Modell av en håldäcksplatta, i detta fall en HD/F-120/27.

Förspänning betyder att betongen i betongelementet utsätts för en tryckkraft när armeringslinorna kopplas loss från spännbädden. När elementet uppnått ungefär 70 % av 28-dagarhållfastheten görs denna avspänning av armeringen. Armeringen i håldäcket är placerad i den undre delen av elementet och vid avspänning blir den delen av plattan tryckt vilket ger en excentrisk spännkraft som leder till en överhöjning av elementet. I figur 2.2 visas vad som sker med håldäcket under tillverkning. Tack vare den tryckspänning som uppstår i plattan kan förspända betongelement bära större last, utan att spricka, än vanliga slakarmerade (ej förspända) betongelement [2].



Figur 2.2. Tillverkning av håldäck [2].

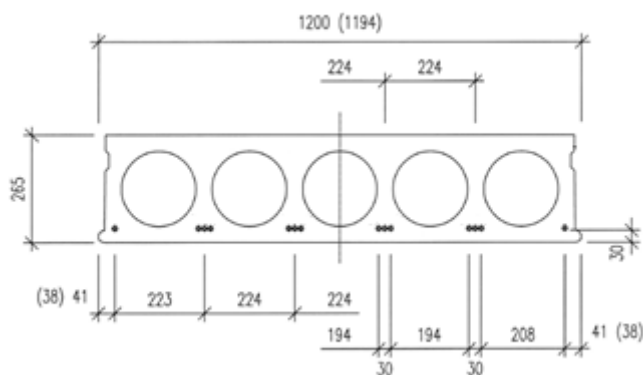
2.1 Beskrivning av håldäcksplattan

Starka Betongelement AB tillverkar sex olika sorters håldäcksplattor. Alla plattor är 120 cm breda och höjden varierar mellan 20 och 38 cm. I figur 2.3 visas en typ av håldäcksplatta som ingår i Starka Betongelements sortiment. De olika plattorna innehåller armeringslinor med diametern 9,3 och 12,5 mm i olika kombinationer. För varje platta finns det tre olika armeringsalternativ som betecknas F1, F2 och F3 där F1 innehåller minst armering och F3 mest.

I Starka Betongelements sortiment ingår de håldäcksplattor som anges i tabell 2.1:

Tabell 2.1. Starka Betongelements sortiment av håldäcksplattor med tvärsnittsmått, armeringsinnehåll och spännvidd.

Håldäcksplattor				
Beteckning	Armeringsalternativ			Plattornas längd
	F1 [mm]	F2 [mm]	F3 [mm]	
HD/F 120/20	7 ϕ 9,3	4 ϕ 9,3+3 ϕ 12,5	2 ϕ 9,3+5 ϕ 12,5	6-9 m
HD/F 120/20-B	7 ϕ 9,3	4 ϕ 9,3+3 ϕ 12,5	2 ϕ 9,3+5 ϕ 12,5	6-9 m
HD/F 120/27	6 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5	7-13 m
HD/F 120/27-B	6 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5	7-12 m
HD/F 120/32	8 ϕ 12,5	11 ϕ 12,5	13 ϕ 12,5	9-16 m
HD/F 120/38	9 ϕ 12,5	11 ϕ 12,5	14 ϕ 12,5	10-18 m



Figur 2.3. Tvärsnitt av en håldäcksplatta (HD/F 120/27). De små cirklarna visar möjlig placering av armeringslinor. Måtten är angivna i mm [3].

2.2 Teoretisk långtidsnedböjning av håldäcksplattor enligt Eurokod

Deformation eller nedböjning av en betongbalk beräknas i bruksgränstillståndet. För en slakarmerad balk uppstår ofta sprickor i balkens dragna sida på grund av betongens låga draghållfasthet redan vid relativt låg last. Då betongen är sprucken uppkommer ofta stora dragspänningar i armeringen vilket ger stora töjningar som leder till stor deformation. För betongbalkar med förspänd armering reduceras dragspänningen på grund av tryckspänning från förspänningskraften i spännarmeringen. Detta medför att sprickbildning kan minskas eller förhindras och leder därför till mindre nedböjning. Med tiden minskar förspänningskraften i armeringen med ungefär 15-20 % på grund av betongens krypning och krympning samt relaxationen i armeringen [2].

2.2.1 Lastkombinationer

I bruksgränstillståndet finns karakteristisk, frekvent och kvasi-permanent lastkombination. För långtidslast används kvasi-permanent lastkombination och för korttidslast används antingen karakteristisk- eller frekvent lastkombination. Karakteristisk lastkombination används för irreversibelt tillstånd och frekvent används för reversibelt tillstånd. Då det gäller beräkning av deformationsbegränsningar används frekvent. Ovannämnda lastkombinationer ges enligt:

Kvasi-permanent lastkombination:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi_2Q_k \quad [\text{N/m}] \quad (2.1)$$

Karakteristisk lastkombination:

$$q_d = 1,0G_k + 1,0Q_k \quad [\text{N/m}] \quad (2.2)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0G_k + 1,0\psi_1 Q_k \quad [\text{N/m}] \quad (2.3)$$

Där	G_k	är permanent last (egenvikt).
	Q_k	är variabel last (nyttig last).
	ψ_1	är en lastkombinationsfaktor.
	ψ_2	är en lastkombinationsfaktor.

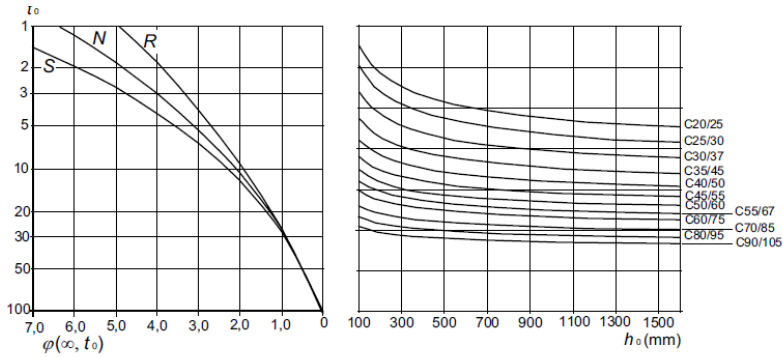
[4]

2.2.2 Krypning

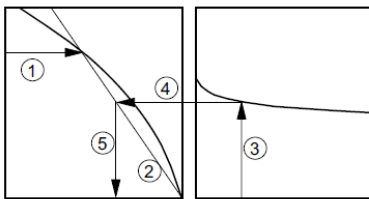
För betong med konstant last ökar deformationen med tiden och denna deformationsökning kallas krypning. Krypningen brukar uttryckas med hjälp av kryptalet φ som är förhållandet mellan krypdeformationen och den elastiska deformationen vid kortvarig belastning. Kryptalet bestäms av betongens ålder vid pålastning t_0 , elementets dimensioner, det omgivande klimatets relativa luftfuktighet, betongens sammansättning och lastvaraktighet t . Kryptalet skrivs ibland som $\varphi(t, t_0)$ för att visa att talet är en funktion av lastens varaktighet, t , och av betongens ålder vid pålastning, t_0 . I figur 2.4 visas hur kryptalet kan bestämmas enligt Eurokod 2 [4].

Långtidsdeformation av håldäcksplattor

- $\varphi(\infty, t_0)$ slutligt värde på kryptal
 t_0 betongens ålder vid pålastning i dagar
 h_0 betongtvärsnittets fiktiva tjocklek = $2A_c/u$ där A_c är dess area och u är omkretsen för den del som är exponerad för uttorkning
S (slow) lägre hållfasthet, långsammare hållfasthetstillväxt: cement med hållfasthetsklass CEM 32,5 N
N (normal) cement med hållfasthetsklass CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
R (rapid) högre hållfasthet, snabbare hållfasthetstillväxt: cement med hållfasthetsklass CEM 42,5 R, CEM 52,5 N, CEM 52,5 R



a) inomhusförhållanden - RH = 50%

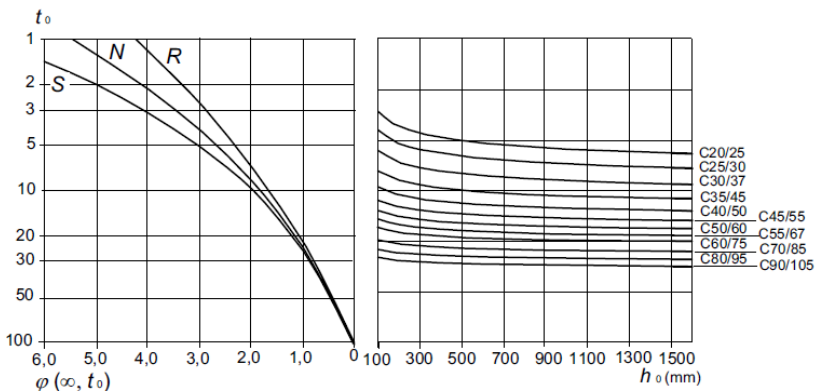


ANM.

– skärningspunkten mellan linjerna 4 och 5 kan även ligga över punkt 1

– för $t_0 > 100$ är det tillräckligt noggrant att anta

$t_0 = 100$ (och använda tangenten)



b) utomhusförhållanden – RH = 80%

Figur 2.4. Bestämning av betongens kryptal enligt Eurokod.

[4]

Kryptalets inverkan brukar uttryckas med hjälp av den effektiva elasticitetsmodulen. Den effektiva elasticitetsmodulen erhålls genom:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)} \quad [\text{Pa}] \quad (2.4)$$

Där $E_{c,ef}$ är betongens effektiva elasticitetsmodul.
 E_{cm} är betongens elasticitetsmodul vid korttidsbelastning.
 $\varphi(\infty, t_0)$ är kryptalet efter mycket lång belastningstid.

För att den effektiva elasticitetsmodulen ska kunna användas måste spänningen i princip vara konstant. Konstant spänning fås vid konstant belastning under hela tidsperioden som betongelementet är belastat. Detta stämmer inte med praktiken men denna approximation används ändå [4].

Vid deformationsberäkningar används den effektiva elasticitetsmodulen för att beräkna balkens styvhet då tvärsnittet är osprucket. Detta benämns som stadium I och balken böjstyvhet beräknas då genom:

$$(EI)_I = E_{c,ef} I_{tot} \quad [\text{Pa} \cdot \text{mm}^4] \quad (2.5)$$

Där $E_{c,ef}$ är betongens effektiva elasticitetsmodul.
 I_{tot} är tvärsnittets yttröghetsmoment i stadie I.

För ett balktvärsnitt utan slakarmering sättes, som en förenkling, I_{tot} lika med betongtvärsnittets yttröghetsmoment, dvs $I_{tot}=I_c$. Böjstyvheten används vid beräkning av balkens nedböjning [5].

2.2.3 Krympning

I nygjuten betong finns vatten som helt eller delvis försvinner genom kemisk reaktion då betongen härdar, vilket tillsammans med eventuell uttorkning leder till att betongen krymper. Denna krympning ökar med tiden och den slutliga töjningen på grund av krympning efter lång tid $\varepsilon_{cs}(\infty)$ ligger mellan 0,1 – 0,5 ‰. Krympningen kan delas in i två olika typer av krympning, uttorkningskrympning och autogenkrympning. Uttorkningskrympningen sker under lång tid och beror på fuktigheten i det omgivande klimatet. Den autogena krympningen sker inuti betongen och sker främst under härdningens första dagar.

Den totala krympningen beräknas enligt:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad [\text{‰}] \quad (2.6)$$

Där ϵ_{cs} är total krympning.
 ϵ_{cd} är uttorkningskrympning.
 ϵ_{ca} är autogen krympning.

Uttorkningskrympningen ökar med tiden och beräknas enligt Eurokod [2] genom:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds}(t, t_s)k_h\epsilon_{cd,0} \quad [\%] \quad (2.7)$$

Där $\beta_{ds}(t, t_s)$ är tidsfunktion för uttorkningskrympning.
 k_h är en koefficient som beror av tvärsnittets storlek.
 $\epsilon_{cd,0}$ är startvärde för att kunna bestämma uttorkningskrympningen.

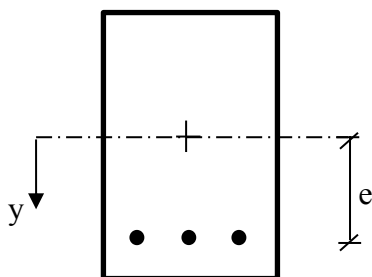
Den autogena krympningen beräknas enligt Eurokod genom:

$$\epsilon_{ca} = \beta_{as}(t)\epsilon_{ca}(\infty) \quad [\%] \quad (2.8)$$

Där $\beta_{as}(t)$ är tidsfunktion för autogen krympning.
 $\epsilon_{ca}(\infty)$ är slutvärdet för autogen krympning.

2.2.4 Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå

För att beräkna spänningen i betongen på spännarmeringens nivå används Naviers formel. Ett exempel på ett spännarmerat betongelementtvärsnitt visas i figur 2.5.



Figur 2.5 Ett spännarmerat betongelementtvärsnitt. Origo är beläget i betongtvärsnittets tyngdpunkt.

$$\sigma_{c,QP} = -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i e}{I_c} y + \frac{M}{I_c} y \quad [\text{Pa}] \quad (2.9)$$

Där	$\sigma_{c,QP}$	är spänningen i betongen vid dimensionerande moment vid kvasi-permanent lastkombination.
	P_i	är förspänningskraften.
	A_c	är betongens tvärsnittsarea.
	I_c	är betongens yttröghetsmoment.
	e	är avståndet från spännarmeringen till tvärsnittets tyngdpunkt.
	y	är y-koordinaten för den punkt där spänningen skall beräknas.
	M	är det dimensionerande momentet vid kvasi-permanent lastkombination.

[2]

2.2.5 Relaxation

Då armeringen utsätts för en konstant töjning kommer en tidsberoende minskning av spänningen ske vilken benämns som spänningsrelaxation. Relaxation beskriver sambandet mellan tid, deformation och spänning [6].

Spännarmeringens relaxation delas i Eurokod in i tre olika klasser. Klass 1 avser tråd eller lina med normal relaxation, klass 2 avser tråd eller lina med låg relaxation och klass 3 avser varmvalsade eller seghärdade stänger.

Relaxationsförlusten för de tre klasserna beräknas enligt:

Klass 1:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 5,39 \rho_{1000} e^{6,7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ [Pa]} \quad (2.10)$$

Klass 2:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ [Pa]} \quad (2.11)$$

Klass 3:

$$\Delta\sigma_{pr} = \sigma_{pi} 1,98 \rho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0,75(1-\mu)} 10^{-5} \text{ [Pa]} \quad (2.12)$$

Där	σ_{pi}	är förspänningen.
	ρ_{1000}	är värdet på relaxationsförlusten i procent efter 1000 timmar efter uppspanning vid 20°C.
	t	är tiden efter uppspanning i timmar.
	$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$, där f_{pk}	är karakteristiskt värde på spännarmeringens brottgräns.

