

CHALMERS



Inverkan av krympning på kraftomlagring och sprickbildning i efterspända samverkansbjälklag

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CAMILLA JUTHAGE

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg 2005
Examensarbete 2005:107

EXAMENSARBETE 2005:107

Inverkan av krympning på kraftomlagring och sprickbildning i efterspända samverkansbjälklag

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CAMILLA JUTHAGE

Institutionen för bygg- och miljöteknik
Avdelningen för Konstruktionsteknik
Betongbyggnad
CHALMERS TEKNISKA HÖGSKOLA
Göteborg, 2005

Inverkan av krympning på kraftomlagring och sprickbildning i efterspända samverkansbjälklag

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CAMILLA JUTHAGE

© CAMILLA JUTHAGE, 2005

Examensarbete 2005:107

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Betongbyggnad

Chalmers tekniska högskola

412 96 Göteborg

Telefon: 031-772 10 00

Omslag:

Parkeringshus med samverkansbjälklag, AstraZeneca/Göteborg. Foto: Per Hilmersson

Reproservice/Institutionen för bygg- och miljöteknik

Göteborg 2005

Influence of shrinkage on force redistribution and cracking in post-tensioned composite slabs

Master's Thesis in Civil Engineering

CAMILLA JUTHAGE

Department of Civil and Environmental Engineering

Division of Structural Engineering

Concrete Structures

Chalmers University of Technology

ABSTRACT

This Master's thesis has been carried out based on the initiative of Flygfältsbyrån, Per Hilmersson and with support from Chalmers University of Technology.

An effective and cheap way of building parking decks is through post-tensioned composite slabs. In a composite slab the concrete is cast in a corrugated steel sheet, which acts as a remaining formwork. Parking decks have been studied and when the composite slab in these parking decks was designed they were assumed to be crack free. Although the cracks shouldn't be a problem cracks often appeared between the slab and beam in the studied parking decks. It was assumed that crack formation could develop through force redistribution caused by drying shrinkage.

The aim of the master's project was mainly to establish a beam model able to consider the effects of shrinkage and use it to evaluate the risk of cracking on top of parking decks.

The drying shrinkage is a volume reduction that occurs because of the moisture loss when the concrete has hardened. The actual moisture profile of the slab was estimated and by that the distribution of the shrinkage strain across the section. The shrinking strain was calculated by using the Betonghandbok - Material and Eurocode 2.

The geometry of the beam model was based on the studied parking decks and the flexural rigidity was assumed to be constant along the whole beam. The beam model was besides the elementary load cases subjected to the influence of distribution of strain shrinkage, the restraint from the corrugated steel sheet and possible influence of uneven temperature.

In parametric studies it was evident that it was not possible to neglect the shrinking due to drying shrinkage, the restraint from the corrugated steel sheet, restraint from columns and possible influence of uneven temperature. The prestressing force was too low when the slab was subjected to all these effects. The calculated tensile stresses on the top of the slab became larger than flexural tensile strength and cracks developed on the top of the slab. This was concluded to be the likely cause of why the studied parking decks would have cracking.

Key words: *Shrinkage, force redistribution, crack formation, post-tensioning, composite slabs, concrete, parking decks*

Inverkan av krympning på kraftomlagring och sprickbildning i efterspända samverkansbjälklag

Examensarbete inom civilingenjörsprogrammet Väg- och vattenbyggnad

CAMILLA JUTHAGE

Institutionen för bygg- och miljöteknik

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Betongbyggnad

Chalmers tekniska högskola

SAMMANFATTNING

Examensarbetet har genomförts vid Flygfältsbyrån, på initiativ av Per Hilmersson och med stöd från Chalmers tekniska högskola.

Ett effektivt och billigt sätt att bygga parkeringsdäck är genom efterspända samverkansbjälklag. I ett samverkansbjälklag gjuter man betong i en tunnplåtsprofil (armeringsplåt), som fungerar som en kvarsittande form. Befintliga parkeringsdäck har studerats och när dessa samverkansbjälklag dimensionerades antogs de vara sprickfria vid normal användning. Trots denna dimensioneringsprincip förekommer det att sprickbildning uppstår i anslutningen mellan platta och balk. Sprickbildningen förmodas uppkomma genom kraftomlagring i parkeringsdäcket på grund av ojämn uttorkningskrympning.

Målet med examensarbetet var först och främst att formulera en teoretisk balkmodell som tar hänsyn till krympningens effekter och genom den utvärdera risken för sprickbildning på ovasida bjälklag.