ρ_{1000} för de olika klasserna är enligt Eurokod 2 [7] följande:

Klass 1: $\rho_{1000} = 8$

Klass 2: $\rho_{1000} = 2,5$

Klass 3: $\rho_{1000} = 4$

2.2.6 Spännkraftsförlust

Den tryckspänning som uppkommer vid tillverkning av förspända betongelement minskar med tiden på grund av betongens krympning och krypning samt stålets relaxation. Den totala spännkraftsförlusten efter lång tid beräknas enligt Eurokod 2 [7] (avsnitt 5.10.6, ekvation 5.46) enligt följande:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{E_p \varepsilon_{cs} + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c z_{cp}^2}{I_c} \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]} \text{ [N]} \quad (2.13)$$

Där	ΔP_{c+s+r}	är spännkraftsförlusten på grund av krympning, krypning och relaxation.
	A_p	är spännarmeringsarean.
	A_c	är betongarean
	$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$	är spänningsförlusten på grund av krympning, krypning och relaxation.
	ε_{cs}	är total krympning.
	$\Delta \sigma_{pr}$	är relaxationsförlusten.
	E_p	är armeringens E-modul.
	E_{cm}	är betongens E-modul.
	$\varphi(t, t_0)$	är kryptalet vid aktuell tidpunkt.
	$\sigma_{c,QP}$	är spänningen i betongen på spännstålets nivå, långtidslast (kvasi-permanent lastkombination).
	I_c	är betongens yttröghetsmoment.
	z_{cp}	är avstånd mellan spännarmering och betongtvärsnittets tyngdpunkt.

Den spännkraft som återstår efter lång tid beräknas enligt:

$$P_{\infty} = P_i - \Delta P_{c+s+r} \text{ [N]} \quad (2.14)$$

Där	P_{∞}	är spännkraften efter lång tid.
	P_i	är förspänningskraften omedelbart före avspänning.
	ΔP_{c+s+r}	är spännkraftsförlust på grund av krympning, krypning och relaxation.

[2]

2.2.7 Effektiv spännkraft

För att kunna ta hänsyn till den påverkan som långtidseffekterna har på spännarmeringen då de är helt utvecklade beräknas en effektiv spännkraft. Den effektiva spännkraften är kraften i spännarmeringen då spänningen i betongen på spännarmeringens nivå är noll. Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå beräknas med $y=e$ enligt Naviers formel.

$$\sigma_{cp\infty} = -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty}e}{I_c}y + \frac{M}{I_c}y \quad [\text{Pa}] \quad (2.15)$$

Där P_{∞} är spännkraften efter lång tid.

Om spänningen i betongen ($\sigma_{cp\infty}$) enligt ovan har ett negativt värde är betongen tryckt. För att spänningen i betongen ska öka till noll, på spännarmeringens nivå, tillkommer en tänkt korttidslast som bidrar till denna ökning. Spänningen i betongen kommer då ändras med $\Delta\sigma_c = \alpha_p|\sigma_{cp\infty}|$ och spänningen i spännarmeringen ökar med:

$$\alpha_p|\sigma_{cp\infty}| \quad [\text{MPa}] \quad (2.16)$$

$$\text{Där} \quad \alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} \quad [-] \quad (2.17)$$

Den spänning i spännarmeringen som fås motsvarar nolltöjningstillståndet och beräknas enligt:

$$\sigma_{p0\infty} = \frac{P_{\infty}}{A_p} + \alpha_p|\sigma_{cp\infty}| \quad [\text{Pa}] \quad (2.18)$$

Den effektiva spännkraften efter lång tid kan därefter beräknas genom:

$$P_{0\infty} = \sigma_{p0\infty}A_p \quad [\text{N}] \quad (2.19)$$

[8]

2.2.8 Nedböjning

Balkens totala nedböjning består av en elastisk nedböjning på grund av lasten och en oelastisk nedböjning till följd av krypning, krympning och relaxation.

För en fritt upplagd balk med jämt utbredd last beräknas den elastiska nedböjningen enligt [9]:

$$v = \frac{5qL^4}{384(E_{c,ef}I)_I} \text{ [m]} \quad (2.20)$$

Där q är den utbredda lasten.
 L är balkens spännvidd.
 $(EI)_I$ är balkens böjstyvhet i stadium I.

Den oelastiska deformationen uppkommer på grund av den återstående tryckkraften i spännarmeringen efter lång tid. Denna tryckkraft bidrar till en krökning av balken som ger en överhöjning. För en fritt upplagd balk beräknas denna överhöjning enligt [2]:

$$v_{\text{överhöjning}} = \frac{1}{r} \frac{L^2}{8} \text{ [m]} \quad (2.21)$$

$$\text{Där} \quad \frac{1}{r} = \frac{M}{(EI)_I} = \frac{P_{0\infty}e}{(EI)_I} \quad (2.22)$$

Där $P_{0\infty}$ är den effektiva spännkraften.
 e är avståndet från spännarmeringen till tvärsnittets tyngdpunkt.
 $(EI)_I$ är balkens böjstyvhet i stadium I.

Den totala nedböjningen efter lång tid erhålls genom att addera ovanstående nedböjning och överhöjning.

3 PRE-Stress

För beräkning av teoretisk nedböjning av håldäck används programmet PRE-Stress. Detta program är utvecklat av StruSoft AB [10].

3.1 Programmet PRE-Stress

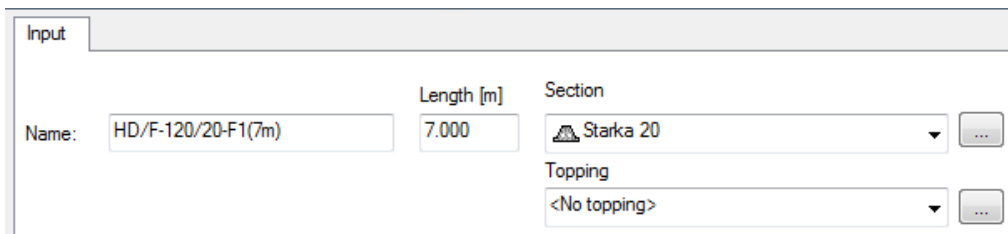
I PRE-Stress görs de numeriska beräkningarna enligt Eurokod EN 1992-1-1. Beräkningsmässigt består programmet av två delar, ”Analys” och ”Design”. I ”Analys” genomförs en finit elementanalys av balken och den modelleras då som ett 2D-balkelement. Nedböjningen (deformationsvektorn, a) är en del av resultatet från lösningen av ekvationssystemet $F = K \cdot a$. Snittkrafterna N , V och M (normalkraft, tvärkraft och böjmoment) ges av F . I denna beräkningsdel används Eurokod endast på så vis att de materialdata som används är enligt Eurokod. Den deformation som beräknas har en x - och en y -komponent.

I ”Design” görs beräkningarna enligt Eurokod och då beräknas moment- och tvärkraftskapaciteterna som därefter jämförs med de dimensionerande lasterna och då fås utnyttjandegraden. I denna del beräknas också förskjutningen (nedböjning/överhöjning) för balkelementet men tillskillnad från ”Analys” redovisas endast deformationens y -komponent [11] [12].

Långtidsnedböjningen som presenteras i detta examensarbete fås från ”Designläget”.

3.1.1 Geometri och modell

För att skapa en modell av håldäck väljs först vilken spännvidd, pågjutning och tvärsnittsform elementet ska ha. Denna funktion visas i figur 3.1.



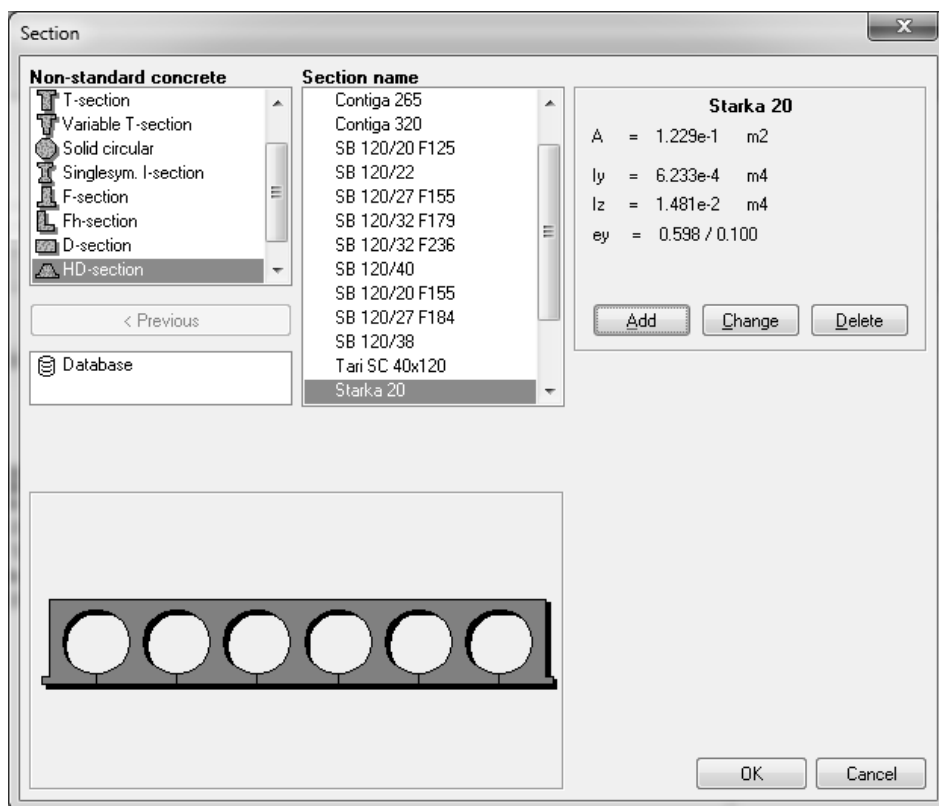
The screenshot shows the 'Input' window of the PRE-Stress software. It contains the following fields and controls:

- Name:** A text input field containing 'HD/F-120/20-F1(7m)'. To its right is a 'Length [m]' field containing '7.000'.
- Section:** A dropdown menu currently showing 'Starka 20' with a small icon of a concrete slab. To its right is a button with three dots.
- Topping:** A dropdown menu currently showing '<No topping>'. To its right is a button with three dots.

Figur 3.1. Indata för att beskriva håldäckets spännvidd, tvärsnitt och pågjutning.

Det finns ett antal färdiga tvärsnitt att välja mellan. Antigen kan dessa tvärsnitt användas eller så finns möjlighet att skapa egna som visas i figur 3.2. Utifrån

tvärsnittets geometri beräknas tvärsnittsarean, tröghetsmomenten och tyngdpunkten.



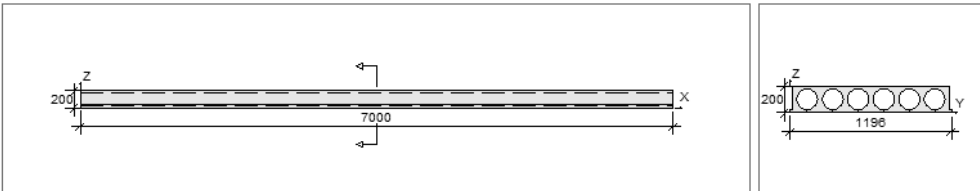
Figur 3.2. Indata för att beskriva tvärsnittets geometri [11].

3.1.2 Armering

Det finns förprogrammerade armeringsalternativ och det går även att skapa nya. Som visas i figur 3.3 placeras armeringen genom att ange dess koordinater i tvärsnittet och därefter kan armeringens indata specificeras som längd, diameter, förspänning och typ.

Långtidsdeformation av håldäcksplattor

Main reinforcement: Reinforcement details | Calculation settings | Beräkningsnitt



Side/Plane

ID	Start coordinate [mm]			Length [mm]	Diameter [mm]	Area [mm ²]	Pre-stress [MPa]	Full bond	Material
	x	y	z						
1	0	49	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
2	0	222	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
3	0	411	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
4	0	600	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
5	0	789	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
6	0	978	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7
7	0	1150	36	7000	9.3	52	1160	At no side	Y1860S7

X-coord. for section [mm]: 3500

Buttons: Edit recesses and core fillings, Edit reinforcement, Copy, Adjust measurement, Insert, Std reinforcement, Delete, Layer of reinforcement, Split

Figur 3.3. Indata för att beskriva armeringens placering, diameter, förspänning och typ.

Det finns tre olika typer av spännarmering, SS3615, SS3620 och Y1860S7. Då PRE-Stress beaktar relaxationen betar sig de tre materialen olika. SS3615 tillhör klass 1 (normal relaxationstyp) och SS3620 och Y1860S7 klass 2 (låg relaxationstyp) enligt kapitel 2.2.4 [11].

3.1.3 Laster

Baslastfall skapas som därefter används som laster i lastkombinationer. I figur 3.4 visas tre olika lastkombinationer som innehåller tre olika baslastfall. Dessa tre lastkombinationer (Release, Storage/Maturing och Final Stage) ses som tre olika tidpunkter under betongelementets livstid. Det finns ett beroende mellan de olika lastkombinationerna som gör att slutspänningen och sluttöjningen för varje lastkombination utgör startspänningen och starttöjningen för nästkommande lastkombination. Detta beroende är valbart och det går därför också att utföra beräkningar oberoende av varandra.

Lastfall: Lastfallsberoende parametrar

ID	Namn	Komb. av baslastfall (ex. 1.3*B1+0.7*B2)	Gräns-tillstånd	Typ	Beroende	Baslastfall:
1	Release	B1	SLS	Short		B1 Egenvikt
2	Storage/Maturing	B1	SLS	Long	1	B2 Nyttig last
3	Final stage (Long term)	B1+B3+0,3*B2	SLS	Long	2	B3 Last

Figur 3.4. Lastkombinationer för de tidpunkter som ska beräknas.

[11]

3.1.4 Långtidsparametrar

Hur mycket av krypning respektive krympning som har skett till och med de olika tidpunkterna anges under lastfallsberoende parametrar som visas i figur 3.5. Dessa parametrar går endast att ange för de lastfall som är av typen ”long”, se figur 3.4.

Lastfall Lastfallsberoende parametrar

Lastfall	Krytpal	Jämn krympning (promille)
Storage/Maturing	0.3	0.10
Final stage (Long tem)	2.7	0.30

Figur 3.5. Indata för långtidsparametrarna krypning och krympning.

[11]

3.1.5 Betongens materialegenskaper

Vilken hållfasthet, exponeringsklass och livslängd betongen har väljs separat för de olika tidpunkterna enligt figur 3.6.

Material

General

Exposure class: X0 Very dry

Life class: L50 W/c ratio

Quality control and reduced deviations

Reduced or measured geometrical data

Concrete (MPa)

Strength class: C32/40

Low strength variation (< 10 %)

f_{cd} 32.00

f_{ctd} 2.12

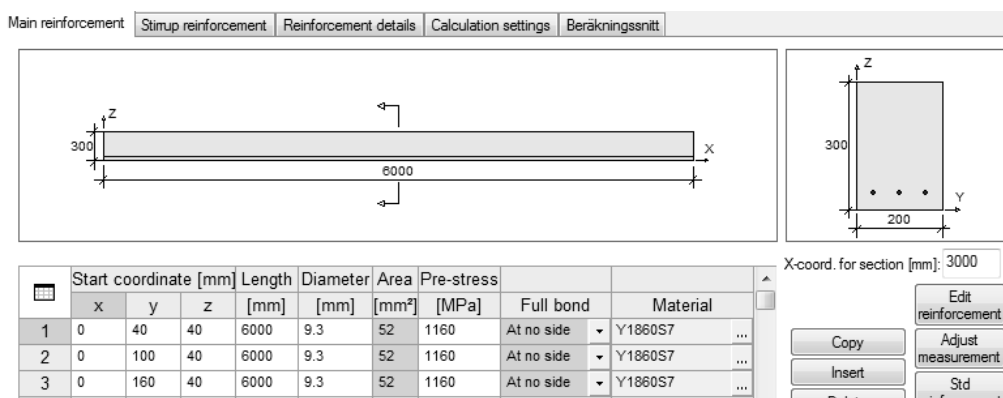
E_{0d} 33346

Figur 3.6. Betongens materialegenskaper.

[11]

3.2 Beräkningsmetod i PRE-Stress

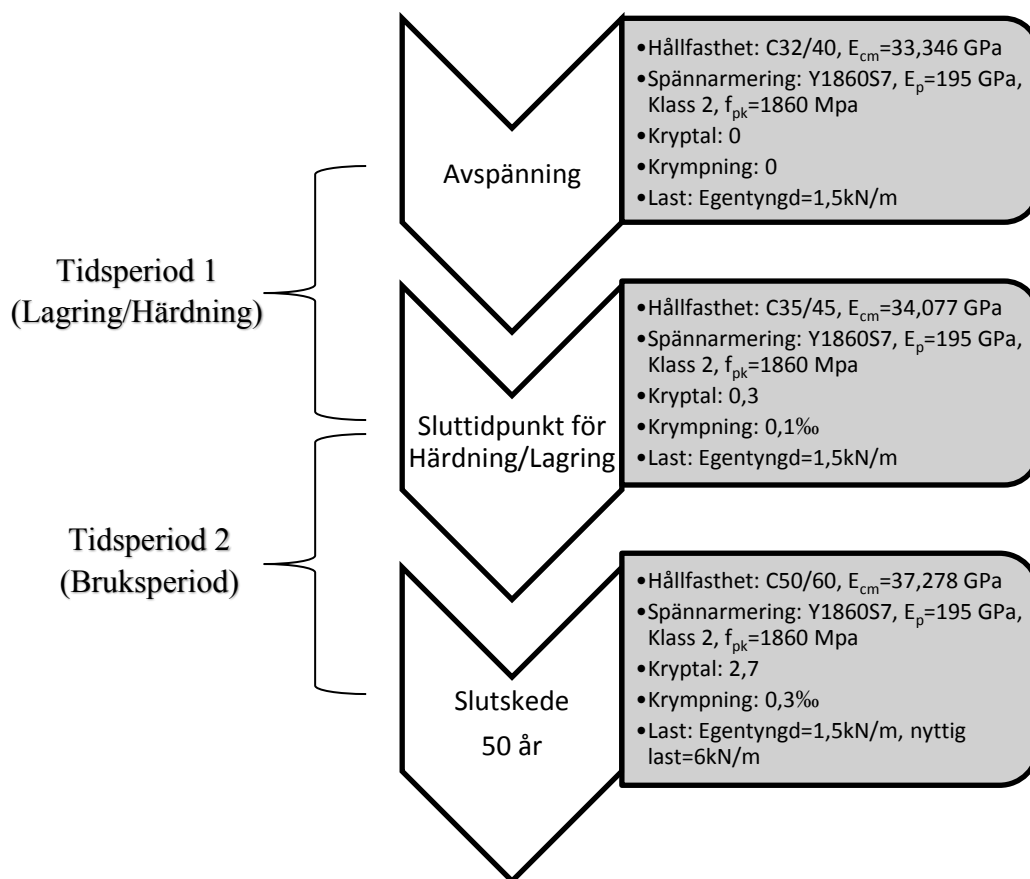
För att kunna redogöra för hur beräkningsmetoden fungerar i PRE-Stress har en deformationsberäkning utförts både för hand enligt Eurokod [7] och som en datorberäkning med hjälp av PRE-Stress. De två beräkningarna bygger på samma indata och förutsättningar. De två resultaten som erhålls från respektive beräkningar kommer att jämföras för att se hur väl de överensstämmer. Den balk som används för att genomföra jämförelsen visas i figur 3.7.



Figur 3.7. Geometri för den förspända balken.

3.2.1 Indata och antaganden

Genom beräkning i PRE-Stress fås ett värde för nedböjning/överhöjning för varje tidsperiod som studeras. Två tidsperioder studeras och i handberäkningarna beräknas deformationen i slutet av de två perioderna. Period 1 sträcker sig från avspänningen till och med slutet av härdning/lagring och period 2 från och med slutet av härdning/lagring till slutskedet för balkens livslängd som antas vara efter 50 år. Antaganden och indata för de olika tidpunkterna visas i figur 3.8.



Figur 3.8. Antaganden och indata för beräkning av långtidsnedböjningen för den förspända balken.

3.2.2 Beräkningsgång för nedböjningen för hand

För de två tidsperioderna genomförs två fristående handberäkningar som inte är sammankopplade på något sätt förutom att de totala långtidseffekterna krypning och krympning är fördelade mellan de två tidsperioderna. Nedböjningen beräknas vid två olika tidpunkter, då balken har lagrats/härdats och efter 50 år. Då den första tidpunkten studeras har en viss del av långtidseffekterna verkat och då tas endast en procentandel av de totala långtidseffekterna med i beräkningen. Därefter studeras nedböjningen av balken efter 50 år och då antas resterande del av långtidseffekterna verka [12].

I figur 3.8 visas långtidsparametrarna för de olika tidpunkterna. Det antas att 10 % av krypningen och att 25 % av krympningen sker under den första perioden vilket medför att 90 % av krypningen och 75 % av krympningen sker under den

andra. En förenkling som gjordes är att beroendet är borttaget i PRE-Stress för att en jämförelse med handberäkningar ska bli enklare att genomföra [12].

Beräkningen av deformationen görs enligt Eurokod 2 [7] och de formler som används visas i kapitel två. Den deformation som beräknas består av nedböjning på grund av lasten och krökning (överhöjning) på grund av den kvarstående spännkraften i spännarmeringen efter lång tid. För att erhålla den totala deformationen adderas de båda. Nedan visas ett beräkningsexempel för balken som är definierad i avsnitt 3.2.1 och i figur 3.7 och 3.8.

Tvårsnittparametrar

Tröghetsmomentet för betongen:

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0.2 \cdot 0.3^3}{12} = 4.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Betongens tvärsnittsarea:

$$A_c = bh = 0.2 \cdot 0.3 = 0.06 \text{ m}^2$$

Spännarmeringens area:

$$A_p = 3 \cdot 52 = 156 \text{ mm}^2$$

Förspänning:

$$\sigma_{pi} = 1160 \text{ MPa}$$

Tyngdpunkt:

$$TP = \frac{h}{2} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \text{ m}$$

Avstånd från tvärsnittets tyngdpunkt till spännarmeringen:

$$e = z_{cp} = y = \frac{h}{2} - z = \frac{0.3}{2} - 0.04 = 0.11 \text{ m}$$

Nedböjningen för den första tidsperioden: Avspänning-Härdning/Lagring

Kvasi-permanent lastkombination:

$$q_1 = 1.0G_{k,HDF} + 1.0\psi_2Q_k = 1.0 \cdot 1.5 + 0 = 1.5 \text{ kN/m}$$

Böjmoment:

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = \frac{1.5 \cdot 6^2}{8} = 6.75 \text{ kNm}$$

Effektiv elasticitetsmodul:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)} = \frac{34.077 \cdot 10^9}{1+0.3} = 26.213 \text{ GPa}$$

Total spännkraft:

$$P_i = 3 \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 3 \cdot 1160 \cdot 10^6 \cdot 52 \cdot 10^{-6} = 181 \text{ kN}$$

Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,QP} &= -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i e}{I_c} y + \frac{M_1}{I_c} y = \\ &= -\frac{181 \cdot 10^3}{0.06} - \frac{181 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 + \frac{6750}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 = -6.23 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relaxation:

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

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1160 \cdot 10^6}{1860 \cdot 10^6} = 0.624$$

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{pr} &= 3 \cdot 1160 \cdot 10^6 \cdot 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot 0.624} \left(\frac{438000}{1000}\right)^{0.75(1-0.624)} \cdot 10^{-5} = \\ &= 93.19 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Spännkraftsförlust:

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \Delta\sigma_{p.c+s+r} = A_p \frac{E_p \varepsilon_{cs} + 0.8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} = \\ &= 156 \cdot 10^{-6} \frac{195 \cdot 10^9 \cdot 0.1 \cdot 10^{-3} + 0.8 \cdot 3.106 \cdot 10^6 + \frac{195}{34.077} \cdot 0.3 \cdot 6.190 \cdot 10^6}{1 + \frac{195}{34.077} \cdot \frac{156 \cdot 10^{-6}}{0.06} \left(1 + \frac{0.06}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11^2\right) [1 + 0.8 \cdot 0.3]} = 14.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

Återstående spännkraft efter lång tid:

$$P_\infty = P_i - \Delta P_{c+s+r} = 181 - 14.43 = 166.57 \text{ kN}$$

Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå efter lång tid:

$$\sigma_{cp\infty} = -\frac{P_\infty}{A_c} - \frac{P_\infty e}{I_c} y + \frac{M_1}{I_c} y =$$

$$= -\frac{166.57 \cdot 10^3}{0.06} - \frac{166.57 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 + \frac{6750}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 = -5.60 \text{ MPa}$$

Spänningen i spännarmeringen då långtidseffekterna är helt utvecklade:

$$\sigma_{p0\infty} = \frac{P_{\infty}}{A_p} + \alpha_p |\sigma_{cp\infty}|$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{34.077} = 5.72$$

$$\sigma_{p0\infty} = \frac{166.57 \cdot 10^3}{156 \cdot 10^{-6}} + 5.72 \cdot 5.60 \cdot 10^6 = 1099.8 \text{ MPa}$$

Effektiv spännkraft i spännarmeringen:

$$P_{0\infty} = \sigma_{p0\infty} A_p = 1099.8 \cdot 10^6 \cdot 156 \cdot 10^{-6} = 171.6 \text{ kN}$$

Nedböjning på grund av jämnt utbredd last:

$$v = \frac{5q_1 L^4}{384 E_{c,ef} I} = \frac{5 \cdot 1.5 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 26.213 \cdot 10^9 \cdot 4.5 \cdot 10^{-4}} = 2.15 \text{ mm}$$

Krökning på grund av den effektiva spännkraften:

$$V_{\text{överhöjning}} = \frac{1}{r} \frac{L^2}{8} = \frac{P_{0\infty} e}{E_{c,ef} I} \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{171.6 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{26.213 \cdot 10^9 \cdot 4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{6^2}{8} = 7.20 \text{ mm}$$

Total nedböjning i slutet av period 2 (Härdning/lagring):

$$V_{\text{tot}} = V_{\text{överhöjning}} - v = 7.20 - 2.15 = 5.05 \text{ mm}$$

Nedböjningen för den andra tidsperioden: Härdning/Lagring-Slutskede, Bruksperiod (50år)

Kvasi-permanent lastkombination:

$$q_1 = 1.0G_{k,HDF} + 1.0\psi_2Q_k = 1.0 \cdot 1.5 + 0.3 \cdot 6 = 3.3 \text{ kN/m}$$

Böjmoment:

$$M_1 = \frac{q_1 \cdot L^2}{8} = \frac{3.3 \cdot 6^2}{8} = 14.85 \text{ kNm}$$

Effektiv elasticitetsmodul:

$$E_{c,ef} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi(\infty, t_0)} = \frac{37.278}{1+2.7} = 10.08 \text{ GPa}$$

Total spännkraft:

$$P_i = 3 \cdot \sigma_{pi} \cdot A_p = 3 \cdot 1160 \cdot 10^6 \cdot 52 \cdot 10^{-6} = 181 \text{ kN}$$

Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå:

$$\begin{aligned} \sigma_{c,QP} &= -\frac{P_i}{A_c} - \frac{P_i e}{I_c} y + \frac{M_1}{I_c} y = \\ &= -\frac{181 \cdot 10^3}{0.06} - \frac{181 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 + \frac{14850}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 = -4.25 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Relaxation:

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

$$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}} = \frac{1160 \cdot 10^6}{1860 \cdot 10^6} = 0.624$$

$$\Delta\sigma_{pr} = 3 \cdot 1160 \cdot 10^6 \cdot 0.66 \cdot 2.5 \cdot e^{9.1 \cdot 0.624} \left(\frac{438000}{1000}\right)^{0.75(1-0.624)} \cdot 10^{-5} =$$

$$= 93.19 \text{ MPa}$$

Spännkraftsförlust:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta\sigma_{p.c+s+r} = A_p \frac{E_p \varepsilon_{cs} + 0.8 \Delta\sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) |\sigma_{c,QP}|}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2\right) [1 + 0.8 \varphi(t, t_0)]} =$$

$$= 156 \cdot 10^{-6} \frac{195 \cdot 10^9 \cdot 0.3 \cdot 10^{-3} + 0.8 \cdot 83.87 \cdot 10^6 + \frac{195}{37.278} \cdot 2.7 \cdot 4.25 \cdot 10^6}{1 + \frac{195}{37.278} \cdot \frac{156 \cdot 10^{-6}}{0.06} \left(1 + \frac{0.06}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11^2\right) [1 + 0.8 \cdot 2.7]} = 26.88 \text{ kN}$$