Uttorkningskrympning är den volymminskning som sker på grund av fuktavgång efter det att betongen har hårdnat. För att kunna beräkna krympfördelning över tvärsnittet för en betongkonstruktion uppskattades den aktuella fuktprofilen med hjälp av beräkningsprogrammet TorkaS. Krympning vid olika tidpunkter efter gjutning togs fram med hjälp av modellerna i Betonghandbok - Material och Eurocode 2.

En balkmodell skapades, där den geometriska utformningen byggde på de befintliga parkeringsdäcken. Böjstyvheten antogs vara konstant i hela balken. Utöver de elementära lastfallen togs hänsyn till krökning av krympfördelning, tvånget från armeringsplåt och eventuell inverkan av ojämn temperatur.

I parameterstudier visade det sig att det inte var uttorkningskrympningen i sig som gjorde att dragspänningen blev för stor, utan det var en kombination utav olika inverknings. Det var tydligt att det inte gick att försumma krympningen och dess fördelning på grund av uttorkning över tiden, tvång från armeringsplåt, tvång från pelarna eller eventuell inverkan av ojämn temperatur. Förspänningen var för låg när bjälklaget utsattes för dessa effekter. Beräknad dragspänningen på bjälklagets ovasida blev större än böjdraghållfastheten och sprickor hade uppstått på bjälklagets ovasida. Detta var den troliga orsaken till varför sprickbildning har uppstått i de befintliga parkeringsdäcken.

Nyckelord: *Krympning, krympfördelning, kraftomlagring, sprickbildning, efterspänning, samverkansbjälklag, betong, parkeringsdäck*

Innehåll

ABSTRACT	V
SAMMANFATTNING	VI
INNEHÅLL	VII
FÖRORD	IX
BETECKNINGAR	X
1 KRAFTOMLAGRING I PARKERINGSDÄCK	1
1.1 Bakgrund och problembeskrivning	1
1.2 Mål och genomförande	2
1.3 Avgränsningar	2
2 SAMVERKANSKONSTRUKTIONER MED FÖRSPÄNNING	3
2.1 Samverkanskonstruktioner	3
2.2 Förspänningens effekt	4
2.3 Vidhäftningsfria spännlinor	6
2.3.1 Fördelar	6
2.3.2 Nackdelar	6
2.3.3 Statisk funktion	7
3 PARKERINGSHUS MED SAMVERKANSBJÄLKLAG	8
3.1 Beskrivning av byggsystem	8
3.2 Studerade befintliga parkeringshus	11
3.2.1 Representativa strimlor	11
3.2.2 AstraZeneca CA	11
3.2.3 Ericsson	12
3.2.4 Eriksberg	12
3.2.5 Kungsmässan	12
3.2.6 KV Koffen	13
3.2.7 Stena Line AB	13
3.2.8 Slutsatser	13
3.3 Förenklad kontroll av sprickbildning	15
3.3.1 Beräkningsförutsättningar och modell	15
3.3.2 Resultat och slutsats	18
3.4 Val av referensmodell	19
4 MODELL FÖR KRYMPNING	20
4.1 Faktorer som påverkar krympning och risk för krympsprickor	20
4.2 Plastisk krympning	21
4.3 Autogen krympning	21

4.4	Uttorkningskrympning	22
4.4.1	Krympmodeller	22
4.4.2	Exempel på krympförlopp	25
4.4.3	Medelkrympning	26
5	KRÖKNING PÅ GRUND AV OJÄMN KRYMPNING	29
5.1	Krympningens variation över tvärsnittet	29
5.2	Inre och yttre tvångskrafter	30
5.3	Inverkan av tvång från pelarna	31
5.4	Beräkning av krympfördelning	32
5.4.1	Fuktprofil	32
5.4.2	Beräkning av krympfördelning i tvärsnittet	33
5.4.3	Resultat	36
6	BERÄKNING AV MOMENTOMLAGRING	39
6.1	Momentfördelning	39
6.2	Balkmodell	40
6.3	Analys med hjälp av balkmodellen	42
6.3.1	Allmänt	42
6.3.2	Parameterstudie	43
7	SLUTSATSER OCH REKOMMENDATIONER	48
7.1	Krympning och dess fördelning över tvärsnittet	48
7.2	Momentomlagring på grund av krympning	48
7.3	Parkeringshus med samverkansbjälklag	48
7.4	Rekommendationer	49
8	REFERENSER	50
	APPENDIX A	52
	APPENDIX B	61
	APPENDIX C	68

Förord

I detta examensarbete har en balkmodell använts för att undersöka hur uttorkningskrympning inverkar på kraftomlagring och eventuell sprickbildning i parkeringsdäck, byggda med efterspända samverkansbjälklag. Balkmodellen har efterliknat typiska befintliga parkeringsdäck byggda med samverkansbjälklag. Examensarbetet genomfördes mellan juni 2005 och december 2005 på Institutionen för bygg- och miljöteknik, Avdelningen för konstruktionsteknik, Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Sverige.