Återstående spännkraft efter lång tid:

$$P_{\infty} = P_i - \Delta P_{c+s+r} = 181 - 26.88 = 154.12 \text{ kN}$$

Spänningen i betongen på spännarmeringens nivå efter lång tid:

$$\begin{aligned} \sigma_{cp\infty} &= -\frac{P_{\infty}}{A_c} - \frac{P_{\infty}e}{I_c}y + \frac{M_1}{I_c}y = \\ &= -\frac{154.12 \cdot 10^3}{0.06} - \frac{154.12 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 + \frac{14850}{4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot 0.11 = -3.082 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Spänningen i spännarmeringen då långtidseffekterna är helt utvecklade:

$$\sigma_{p0\infty} = \frac{P_{\infty}}{A_p} + \alpha_p |\sigma_{cp\infty}|$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{195}{37.278} = 5.23$$

$$\sigma_{p0\infty} = \frac{154.12 \cdot 10^3}{156 \cdot 10^{-6}} + 5.23 \cdot 3.082 \cdot 10^6 = 1004.1 \text{ MPa}$$

Effektiv spännkraft i spännarmeringen:

$$P_{0\infty} = \sigma_{p0\infty} A_p = 1004.1 \cdot 10^6 \cdot 156 \cdot 10^{-6} = 156.64 \text{ kN}$$

Nedböjning på grund av jämnt utbredd last:

$$v = \frac{5q_1 L^4}{384 E_{c,efl}} = \frac{5 \cdot 3.3 \cdot 10^3 \cdot 6^4}{384 \cdot 10.075 \cdot 10^9 \cdot 4.5 \cdot 10^{-4}} = 12.28 \text{ mm}$$

Krökning på grund av den effektiva spännkraften:

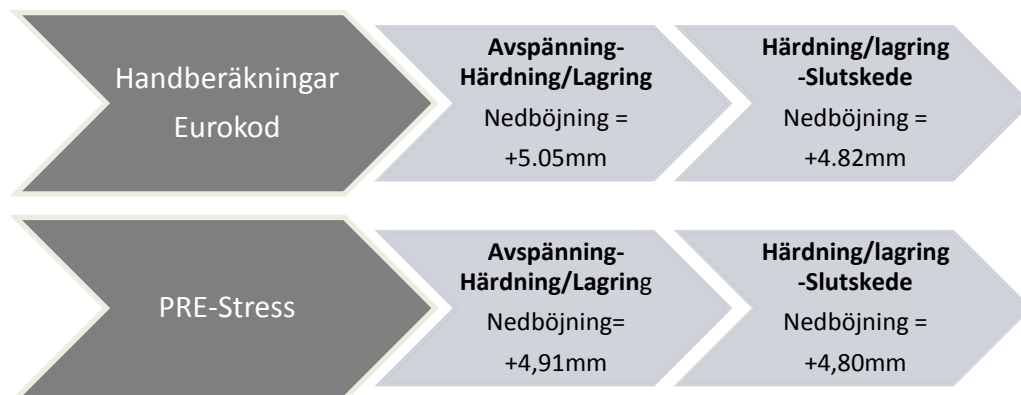
$$v_{\text{överböjning}} = \frac{1}{r} \frac{L^2}{8} = \frac{P_{0\infty} e}{E_{c,efl}} \cdot \frac{L^2}{8} = \frac{156.64 \cdot 10^3 \cdot 0.11}{10.075 \cdot 10^9 \cdot 4.5 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{6^2}{8} = 17.10 \text{ mm}$$

Total nedböjning i slutet av period 2 (Slutskede):

$$v_{\text{tot}} = v_{\text{överböjning}} - v = 17.10 - 12.28 = 4.82 \text{ mm}$$

3.2.3 Jämförelse mellan handberäkningar och PRE-Stress

Resultaten från nedböjningsberäkningarna visas i figur 3.9 och de visar på att det blir en liten skillnad i resultaten då nedböjningarna beräknas för hand jämfört med datorberäkning i PRE-Stress. Vad skillnaden i resultat kan bero på kommer att diskuteras i detta avsnitt.



Figur 3.9. Resultat från nedböjningsberäkningarna.

3.2.3.1 Beräkningsmetod

I PRE-Stress görs en finit elementanalys och de värden som direkt kopplas in i FE-lösaren itererar fram en lösning enligt vissa förbestämda konvergenskriterium (exempelvis tills förändringen i spricklängd/djup är försumbar). Det finns därför inga explicita formler i PRE-Stress då det gäller den generella hanteringen av exempelvis krypning, krympning och relaxation. Siffervärden för dessa deformationsfenomen kommer från Eurokod men dess inverkan på spänningarna i tvärsnittet är generella och formler som (2.13) som återfinns i kapitel 2 finns inte i PRE-Stress utan krypning och krympning adderas/subtraheras direkt på den töjning som föreligger i tvärsnittet från last. Relaxationen kommer in i ett annat skede då spänningen i varje lina reduceras med värden från (2.10 - 2.12). Detta medför att motsvarande värden som används i handberäkningarna även används i PRE-Stress men istället för att ta hänsyn till en sak i taget så hanteras allt på en och samma gång i ett system [12]. Detta kan vara en orsak till skillnaden i resultat.

Skillnaden kan också bero på att handberäkningar bygger på numeriska förenklingar och approximationer vilket datorberäkningar inte gör i samma utsträckning.

En annan sak som skiljer handberäkningarna och PRE-Stress åt är att PRE-Stress räknar direkt från differentialekvationer så att de färdiga formler som i

handberäkningarna används för att beräkna böjmoment och nedböjning i balkmitt ($qL^2/8$, $5qL^4/384EI$) inte används av programmet.

3.2.3.2 Indata och förutsättningar

I jämförelsen är handberäkningarna och datorberäkningarna gjorda på så vis att det ska vara så lika förutsättningar som möjligt för de båda. För att uppnå detta har endast ett lastfall (sluttidpunkt för tidsperioderna) åt gången beräknats i PRE-Stress eftersom det är så handberäkningarna är gjorda. De två olika handberäkningarna är inte kopplade på något sätt och då ska inte datorberäkningarna heller vara det för att en jämförelse ska bli så korrekt som möjligt. Om endast ett lastfall läggs in i PRE-Stress och detta lastfall betecknas som "long" kan förmodligen förutsättas att programmet beräknar den nedböjning som uppstår efter 50 år. Det finns inga indata som styr tiden utan det enda som påverkar tiden är långtidsparametrarna och genom att endast ha ett lastfall, och därmed endast ange ett värde för krympning och krypning, utgör detta lastfall 100 % av tiden, dvs. 50 år. Eftersom relaxationen har samma förhållande som krypningen i PRE-Stress, och det endast finns ett lastfall, kommer relaxationen bli så stor som den relaxation som skett efter 50 år. Då det gäller handberäkningarna medför ovanstående att den totala relaxationen som sker på 50 år används både i beräkning av sluttidpunkten för den första tidsperioden (avspänning – härdning/lagring) och den andra sluttidpunkten (slutskede).

3.2.3.3 Elastisk och oelastisk deformation

I Betonghandboken [13] står det att det är praktiskt att behandla yttre last och spännkraft var för sig. Nya beräkningar utförs för att då undersöka om det blir någon skillnad i resultat om de två olika typerna av deformation behandlas var för sig. De nya beräkningarna görs endast för den andra tidsperioden. I PRE-Stress görs två nya beräkningar. De två beräkningarna som utförs är en elastisk som endast beror av den yttre lasten och utan förspänningskraft och en oelastisk som görs med förspänning men med väldigt liten yttre last ($0,000001 \cdot$ lasten). Handberäkningarna är samma som i kapitel 3.2.2 och de elastiska och oelastiska resultaten tas från den beräkningen. Den kombinerade deformationen som redovisas i tabell 3.1 är den deformation som erhålls då beräkningen i PRE-Stress utförs på samma sätt som i avsnitt 3.2.1.

Tabell 3.1. Beräkningsresultat.

Beräkningsresultat		
Typ av deformation	Handberäkningar [mm]	PRE-Stress [mm]
Elastisk	-12,28	-12,32
Oelastisk	+17,10	+16,23
Total	+4,82	+3,91
Kombinerad	-	+4,80

I tabell 3.1 visas att den elastiska nedböjningen som beräknats är nästan samma oavsett om den beräknas med PRE-Stress eller för hand. Detta borde betyda att den stora skillnaden mellan PRE-Stress och handberäkningarna sker då förspänningskraften efter lång tid beräknas eftersom denna ligger till grund för beräkningen av överhöjning vilket är samma som beräkning av den oelastiska deformationen. Det bör även påpekas att den beräknade "kombinerade" nedböjningen i PRE-Stress skiljer sig jämfört med den totala (elastisk + oelastiskdeformation).

3.2.3.4 Elastisk och oelastisk deformation utan krympning

Långtidsparametrarna hanteras på olika sätt i PRE-Stress respektive handberäkningarna. Hur resultaten skiljer sig åt om krympningen sätts till noll visas i tabell 3.2.

Tabell 3.2. Beräkningsresultat utan krympning.

Beräkningsresultat utan krympning		
Typ av deformation	Handberäkningar [mm]	PRE-Stress [mm]
Elastisk	-12,28	-11,43
Oelastisk	+18,02	+17,11
Total	+5,74	+5,68
Kombinerad	-	+5,68

Den elastiska deformationen, beräknad i PRE-Stress, skiljer sig mellan resultaten i tabell 3.1 och 3.2. Detta innebär att även den elastiska deformationen beror av krympningen vilket inte tas med i handberäkningarna. I handberäkningarna beräknas den elastiska deformationen endast genom:

$$v = \frac{5q_1 L^4}{384E_{c,ef}I}$$

Den nedböjning som erhålls på grund av den yttre lasten beror inte på krympningen utan bara av krympningen vilket visar sig vara en stor skillnad.

En kommentar i det fall då osymmetrisk armeringsfördelning i tvärsnittet föreligger (som i detta fall) hindras betongkrympningen av armeringen vilket ger upphov till drag i ovankant vilket i sin tur resulterar i en nedböjning. Denna effekt tar PRE-Stress hänsyn till och det är förmodligen just här som handberäkningen och datorberäkningen skiljer sig åt.

I tabell 3.2 visas också att den ”kombinerade” och den ”totala” deformationen har samma värde. Detta tyder på att bortsett från krympningen så bygger den slutliga nedböjningen på samma princip som den i handberäkningarna. Däremot skiljer sig de elastiska och oelastiska resultaten åt i PRE-Stress och handberäkningarna och därför blir den slutliga nedböjningen olika.

3.2.3.5 Fortsatta beräkningar

I nästkommande kapitlet då långtidsnedböjningen för Starka Betongelements håldäcksplattor beräknas och presenteras kommer beroendet som beskrivs i avsnitt 3.1.3 att användas i beräkningarna i PRE-Stress. Beroendet mellan lastkombinationerna kommer användas för att det motsvarar verkligheten bättre men är svårt att förklara genom handberäkningar och är därför borttaget i ovanstående jämförelse.

4 Deformation av håldäck enligt PRE-Stress

4.1 Indata

För varje håldäck beräknas långtidsnedböjningen för ett stort antal spännvidder med en halvmeters intervall. De studerade håldäcken visas i tabell 4.1.

Tabell 4.1. Starka Betongelements sortiment av håldäcksplattor med tvärsnittsmått, armeringsinnehåll och spännvidd.

Håldäcksplattor				
Beteckning	Armeringsalternativ			Plattornas längd
	F1 [mm]	F2 [mm]	F3 [mm]	
HD/F 120/20	7 ϕ 9,3	4 ϕ 9,3+3 ϕ 12,5	2 ϕ 9,3+5 ϕ 12,5	6-9 m
HD/F 120/20-B	7 ϕ 9,3	4 ϕ 9,3+3 ϕ 12,5	2 ϕ 9,3+5 ϕ 12,5	6-9 m
HD/F 120/27	6 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5	7-13 m
HD/F 120/27-B	6 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5	7-12 m
HD/F 120/32	8 ϕ 12,5	11 ϕ 12,5	13 ϕ 12,5	9-16 m
HD/F 120/38	9 ϕ 12,5	11 ϕ 12,5	14 ϕ 12,5	10-18 m

4.1.1 Materialdata

Betong

- Betongens avspänningshållfasthet: C32/40
- Betongens hållfasthet 20 dagar efter avspänning: C35/45
- Betongkvalitet i slutskede: C50/60

- Betongens medelslutkrympning: 0,4 ‰
 - Krympningen 20 dagar efter avspänning antas vara 0,1 ‰
 - Krympningen vid 50 år antas vara 0,3 ‰

- Betongens krytpal: $\varphi=3,0$
 - Kryptalet 20 dagar efter avspänning antas vara $\varphi =1,5$
 - Kryptalet vid 50 år antas vara $\varphi =1,5$

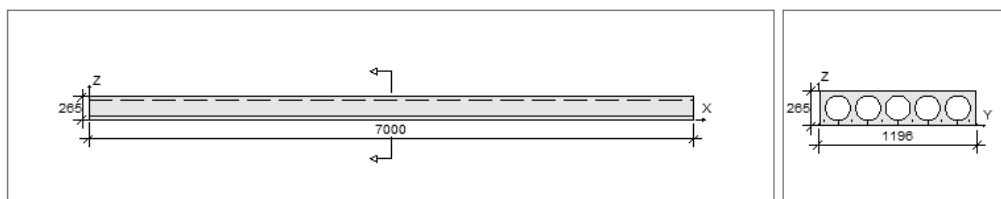
Spännarmering

- 7-trådig standardlina (Y1860S7) av låg relaxationstyp
- Linor $\phi 12,5$ mm spänns till 108 kN (1160 MPa)
- Linor $\phi 9,3$ mm spänns till 60 kN (1160 MPa)
- Snabb avspänning förutsätts

[3]

4.1.2 Geometri och modell

I PRE-Stress skapas modeller av håldäcksplattorna och i figur 4.1 visas en modell av HD/F 120/27.



Figur 4.1. Modell av en håldäcksplatta i PRE-Stress, i detta fall HD/F 120/27.

4.1.3 Laster

Den nyttiga lasten som används vid beräkning är kontorslast då kontor är den vanligaste byggnadstyp som Starka Betongelement uppför. Lasterna beräknas i bruksgränstillståndet och för korttidslasten (avspänning) används frekvent lastkombination och för långtidslasterna (härdning/lagring och slutskede) används kvasi-permanent lastkombination.

Plattans egentyngd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentyngd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Last från innerväggar: $0,35 \text{ kN/m}^2$

Installationer: $0,2 \text{ kN/m}^2$

Påggjutning: $0,75 \text{ kN/m}^2$

Summa: $1,3 \text{ kN/m}^2$

Last per meter: $1,3 \cdot 1,2 = 1,56 \text{ kN/m}$

Nyttig last, Q_k

Lokaltyp B (kontorslokaler): $2,5 \text{ kN/m}^2$

$\psi_2 = 0,3$

$\psi_1 = 0,5$

Last per meter: $2,5 \cdot 1,2 = 3 \text{ kN/m}$

Frekvent lastkombination, avspänning

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF}) + 1,0\psi_1 Q_k \text{ [N/m]} \quad (4.1)$$

Kvasi-permanent lastkombination, härdning/lagring

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF}) + 1,0\psi_2 Q_k \text{ [N/m]} \quad (4.2)$$

Kvasi-permanent lastkombination, slutskede

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \text{ [N/m]} \quad (4.3)$$

[5]

4.1.4 Härdning

Balken antas härda/lagras i 20 dagar och genom diskussion med Sven Persson [14] på Starka Betongelement AB har antaganden om hur stor andel krypning, krympning och härdning som sker de första 20 dagarna bestämts. Betongen antas även krympa jämt över hela tvärsnittet. Vid avspänning antas betongen ha uppnått betongkvaliteten C32/40, vid tidpunkten härdning/lagring, antas betongkvaliteten ha ökat till C35/45 och i slutskedet ha uppnått betongkvaliteten C50/60.

För de olika tidpunkterna antas en exponeringsklass. För avspänning och slutskede väljs X0 (armerat i mycket torr miljö) och för härdning/lagring väljs XC4 (cyklisk våt och torr) [5].

4.1.5 Krypning och krympning

Krypningen och krympningen är fördelade på härdning/lagring och på slutskedet. Fördelningen är enligt tabell 4.2.

Tabell 4.2. Fördelning av långtidsparametrarna krypning och krympning.

Långtidsparametrar		
	Kryptal	Krypning
Härdning/Lagring	1,5	0,1 ‰
Slutskede	1,5	0,3 ‰

4.1.6 Randvillkor

Håldäcken är fritt upplagda på två stöd. Placeringen av stöden skiljer sig för de olika tidpunkterna. Vid avspänning placeras de längst ut i kanten, vid lagring/härdning är avståndet mellan kanten och stöden 300 mm och i

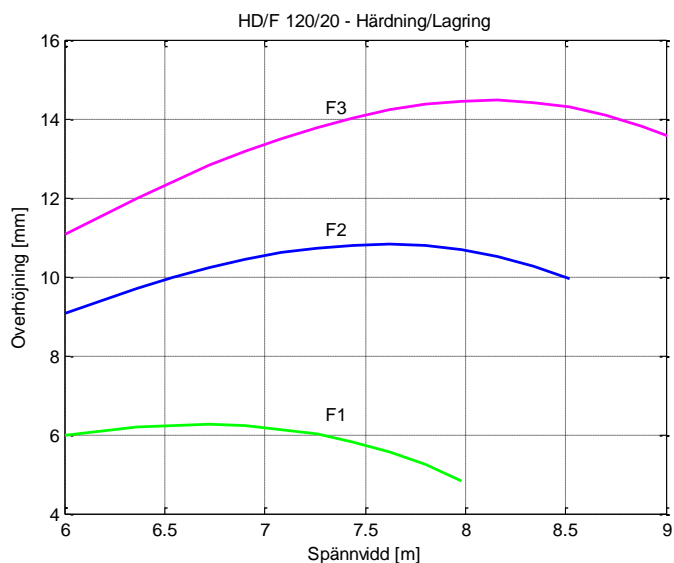
slutskedet är avståndet satt till 100 mm som ska motsvara upplagslängden som håldäcket kräver. De upplagsförhållande som råder visas i figur 4.2 [3].



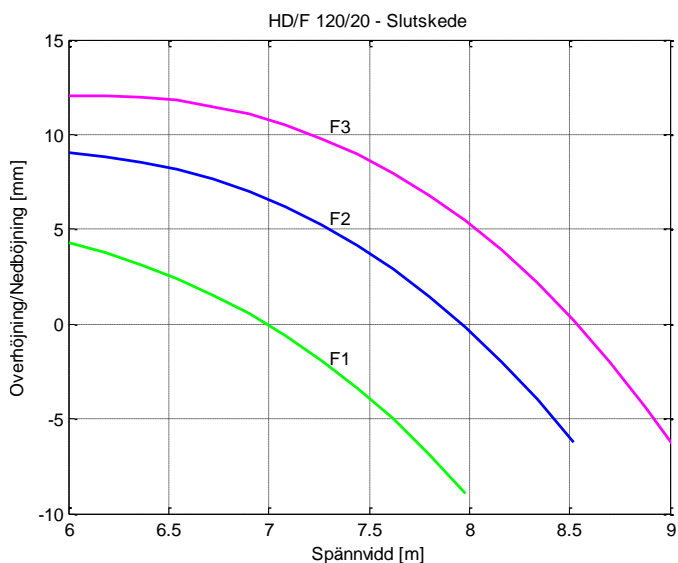
Figur 4.2. Upplagsförhållanden.

4.2 Resultat

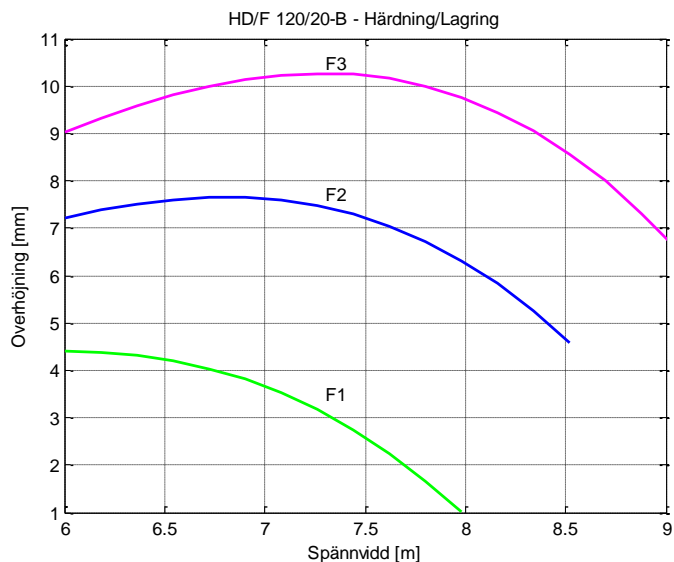
Utifrån PRE-Stress erhöles de i figurerna 4.3–4.14 visade överhöjningarna alternativt nedböjningarna av håldäckens mittpunkter vid tidpunkterna härdning/lagring och slutskede (50år). Benämning av håldäckstyp och armeringsalternativ anges i tabell 4.1.



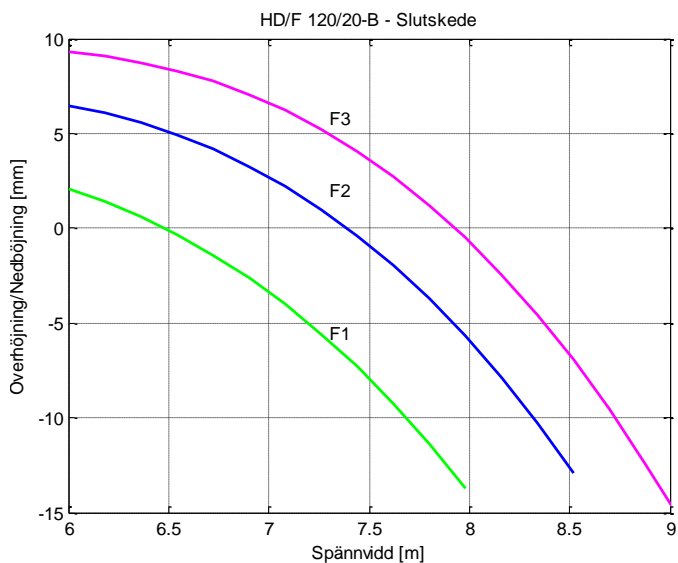
Figur 4.3. Överhöjning för HD/F 120/20 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning.



Figur 4.4. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/20 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.

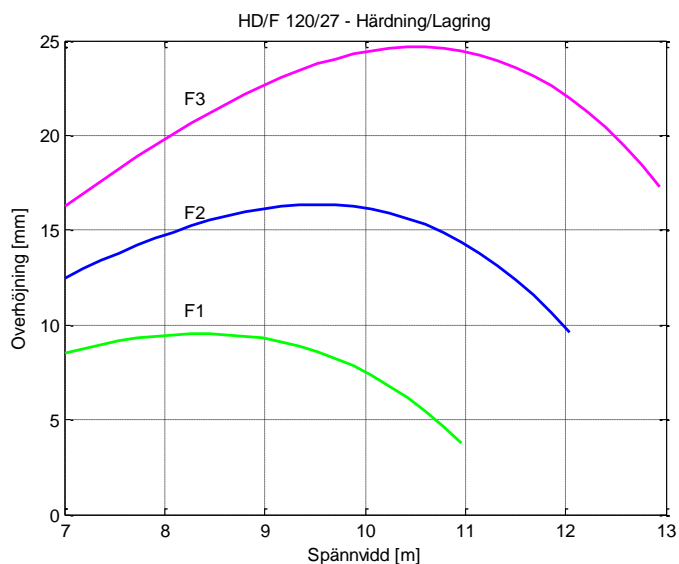


Figur 4.5. Överhöjning för HD/F 120/20-B med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning.

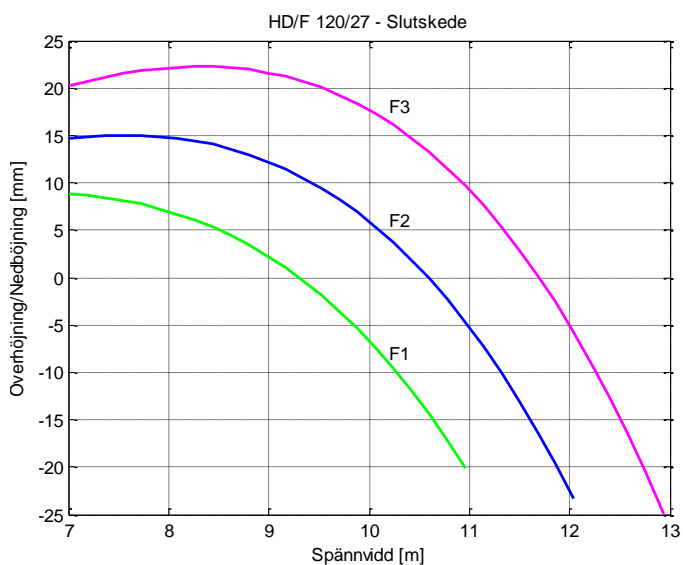


Figur 4.6. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/20-B med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.

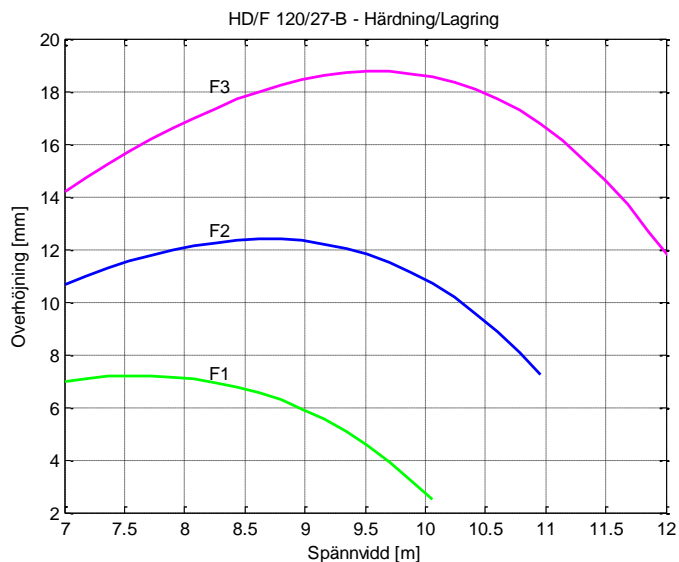
Långtidsdeformation av håldäcksplattor



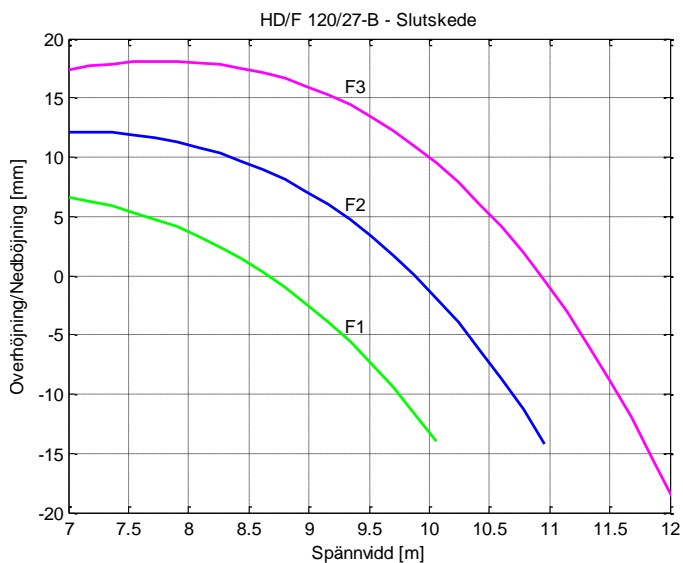
Figur 4.7. Överhöjning för HD/F 120/27 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning.



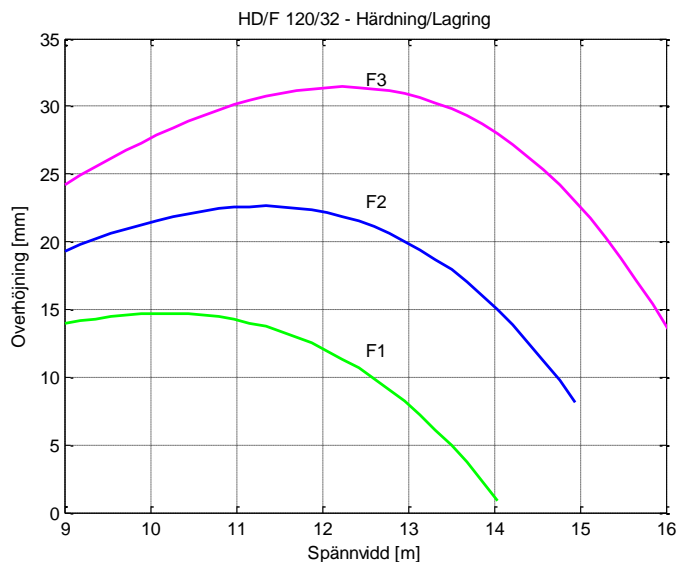
Figur 4.8. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/27 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.