Examensarbetet har genomförts vid Flygfältsbyrån, på initiativ av Per Hilmersson och med stöd från Chalmers tekniska högskola.

Ett stort tack riktas till min handledare och examinator bitr. professor Björn Engström (Chalmers) och mina handledare Per Hilmersson (Flygfältsbyrån) och Mats Fransson (Flygfältsbyrån) för vägledning och stöd under genomförandet av examensarbetet. Stor tacksamhet riktas även till Tomas Kutti (Färdig Betong), Ingemar Löfgren (Chalmers, Betongbyggnad), Boldi Kisch (opponent), Per Langefors (opponent) samt berörda personer på Flygfältsbyrån.

Till slut vill jag även framföra att jag är för evigt tacksam för det stora stöd som jag fått från min man Jens och min son Alfons och deras tålamod och överseende för alla kvällar och helger som jag inte har varit med dem.

Göteborg december 2005

Camilla Juthage

Beteckningar

Latinska versaler

A_b	Bjälklagets tvärsnittsarea mellan längsgående balkar
A_i	Delarea
A_s	Stålarea
A_c	Bruttoarea för betongtvärsnitt (utan avdrag för armeringen)
A_1	Area för ekvivalent tvärsnitt i stadium I
E_c	Elasticitetsmodul för betong
E_s	Elasticitetsmodul för stål
EI	Böjstyvhet
$F_{1,2}$	Vinkeländringskrafter
F_{cs}	Tryckkraft på armeringsplåten
H	Spännlinans läge i bjälklagets tvärsnitt, utifrån bjälklagets underkant
I_1	Yttröghetsmoment för ekvivalent betongtvärsnitt i stadium I
L	Pelarlängd
M	Böjmoment
$M_{A,B,C}$	Stödmoment vid stöd A, B, C
N	Normalkraft
P	Kraft i spännlina
P_k	Kraft i spännlina, korttidsrespons
P_l	Kraft i spännlina, långtidsrespons
$R_{1,2,3}$	Krafter
RH	Omgivningens relativa fuktighet
$(RH)_0$	Referensvärde 100 % för relativ fuktighet
T	Medeltemperatur under uttorkningsperioden
W	Betongens vattenhalt
X	Obekant i balkmodell

Latinska gemener

b	Bredd på bjälklagsstrimla
b	Bredd hos pelartvärsnitt
c	Centrumavstånd mellan spännlinorna
d	Effektiv tvärsnittshöjd
$e_{1,2}$	Spännkraftsexcentricitet
e_s	Avstånd mellan armeringsplåt och tvärsnittet tyngdpunkt
$f_{A,B,C}$	Nedböjning
f_{cm}	Medeltryckhållfasthet hos betong
f_{cmo}	Referenshållfasthet (10 MPa) hos betong
f_{ctk}	Karakteristisk draghållfasthet för betong

g	Egentyngd
h	Tvårsnittshöjd
h	Pelar höjd
h_0	Ekvivalent tjocklek
h_m	Ekvivalent tjocklek
k	Faktor som beror av tvårsnittets totalhöjd
k_h	Faktor som beror på den teoretiska tjockleken
k_s	Faktor som beror på betongkroppens form
l	Längd
q	Utbredd variabel last
r_{cs}	Krökning på grund av ojämn krympning
r_T	Krökning för temperatur differens
t	Aktuell tidpunkt
t_{50}	Uttorkningstid då betongen uppnått 50 % av slutkrympningen
t_{ref}	Uttorkningstid till halva slutkrympningsvärdet för en tänkt referenssituation
t_s	Tidpunkt för start av uttorkning
t_s	Fuktlagringstid
u	Den del av omkretsen som utsätts för uttorkning
x, y, z	Varje delareas tyngdpunktsavstånd
x_{tp}	Tyngdpunktsavstånd
y	Nedböjning
z	Avstånd från det ekvivalenta tvårsnittets tyngdpunkt, positiv nedåt