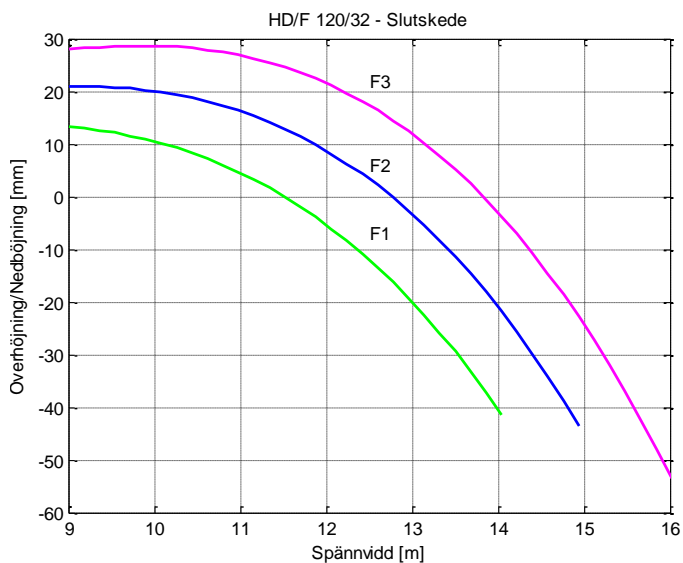
Figur 4.9. Överhöjning för HD/F 120/27-B med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning



Figur 4.10. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/27-B med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.

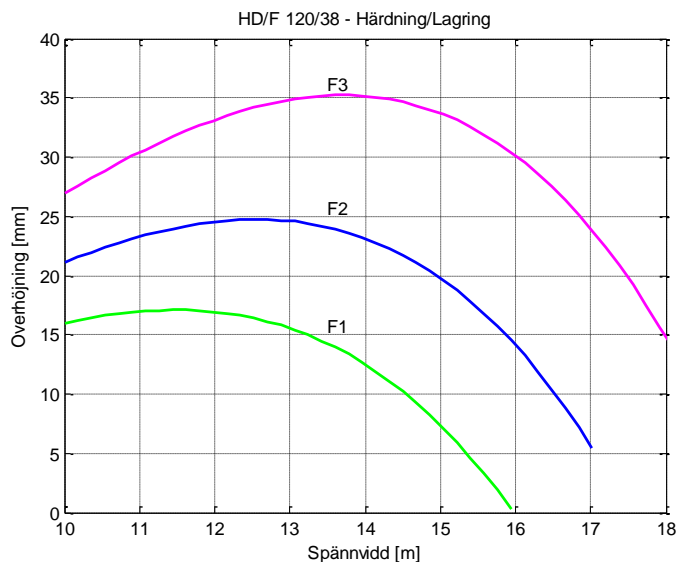


Figur 4.11. Överhöjning för HD/F 120/32 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning.

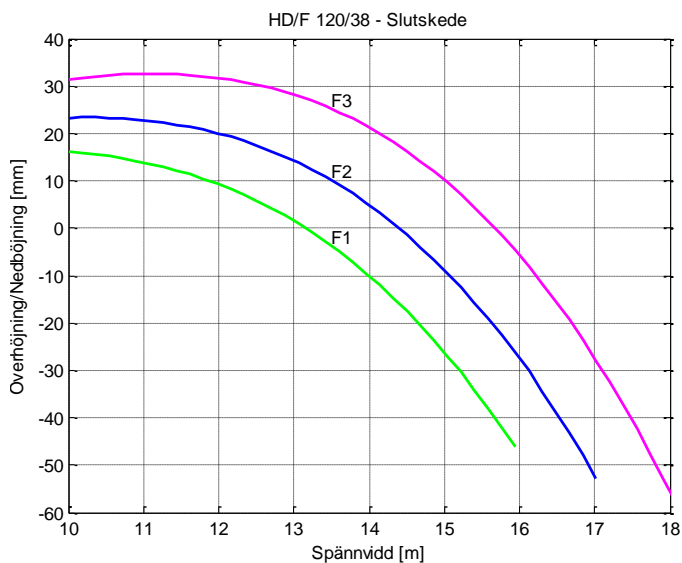


Figur 4.12. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/32 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.

Långtidsdeformation av håldäcksplattor



Figur 4.13. Överhöjning för HD/F 120/38 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 20 dagar efter avspänning.



7,7
Figur 4.14. Nedböjning/överhöjning för HD/F 120/38 med armeringsalternativ F1, F2 och F3 efter 50 år.

5 Beräkningsresultat från en tidigare studie

År 2003 gjorde Martin Karlsson ett examensarbete [15] på Avdelningen för konstruktionsteknik vid Lunds Tekniska Högskola i samarbete med Starka Betongelement AB. I examensarbetet studerades bland annat överhöjningen för Starkas håldäck 20 dagar efter avspänning. De håldäcksplattor som ingick i undersökningen var HD/F 120/27 och HD/F 120/32. Beräkningsprogrammet som användes för att beräkna överhöjning hette Spännbetongbalk och var utvecklat av StruSoft, liksom PRE-Stress som används i detta examensarbete.

År 2003 fanns det fyra armeringsalternativ per platta till skillnad från nu när det endast finns tre. Armeringsalternativen för de två aktuella plattorna var enligt tabell 5.1.

Tabell 5.1. Armeringsalternativen för HD/F 120/27 och HD/F 120/32.

Håldäcksplattor				
Beteckning	Armeringsalternativ			
	F1 [mm]	F2 [mm]	F3 [mm]	F4 [mm]
HD/F 120/27	8 ϕ 9,3	6 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5
HD/F 120/32	8 ϕ 12,5	10 ϕ 12,5	11 ϕ 12,5	13 ϕ 12,5

De tre alternativen som finns idag är identiska med tre av de som fanns 2003 med alternativens beteckningar har bytt namn.

- Gällande armeringsalternativen 2003 för HD/F 120/27 finns följande motsvarighet 2014:
 - F2(2003) motsvarar F1(2014).
 - F3(2003) motsvarar F2(2014).
 - F4(2003) motsvarar F3(2014).
- Gällande armeringsalternativen 2003 för HD/F 120/32 finns följande motsvarighet 2014:
 - F1(2003) motsvarar F1(2014).
 - F3(2003) motsvarar F2(2014).
 - F4(2003) motsvarar F3(2014).

5.1 Materialdata och laster

Beräkningen av överhöjningen för håldäcken är utförda för håldäck lagrade i 70 % RF och 90 % RF.

Betong

- Betongens elasticitetsmodul 20 dagar efter avspänning:
 - RF 70 %: 34 GPa
 - RF 90 %: 32,5 GPa
- Betongens krympning 20 dagar efter avspänning:
 - RF 70 %: 0,18 ‰
 - RF 90 %: 0,11 ‰
- Betongens krytpal 20 dagar efter avspänning:
 - RF 70 %: 0,95
 - RF 90 %: 0,58

Spännarmering

- 7-trådig standardlina (Y1860S7) av låg relaxationstyp
- Linor $\phi 12,5$ mm spänns till 108 kN (1160 MPa)
- Linor $\phi 9,3$ mm spänns till 60 kN (1160 MPa)
- Snabb avspänning förutsätts

Relaxationen som används beräknas enligt:

$$\chi(t) = 0,0113894 \cdot t^{0,1195}$$

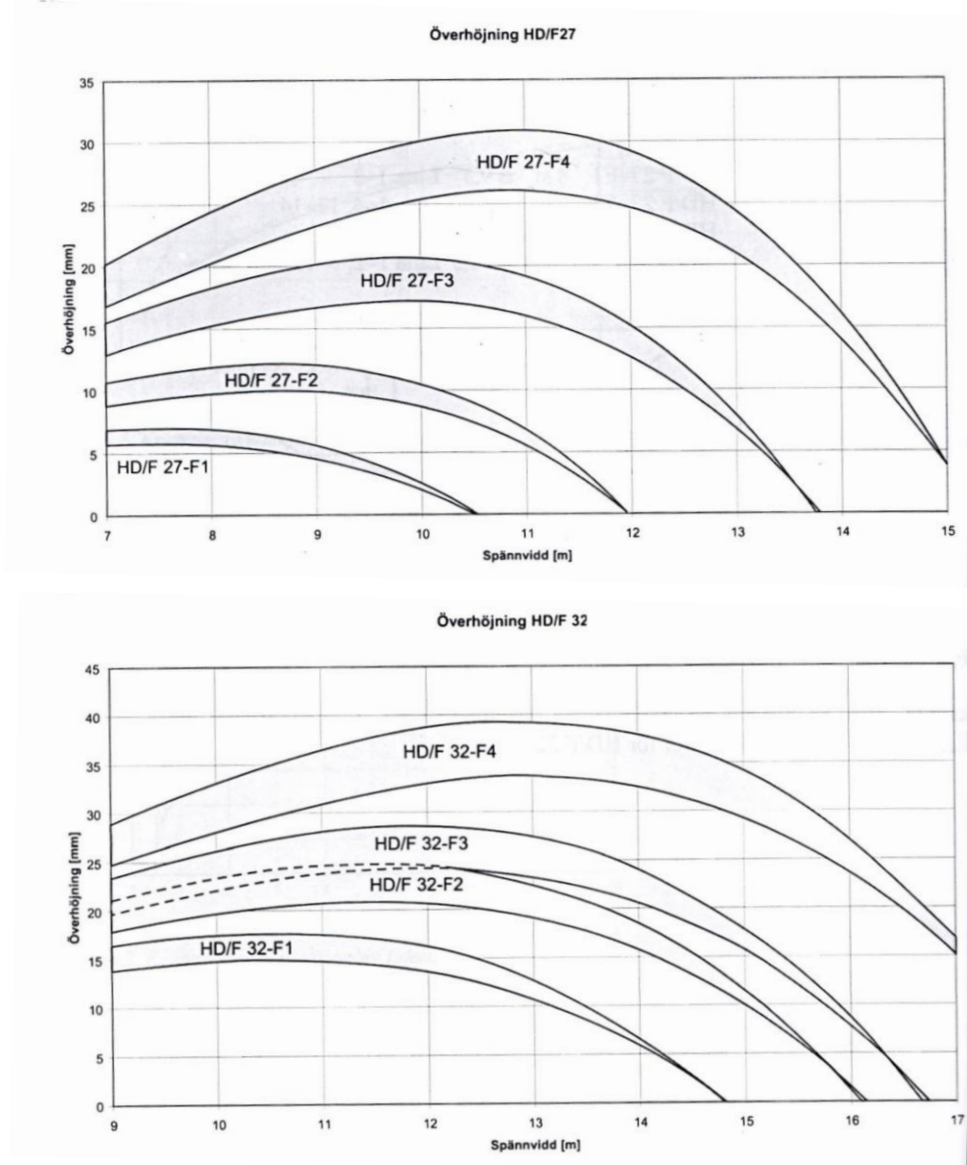
Där t är tiden efter avspänning.

Detta ger att relaxationen 20 dagar efter avspänning blir 2,4 % och den totala relaxationen efter 50 år blir 5,4 %. Procentandelen 20 dagar efter avspänning blir då 44 %.

Lasten som verkat på håldäcken under studien var endast dess egenvikt.

5.2 Resultat

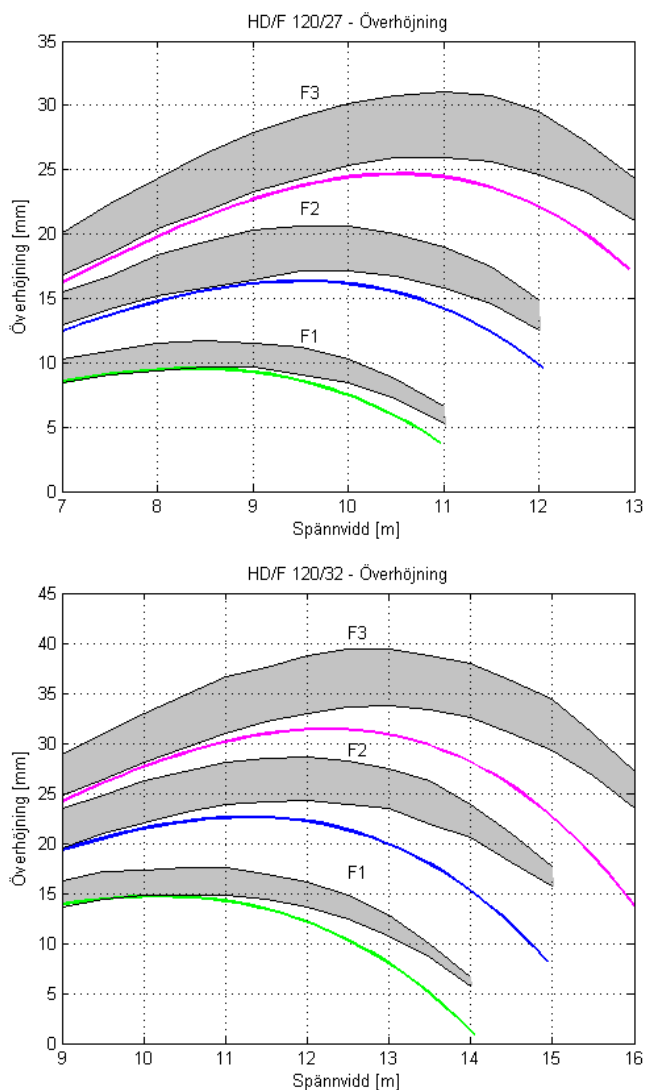
Beräkningen av överhöjningen gjordes för två olika fall, ett vid 70 % relativ fuktighet och ett vid 90 % relativ fuktighet. Överhöjningen 20 dagar efter avspänning för de två fallen i studien 2003 blev som visat i figur 5.1.



Figur 5.1. Överhöjning 20 dagar efter avspänning vid 70 % relativ fuktighet och vid 90 % relativ fuktighet enligt Martin Karlssons examensarbete. Den översta linjen motsvarar 70 % relativ fuktighet och den nedersta linjen 90 % relativ fuktighet [15].

5.3 Jämförelse mellan beräkningar och beräkningsresultat från tidigare studier

I detta avsnitt kommer likheter och skillnader jämföras mellan de beräknade överhöjningarna i kapitel 4.2 och de som Martin Karlsson beräknat 2003. I figur 5.2 visas överhöjningen för HD/F 120/27 och HD/F 120/32 från båda beräkningarna. De gråa fälten visar Karlssons resultat som är beräknade vid 70 % relativ fuktighet och vid 90 % relativ fuktighet. Den visar på att den beräknade överhöjningen i detta examensarbete är något lägre än den i Karlssons studie.



Figur 5.2. Jämförelse mellan överhöjningen i detta och i Karlssons examensarbete. Karlssons resultat är de gråa fälten och resultat från detta examensarbete är i grönt, blått och rosa.

5.3.1 Beräkningsprogram

Spännbetongbalk som Karlssons beräkningar är gjorda med är en föregångare till PRE-Stress. Den stora skillnaden mellan de båda programmen är att i Spännbetongbalk görs beräkningarna enligt BBK94 och i PRE-Stress enligt Eurokod.

Beräkning av nedböjningen i Spännbetongbalk görs genom grundekvationer enligt Bernoulli/Euler-balkteori. Genom integration av grundekvationen för böj- och stångverkan utan vridning erhålls nedböjningen. I PRE-Stress görs

däremot en finit elementanalys. Detta gör att det är två olika beräkningsmetoder som används i de två programmen, vilket gör det rimligt att de beräknade överhöjningarna kan bli något olika.

5.3.2 Indata

En skillnad i indata är vilket kryptal och hur stor del av krympningen som används i de olika lastskedena. I Karlssons modell är dessa värden beräknade och i detta examensarbete är de antagna efter diskussion med Starka Betongelement.

Trots att beräkningarna i Spännbetongbalk görs enligt BBK94 är de ovannämnda indata beräknade enligt Eurokod. Även relaxationen är beräknad, men då enligt BBK94, och denna kan anges fritt i de olika lastskedena i Spännbetongbalk till skillnad från PRE-Stress då relaxationen är fördelad på samma sätt som krypningen i de olika lastskedena. Eftersom relaxationen är fördelad på samma sätt som krypningen innebär det att 50 % av den totala relaxationen har skett 20 dagar efter avspänning i detta examensarbete. I Karlssons studie är relaxationen endast 44 % vilket är något lägre än den relaxation som används i detta examensarbete. Denna minskning i relaxation bidrar till att spännkraftförlusterna blir något mindre vilket ger en större överhöjning på grund av den kvarstående spännkraften i spännarmeringen.

För att undersöka hur krypningen och krympningen påverkar överhöjning, då den beräknas i PRE-Stress, har ett antal olika indata för långtidsparametrarna testats. Denna undersökning har gjorts på HD/F 120/32 med armeringsalternativ F2 och en spännvidd på 15 m. Resultaten från denna undersökning visas i tabell 5.2.

Tabell 5.2. Resultat för överhöjning med olika värden för krympning och krympning.

Resultat	
Långtidsparametrar	Överhöjning för HD/F 120/32 – F2 Spännvidd 13m
Kryptal:1,5 Krympning:0,1 ‰	+19,92
Kryptal:0,6 Krympning:0,1 ‰	+16,30
Kryptal:2 Krympning:0,1 ‰	+20,65
Kryptal:1,5 Krympning:0,05 ‰	+20,48
Kryptal:1,5 Krympning:0,2 ‰	+18,81

Resultaten visar på att den totala överhöjningen ökar då kryptalet ökar samt när krympningen minskar. Jämförelsevis förhåller sig långtidsparametrarna på så vis att krympningen är något större och kryptalet mindre i Karlssons examensarbete än i detta examensarbete. Detta borde innebära att den totala överhöjningen från Karlssons studie skulle vara något mindre, än den som beräknats i detta examensarbete, vilket inte är fallet. I kapitel 2.2.8 beskrivs formlerna för beräkning av överhöjning på grund av den kvarstående spännkraften och nedböjningen på grund av yttre last. Den effektiva elasticitetsmodulen påverkas av kryptalet på så vis att den blir lägre då kryptalet är stort. Nedböjningen och överhöjningen påverkas i sin tur av den effektiva elasticitetsmodulen på så vis att både överhöjningen och nedböjningen blir större då kryptalet är stort. Eftersom den enda lasten som verkar på håldäcket är dess egenvikt blir inte nedböjningen så stor vilket gör att den ökning som sker av överhöjning ger större inverkan än den ökade nedböjningen på grund av lasten. Därmed bidrar det högre kryptalet till större total överhöjning.

6 Mätningar av långtidsnedböjning

För att få fram en mittnedböjning för håldäcksplattorna mättes först upplagens höjdläge. Medelvärdet av upplagens läge jämfördes sedan med höjdläget för plattans mittpunkt. Den differens som uppstår ger deformationen.

I tidigare nedböjningsberäkningar (kapitel 4) har den nyttiga lasten antagits vara kontorslast samt att det har funnits en övrig last från innerväggar och installationer. För att en jämförelse ska kunna genomföras mellan teoretiska och uppmätta värden görs en ny beräkning i PRE-Stress med laster som stämmer bättre överens med det aktuella mätobjektet.

6.1 Mätmetod och mätinstrument

För att mäta nedböjningen används två olika mätmetoder. Vid takhöjd över tre meter används en distanslasermätare som mäter avståndet mellan golv och platta. Detta avstånd mäts vid upplagen samt vid plattans mittpunkt. Därefter används en rotationslaser för horisontell avvägning för att kontrollera om golvet är plant. I figurerna 6.1-6.3 visas de mätinstrument som har använts.

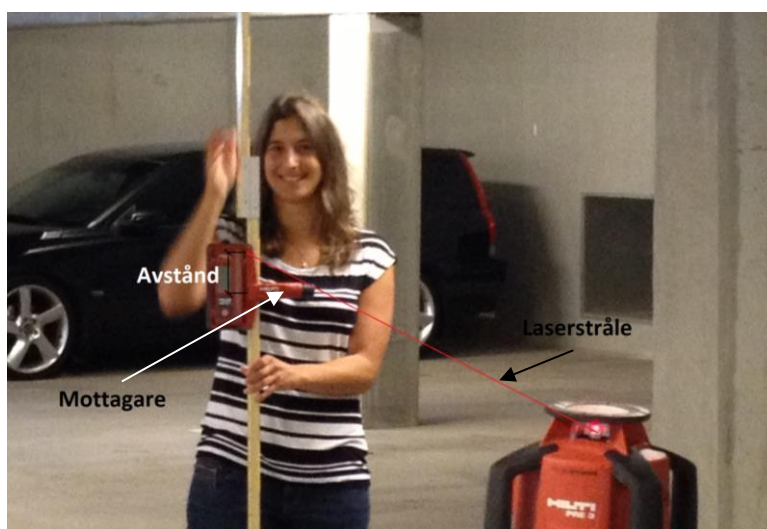


Figur 6.1. Laserdistansmätare.



Figur 6.2. Rotationslaser, mottagare och mätpinne.

Vid takhöjd lägre än tre meter används endast rotationslasern. I detta fall används den för att mäta nivåskillnaden på undersida platta. Med hjälp av en mottagare, som är fastsatt på en pinne, visas avståndet mellan laserstrålen från rotationslasern och mottagaren. På mottagaren anges vilket avstånd det är mellan laserstrålen och mottagaren. Det anges även om laserstrålen befinner sig över eller under mätaren. Denna mätning görs även här vid upplag samt vid plattans mittpunkt. Denna mätmetod visas i figur 6.4.



Figur 6.3. Mätinstrument.



Figur 6.4. Mätmetod vid takhöjd lägre än 3 meter.

6.2 Biltema i Kristianstad

Håldäcken på Biltema i Kristianstad används som takbjälklag. Lasten utgörs av snölast, håldäckets egenvikt och takets egenvikt (isolering och papp). Håldäcken tillverkades år 2006.

6.2.1 Mätning av långtidsnedböjning

- Håldäcken som studeras har spännvidden 15 m och är av typen HD/F 120/32-F2.
- Mätning med hjälp av laserdistansmätare från golv till håldäck vid tre punkter (upplagen och plattmitt).
- Rotationslaser för att kontrollera hur plant golvet är.
- Justering av avstånden då hänsyn tas till golvet's nivåskillnader.

Mätresultaten blev följande:

Tabell 6.1. Mätresultat från Biltema i Kristianstad.

Mätresultat					
	Spännvidd [m]	Mätpunkter [mm]			Deformation [mm]
Håldäck: HD/F 120/32		Upplag	Plattans mittpunkt	Upplag	
1 (F2)	15	7989	7996	7980	
Golvnivå		2	0	5	
Justerat värde		7987	7996	7975	+15
2 (F2)	15	7977	7987	7954	
Golvnivå		5	5	2	
Justerat värde		7972	7982	7952	+20
3 (F2)	15	7884	7891	7882	
Golvnivå		0	2	5	
Justerat värde		7884	7889	7877	+8,5
4 (F2)	15	7881	7898	7882	
Golvnivå		5	2	5	

Långtidsdeformation av håldäcksplattor

Justerat värde		7876	7896	7877	+19,5
Medelvärde					+15,75

6.2.2 Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjning

Plattans egentygnd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentygnd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Papp: 0,1 kN/m²

Isolering: 0,05 kN/m²

Summa: 0,15 kN/m²

Last per meter: 0,15 · 1,2 = 0,18 kN/m

[14]

Nyttig last, Q_k

Snölast

$$Q_k = \mu_i C_e C_t s_k \quad (6.1)$$

Där μ_i är en formfaktor som beror av takytans form.
 C_e är exponeringsfaktor som beror av topografin.
 C_t är termisk koefficient som beror av energiförluster genom taket, normalt 1,0.
 s_k är snölastens grundvärde på tak.

$$Q_k = 0,8 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,5 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Last per meter: } Q_k = 1,2 \cdot 1,2 = 1,44 \text{ kN/m}$$

$$\psi_2 = 0,1 \text{ för snölast } (1,0 \leq s_k \leq 2,0)$$

$$\psi_1 = 0,3 \text{ för snölast } (1,0 \leq s_k \leq 2,0)$$

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \quad (6.2)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_1 Q_k \quad (6.3)$$

[5]

Resultat från PRE-Stress utifrån ovanstående förutsättningar visas i tabell 6.2.

Tabell 6.2. Resultat från beräkningar i PRE-Stress.

Resultat		
Håldäcksplatta	Spännvidd [m]	Deformation [mm]
HD/F 120/32-F2		
Kort tid	15	+4,75
Lång tid	15	-9,08

6.2.3 Sammanställning

Håldäcksplattorna har endast varit belastat i 8 år. Beräkning av långtidsdeformation görs då de varit belastade i 50 år och därför jämförs mätvärdet främst med korttidsdeformationen. Den verkliga överhöjningen är då $15,75 - 4,75 = 11$ mm större än den beräknade. Om jämförelse görs med beräknad långtidsdeformation blir den verkliga överhöjningen $15,75 - (-9,08) = 24,83$ mm större än den beräknade

6.3 Cityhuset i Karlshamn

Håldäcken som mäts på Cityhuset i Karlshamn används som mellanbjälklag i ett parkeringshus. Lasterna utgörs av håldäckets egenvikt, egenvikt från asfaltsbeläggningen och lasten från de parkerade bilarna. Håldäcken tillverkades år 2010.

6.3.1 Mätning av långtidsnedböjning

- De studerade plattorna har spännvidden 10,5 m och de är av typ HD/F 120/27-F2.
- Avvägningsinstrument används för att mäta nivåskillnaden för håldäcket. Mätresultaten är sträckan mellan mätinstrumentet på pinnen till mottagaren som står på stativ.

Tabell 6.3. Mätresultat från Cityhuset i Karlshamn.

Mätresultat					
	Spännvidd [m]	Mätpunkter [mm]			Deformation [mm]
Håldäck: HD/F 120/27		Upplag	Plattmitt	Upplag	
1 (F2)	10,5	-45	-30	-45	+15
2 (F2)	10,5	-45	-35	-50	+12,5
3 (F2)	10,5	-50	-35	-50	+15
4 (F2)	10,5	-45	-35	-50	+12,5
5 (F2)	10,5	-40	-30	-45	+12,5
6 (F2)	10,5	-40	-30	-45	+12,5
7 (F2)	10,5	-40	-30	-45	+12,5
8 (F2)	10,5	-40	-30	-40	+10
Medelvärde					+12,8

6.3.2 Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjning

Plattans egentyngd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentyngd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Asfalt: $1,1 \text{ kN/m}^2$

Last per meter: $1,1 \cdot 1,2 = 1,32 \text{ kN/m}$

[14]

Nyttig last, Q_k

Parkeringshus: 2,5 kN/m²

Last per meter: $Q_k = 2.5 \cdot 1.2 = 3$ kN/m

$\psi_2 = 0,6$ (Parkeringshus)

$\psi_1 = 0,7$ (Parkeringshus)

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \quad (6.4)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_1 Q_k \quad (6.5)$$

[5]

Resultat från PRE-Stress utifrån ovanstående förutsättningar blev följande:

Tabell 6.4. Resultat från beräkningar i PRE-Stress.

Resultat		
Håldäcksplatta HD/F 120/27-F2	Spännvidd [m]	Deformation [mm]
Kort tid	10,5	+6,69
Lång tid	10,5	-3,12

6.3.3 Sammanställning

Håldäcksplattorna har endast varit belastade i 4 år. Beräkning av långtidsdeformation görs då de varit belastade i 50 år och därför jämförs mätvärdet främst med korttidsdeformationen. Den verkliga överhöjningen är då 12,8-6,69=6,11 mm större än den beräknade. Om jämförelse görs med beräknad långtidsdeformation blir den verkliga överhöjningen 12,8-(-3,12)=15,92 mm större än den beräknade

6.4 Sockertången i Lund

Sockertången är ett flerfamiljshus i Lund. Håldäcken som mäts används som gårdsbjälklag och tillverkades år 2011. Lasten utgörs av håldäckets egenvikt, jord, pågjutning och nyttig last från gården.

6.4.1 Mätning av långtidsnedböjning

- De studerade plattorna har spännvidden 10 - 10,8 m och de är av typ HD/F 120/32-F2.
- Rotationslaser och mottagare används för att mäta nivåskillnaden för håldäcket. Mätresultaten är avståndet mellan mottagaren på pinnen till den roterande lasern.

Tabell 6.5. Mätresultat från Sockertången i Lund.

Mätresultat					
	Spännvidd [m]	Mätpunkter [mm]			Deformation [mm]
Håldäck: HD/F 120/32		Upplag	Plattmitt	Upplag	
1 (F2)	10,8	+3	+3	-39	+21
2 (F2)	10,7	+2	0	-39	+18,5
3 (F2)	10,7	+11	+8	-37	+21
4 (F2)	10,6	+7	+5	-34	+18,5
5 (F2)	10	-33	0	-23	+28
6 (F2)	10	-36	-7	-29	+25,5
7 (F2)	10	-39	-10	-34	+26,5
8 (F2)	10	-39	-9	-34	+27,5

6.4.2 Beräkningar av långtidsnedböjningen

Plattans egentyngd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentyngd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Jord (300 mm): $5,4 \text{ kN/m}^2$

Pågjutning (50 mm): $1,25 \text{ kN/m}^2$

Last per meter: $(5,4 + 1,25) \cdot 1,2 = 7,98 \text{ kN/m}$

Nyttig last, Q_k

Gårdsbjälklag: 4,0 kN/m²

Last per meter: $Q_k = 4,0 \cdot 1,2 = 4,8$ kN/m

$\psi_2 = 0,6$ (gårdsbjälklag)

$\psi_1 = 0,7$ (gårdsbjälklag)

[16]

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \quad (6.6)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_1 Q_k \quad (6.7)$$

[5]

Resultat från PRE-Stress utifrån ovanstående förutsättningar blev följande:

Tabell 6.6. Resultat från beräkningar i PRE-Stress.