Grekiska versaler

$\Delta\varepsilon_{cs}$	Skillnad i krympning
ΔT	Temperatur differens

Grekiska gemener

$\alpha_{1,2}$	Vinkel
$\alpha_{ds1,2}$	Faktor som beror på cementtyp
α_k	Förhållande mellan stålets och betongens E-moduler, korttidsrespons
α_l	Förhållande mellan stålets och betongens E-moduler, långtidsrespons
$\beta_{ds}(t, t_s)$	Funktion som beaktar uttorkningskrympningens tidsbelopp
ε	Töjning
ε_{ca}	Autogen krympning
$\varepsilon_{cd}(t)$	Uttorkningskrympning enligt Eurocode 2
$\varepsilon_{cd,0}$	Uttorkningskrympning, referensvärde

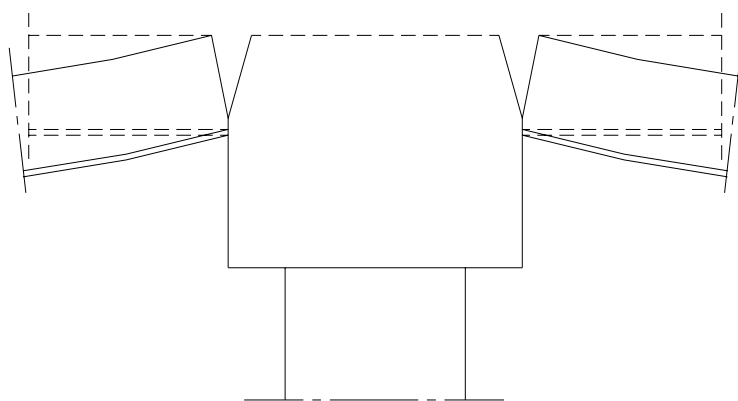
ε_{cs}	Fri krympning (krympmått)
ε_{cs}	Krympning på armeringsplåtens nivå
$\varepsilon_{cs}(t)$	Uttorkningskrympning enligt Betonghandbok - Material
ε_{s0}	Materialets fria slutkrympning, referensvärde
φ	Kryptal
γ_{RH}	Faktor som beror på relativa fuktigheten
γ_s	Faktor som beror på betongens fuktlagring
γ_t	Faktor som beskriver relativt tidsförlopp
γ_T	Faktor som beror på temperatur
$\theta_{A,B1,B2,C}$	Vinkeländring vid stöd
$\sigma(z)$	Betongpåkänning på nivå z i tvärsnitt

1 Kraftomlagring i parkeringsdäck

1.1 Bakgrund och problembeskrivning

Ett effektivt och billigt sätt att bygga parkeringsdäck är genom efterspända samverkansbjälklag. I en samverkanskonstruktion byggs tvärsnittet upp av flera material som samverkar och fås att fungera som en enhet. Man utnyttjar de olika materialens egenskaper på ett så optimalt sätt som möjligt. I ett samverkansbjälklag gjuter man betong i en tunnplåtsprofil, som fungerar som en kvarsittande form. I bruksskedet fungerar tunnplåtsprofilen som slakarmering i samverkans tvärsnittet.

Parkeringsdäcken är oftast statiskt obestämda system. Parkeringsdäcken dimensioneras för att vara sprickfria vid normal användning. Detta åstadkoms genom efterspända vidhäftningsfria spännlinor som spänns upp för att bjälklaget ska vara en sprickfri konstruktion för en viss last. Trots denna dimensioneringsprincip förekommer det att sprickbildning uppstår i anslutningen mellan platta och balk, se figur 1.1. I det långa loppet kan sprickbildning leda till funktions-, beständighets- eller bärighetsproblem.



Figur 1.1 Schematisk bild på sprickor mellan platta och balk i ett parkeringsdäck med samverkansbjälklag.

Sprickbildningen förmodas uppkomma genom kraftomlagring i parkeringsdäcket på grund av ojämn uttorkningskrympning. Bjälklaget har genom tunnplåtsprofilen enkelsidig uttorkning. Utöver ojämn krympning påverkas bjälklaget av tvångskrafter på grund av att fri krympning förhindras av inre och yttre tvång.

Flygfältsbyrån, Per Hilmersson, har under de senaste tio åren konstruerat ett antal parkeringsdäck med efterspända samverkansbjälklag, där sprickbildning har uppstått i ungefär hälften av fallen. Vad är det som gör att vissa utav parkeringsdäcken får sprickbildning?