Resultat		
Håldäcksplatta HD/F 120/32-F2	Spännvidd [m]	Deformation [mm]
Korttid	10,8	+3,11
Långtid		-18,16
Korttid	10,7	+3,79
Långtid		-16,40
Korttid	10,6	+4,45
Långtid		-14,69
Korttid	10	+7,68
Långtid		-5,87

6.4.3 Sammanställning

Håldäcksplattorna har endast varit belastade i 3 år. Beräkning av långtidsdeformation görs då de varit belastade i 50 år och därför jämförs mätvärdet främst med korttidsdeformationen. För håldäcken som har en spännvidd på 10 m blir den genomsnittliga överhöjningen 26,9 mm. Detta visar på att den verkliga överhöjningen blir $26,9 - 7,68 = 19,22$ mm större än den beräknade. Om jämförelse görs med beräknad långtidsdeformation blir den verkliga överhöjningen $26,9 - (-5,87) = 32,77$ mm större än den beräknade.

6.5 Kv. Skrovet i Malmö

Kv. Skrovet är ett parkeringshus som heter P-huset Dockan och ligger i Malmö. Håldäcken som mäts i P-huset Dockan används som mellanbjälklag i ett parkeringshus. Lasterna utgörs av håldäckets egenvikt, asfaltsbeläggningens egenvikt och lasten från de parkerade bilarna. Håldäcken tillverkades år 2008.

6.5.1 Mätning av långtidsnedböjning

- De studerade plattorna har spännvidden 14,8 m och de är av typ HD/F 120/32-F2.
- Avvägningsinstrument används för att mäta nivåskillnaden för håldäcket. Mätresultaten är sträckan mellan mätinstrumentet på pinnen till mottagaren som står på stativ.

Tabell 6.7. Mätresultat från Kv. Skrovet, P-huset Dockan i Malmö.

Mätresultat					
	Spännvidd [m]	Mätpunkter [mm]			Deformation [mm]
Håldäck: HD/F 120/32		Upplag	Plattmitt	Upplag	
1 (F2)	14,8	8	3	-20	+9
2 (F2)	14,8	13	3	-24	-8,5
3 (F2)	14,8	10	5	-34	+17
4 (F2)	14,8	28	26	0	+12
5 (F2)	14,8	29	25	2	+9,5
6 (F2)	14,8	29	22	-2	+8,5
7 (F2)	14,8	22	20	-13	+15,5
8 (F2)	14,8	23	16	-13	+11
Medelvärde					+11,4

6.5.2 Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjningen

Plattans egentyngd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentyngd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Asfalt: $1,1 \text{ kN/m}^2$

Last per meter: $1,1 \cdot 1,2 = 1,32 \text{ kN/m}$

[14]

Nyttig last, Q_k

Parkeringshus: 2,5 kN/m²

Last per meter: $Q_k = 2.5 \cdot 1.2 = 3$ kN/m

$\psi_2 = 0,6$ (Parkeringshus)

$\psi_1 = 0,7$ (Parkeringshus)

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \quad (6.8)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_1 Q_k \quad (6.9)$$

[5]

Resultat från PRE-Stress utifrån ovanstående förutsättningar blev följande:

Tabell 6.8. Resultat från beräkningar i PRE-Stress.

Resultat		
Håldäcksplatta HD/F 120/32-F2	Spännvidd [m]	Deformation [mm]
Kort tid	14,8	-13,31
Lång tid	14,8	-49,74

6.5.3 Sammanställning

Håldäcksplattorna har endast varit belastade i 6 år. Beräkning av långtidsdeformation görs då de varit belastade i 50 år och därför jämförs mätvärdet främst med korttidsdeformationen. Den verkliga överhöjningen är då $11,4 - (-13,31) = 24,71$ mm större än den beräknade. Om jämförelse görs med beräknad långtidsdeformation blir den verkliga överhöjningen $11,4 - (-49,74) = 61,14$ mm större än den beräknade.

6.6 Kv. Leksaken 1 i Lund

Kv. Leksaken 1, även kallat Diamanten, är ett flerfamiljshus i Lund. Håldäcken som mäts används som gårdsbjälklag och tillverkades år 2003. Lasten utgörs av håldäckets egenvikt, jord, pågjutning och nyttig last från gården.

6.6.1 Mätning av långtidsnedböjning

- De studerade plattorna har spännvidden 9,9 - 10,9 m och de är av typ HD/F 120/27-F3.
- Rotationslaser och mottagare används för att mäta nivåskillnaden för håldäcket. Mätresultaten är avståndet mellan mottagaren på pinnen till den roterande lasern.

Tabell 6.9. Mätresultat från Kv. Leksaken, Diamanten, i Lund.

Mätresultat					
	Spännvidd [m]	Mätpunkter [mm]			Deformation [mm]
Håldäck: HD/F 120/27		Upplag	Plattmitt	Upplag	
1 (F3)	10,9	-10	10	-16	+23
2 (F3)	10,8	-38	-29	-33	+6,5
3 (F3)	10,6	-52	-28	-41	+18,5
4 (F3)	10,5	27	52	37	+20
5 (F3)	10,3	10	34	22	+18
6 (F3)	10,2	0	18	4	+16
7 (F3)	10,0	-17	3	-10	+16,5
8 (F3)	9,9	-31	-6	-19	+19

6.6.2 Beräkningar av korttids- och långtidsnedböjningen

Plattans egentyngd, $G_{k,HDF}$

Plattans egentyngd: bestäms utifrån tvärsnittens geometri i PRE-Stress.

Övriga laster, $G_{k,last}$

Jord (300 mm): $5,4 \text{ kN/m}^2$

Pågjutning (50 mm): $1,25 \text{ kN/m}^2$

Last per meter: $(5,4 + 1,25) \cdot 1,2 = 7,98 \text{ kN/m}$

Nyttig last, Q_k

Gårdsbjälklag: 4,0 kN/m²

Last per meter: $Q_k = 4,0 \cdot 1,2 = 4,8$ kN/m

$\psi_2 = 0,6$ (gårdsbjälklag)

$\psi_1 = 0,7$ (gårdsbjälklag)

[16]

Kvasi-permanent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_2 Q_k \quad (6.10)$$

Frekvent lastkombination

$$q_d = 1,0(G_{k,HDF} + G_{k,last}) + 1,0\psi_1 Q_k \quad (6.11)$$

[5]

Resultat från PRE-Stress utifrån ovanstående förutsättningar blev följande:

Tabell 6.10. Resultat från beräkningar i PRE-Stress.

Resultat		
Håldäcksplatta HD/F 120/27-F3	Spännvidd [m]	Deformation [mm]
Korttid	10,9	-5,30
Långtid	10,9	-41,37
Korttid	10,8	-4,01
Långtid	10,8	-38,29
Korttid	10,6	-1,59
Långtid	10,6	-32,46
Korttid	10,5	-0,47
Långtid	10,5	-29,72
Korttid	10,3	+1,63
Långtid	10,3	-24,55
Korttid	10,2	+2,60
Långtid	10,2	-22,13
Korttid	10,0	+4,38
Långtid	10,0	-17,59
Korttid	9,9	+5,22
Långtid	9,9	-15,44

6.6.3 Sammanställning

Håldäcksplattorna har endast varit belastade i 11 år. Beräkning av långtidsdeformation görs då de varit belastade i 50 år och därför jämförs mätvärdet främst med korttidsdeformationen. Den verkliga överhöjningen är i genomsnitt då $17,19 - 0,31 = 16,88$ mm större än den beräknade. Om jämförelse görs med beräknad långtidsdeformation blir den verkliga överhöjningen i genomsnitt $17,19 - (-27,69) = 44,88$ mm större än den beräknade.

6.7 Jämförelse mellan mätresultat och beräknade resultat

Alla mätvärden utom ett visar på att plattorna är överhöjda. Mätningarna visar också att överhöjningen i genomsnitt är större än den beräknade trots att korttidsdeformation använts. Det mätvärde som är negativt, och då betyder att håldäcksplattan böjer ner, mättes i parkeringshuset på Kv Skrovet i Malmö. Denna nedböjning beror antagligen på ett mätfel eftersom de intilliggande plattorna inte böjer ner. Det förhåller sig även så att samtliga mätvärden ger en överhöjning som jämfört med korttidsdeformationen är 6-24 mm större än de beräknade värdena och för långtidsdeformationen 16-61 mm större än de beräknade värdena.

6.7.1 Mätobjekt

Starka Betongelements håldäckstillverkning startade 1990 och därför är de äldsta byggnaderna med håldäcksbjälklag eller tak endast 24 år gamla. Det var en svårighet att hitta så gamla byggnader där det gick att komma åt och mäta, d.v.s. de fall då det inte fanns något undertak. På grund av denna svårighet är mätobjekten endast 3-11 år gamla. Beräkningarna som görs baseras på att håldäckets livslängd är 50 år och den långtidsdeformation som beräknas görs efter 50 år. I PRE-Stress går inte tiden att styra men det går att skapa en korttidslastkombination och då beräkna vilken deformation som uppstår efter denna korttidslast. För denna korttidslast anges ingen av långtidsparametrarna krypning och krympning. Hur lång tid som egentligen har passerats vid denna korttidslast går inte att fastställa men resultatet från detta lastfall stämmer bättre överens med mätresultaten än långtidslastfallet.

6.7.2 Felkällor vid mätning

För ett av mätobjekten (Biltema i Kristianstad) användes distanslasermätaren som mätinstrument för att mäta avståndet från golv till håldäcksplatta. På denna mätare finns det inget lod och därför är det svårt att veta om mätaren står i lod och genom detta mäta det kortaste avståndet mellan golv och tak. Eftersom det är förhållandet mellan de tre mätpunkterna, vid håldäckets mittpunkt och upplag, som avgör hur stor deformationen blir är det viktigt att det blir det kortaste avståndet som mäts.

I PRE-Stress är stöden placerade 100 mm från håldäckets kant. I verkligheten varierar detta avstånd vilket kan ge skillnad i resultat. Mätningarna är gjorda så nära balken som håldäcket är upplagt på som möjligt. Detta är gjort för att överhöjningen eller nedböjningen av håldäcket ökar mest nära upplagen och

planar ut närmare plattmitt. För att få det största förhållandet och därmed största nedböjning eller överhöjning är det viktigt att mäta så nära upplagen som möjligt.

6.7.3 Indata

Vid beräkningar används de dimensionerande lasterna och inte de laster som faktiskt belastar håldäcket. I beräkningarna finns det säkerhetsfaktorer vars funktion är att förstora lasten så att beräkningarna blir på säkra sidan. Dessa säkerhetsfaktorer överskattar den lasten som belastar håldäcket i verkligheten och därför kommer den beräknade nedböjningen oftast att vara större än den uppmätta.

Värdena för långtidsparametrarna krypning och krympning är bestämda efter diskussion med Starka Betongelement AB. Hur stor krypning och krympning som har skett vid de olika lastskedena (tidpunkterna) som klassas som "långtidslastfall" är svårt att avgöra. Dock finns det bra värden för slutkrypning och slutkrympning så långtidsdeformationen som är beräknad efter 50 år bör stämma bäst med verkligheten om jämförelsen görs med håldäcksplattor är 50 år gamla.

7 Slutsats och framtida studier

Resultaten i detta examensarbete visar på att beräkningar med datorprogrammet PRE-Stress är mer på säkra sidan än beräkningar för hand enligt Eurokod men skillnaden är inte så stor. I verkligheten visar det sig att håldäcksplattorna är mer överhöjda än vad de två sätten att räkna på enligt Eurokod ger. Därför stämmer beräkningarna gjorda för hand bättre överens med verkligheten än vad datorberäkningarna med PRE-Stress gör. Skillnaden i resultat från PRE-Stress vid kort belastningstid, jämfört med mätvärdena, skiljer sig så mycket som 6-24 mm. Om jämförelsen görs med beräkningsresultat för lång belastningstid blir skillnaden ännu större.

Enligt den tidigare studien som Karlsson utförde 2003 blev resultaten beträffande överhöjningen 20 dagar efter avspänning högre än de som redovisas i detta examensarbete.

Den beräknade långtidsnedböjningen för håldäcksplattorna som presenteras i kapitel 4 förutspås att vissa håldäcksplattor böjer ner efter lång tid men detta stämmer inte med de mätningar som gjorts. Enligt mätningarna böjer inga plattor ner under noll utan alla är överhöjda. I framtiden då Starka Betongelements håldäck varit belastade i 50 år hade det varit intressant att göra mätningar på samma mätobjekt och då undersöka om de har böjt ner eller om de fortfarande är överhöjda.

8 Referenser

- [1] M. Pajari och H. Koukkari, ”Shear resistance of PHC slabs supported on beams. I: Tests,” *Journal of Structural Engineering.*, 1998.
- [2] B. Engström, ”Design and analysis of prestressed concrete structures,” Chalmers University of Technology, Göteborg, 2011.
- [3] I. Crabbe, ”Godkännandehandlingar för håldäcksplattor av betong,” STARKA Betongelement AB, Kristianstad, 2013.
- [4] T. Isaksson, A. Mårtensson och S. Thelandersson, *Byggkonstruktion*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [5] T. Isaksson och A. Mårtensson, *Byggkonstruktion - Regel- och formelsamling*, Lund: Studentlitteratur AB, 2010.
- [6] P. G. Burström, *Byggnadsmaterial - Uppbyggnad, tillverkning och egenskaper*, Lund: Studentlitteratur AB, 2007.
- [7] European Committee for Standardisation, European Standard, EN 1992-1-1. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2005.
- [8] Svenska Betongföreningen, ”Svenska Betongföreningens handbok till Eurokod 2 (Volym II),” Svenska Betongföreningen, Stockholm, 2012.
- [9] S. Heyden, O. Dahlblom, A. Olsson och G. Sandberg, *Introduktion till strukturmekanik*, Lund: Studentlitteratur AB, 2008.
- [10] ”StruSoft,” 10 april 2014. [Online]. Available: <http://www.strusoft.com/about-us>.
- [11] Structural Design Software in Europe AB, ”Concrete Prestressed 6,” 2008.
- [12] P. Olsson, Malmö: StruSoft, 2014.

- [13] I. Karlsson, Betonghandboken - Konstruktion, Örebro: AB Svensk Byggtjänst, 1990.
- [14] S. Persson, Kristianstad: Starka Betongelement AB, 2014.
- [15] M. Karlsson, ”Deformationstillstånd hos håldäcksplattor,” Lunds Universitet, Lund, 2003.
- [16] C. Nilsson, Kristianstad: Starka Betongelement AB, 2014.