1.2 Mål och genomförande

Målet med examensarbetet var först och främst att formulera en teoretisk balkmodell som tar hänsyn till krympningens effekter och genom den utvärdera risken för sprickbildning på ovansida bjälklag. Krympning är en volymminskning hos betong, och den påverkas av många olika faktorer som måste beaktas:

- Omgivningen runt konstruktionen
- Fuktprofilen i tvärsnittet

Befintliga parkeringsdäck skulle studeras för att få verklighetsanknytning och för att kunna ta fram så realistiska indata som möjligt till balkmodellen. Resultat från balkmodellen skulle jämföras med de befintliga p-däcken för att där igenom få svar på varför vissa utav dessa parkeringsdäck har sprickbildning och andra inte.

Krympberäkningar skulle göras enligt Betonghandbok - Material och Eurocode 2 med beaktande av realistiska fuktprofiler i tvärsnittet.

1.3 Avgränsningar

En utgångspunkt för examensarbetet är att det är uttorkningskrympningen som orsakar sprickbildningen i ovankant bjälklag. Det är endast parkeringsdäck byggda med efterspända samverkansbjälklag och med speciella inspännings förhållanden som studerats. De befintliga parkeringsdäck som studerats är inte lika stora till yta och antal våningar.

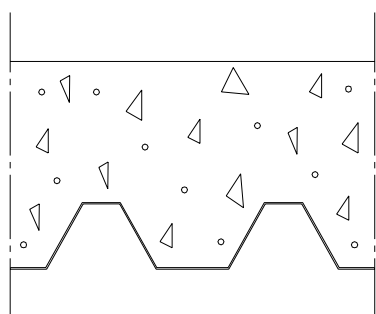
I beräkningarna tas inte någon hänsyn till överkantsarmering i anslutning mellan platta och balk.

I examensarbetet ingår inga försök eller mätningar, utan krympningens storlek och fördelning är teoretiskt framtagna genom beräkningar.

2 Samverkanskonstruktioner med förspänning

2.1 Samverkanskonstruktioner

I en samverkanskonstruktion byggs tvärsnitt upp av flera material som samverkar och fås att fungera som en enhet. Man utnyttjar de olika materialens egenskaper på ett så gynnsamt sätt som möjligt. I ett samverkansbjälklag gjuter man betong i en tunnplåtsprofil, som även fungerar som en kvarsittande form, se figur 2.1. Vid böjning utnyttjar man betongen för att ta tryckspänning och tunnplåtsprofilen för att ta dragspänning.



Figur 2.1 Schematisk bild på ett samverkansbjälklag med trapetsprofilerad tunnplåtsprofil.

Med dagens byggt teknik används tunnplåtsprofilen som arbetsställning, stabiliserande skiva för att ta upp horisontella laster, gjutform, fältarmering i det färdiga bjälklaget och i vissa fall även som synligt yttskikt. Jämfört med ett vanligt slakarmerat platsgjutet bjälklag, förenklas formbygget till montage av plåten. Plåten läggs eller bultas fast till upplagsbalkarna. Man strävar normalt efter så korta spännvidder som möjligt så att stämpling kan minimeras eller helt undvikas. Ett visst armeringsarbete kan fodras vid längre spännvidder eller om bjälklaget är upplagt över flera stöd. Armering behövs då över stöd för bland annat sprickfördelning. Vissa tunnplåtsprofiler kan även kräva extra armering för att klara brandkraven. Vid gjutning används ofta lättflytande betong som enkelt kan pumpas ut. Arbetsmomentet formrivning försvinner helt då plåten sitter kvar, så kallad kvarsittande form, SBI (1991).

Betongen kan endast torka ut uppåt. För att korta uttorkningstiden bör bjälklaget härddas utan vattentillförsel och skyddas mot regn. Hög betongkvalitet och tunn betongplatta förkortar uttorkningstiden. Hög betongkvalitet medför även kortare stämptid, SBI (1995). Det finns många olika typer av profilerad plåt för samverkansbjälklag, till exempel trapetsprofilerad (trp) plåt med intryckningar, se figur 2.2.



Figur 2.2 Plannja Combideck, armeringplåt som tillsammans med platsgjuten betong bildar ett samverkansbjälklag, Eriksberg/Göteborg. Foto: Per Hilmersson.

Graden av samverkan mellan den profilerade plåten och betongplattan beror på hur plåten är utformad. Ett samverkansbjälklag kräver någon form av mekanisk skjuvförbindning. Det vanligaste är att plåten är försedd med intryckningar för att överföra det horisontella skjuvflödet mellan plåt och betong. Intryckningarna ska även förhindra en vertikal delning. Intryckningarna görs oftast mycket tätt i strävan att åstadkomma god samverkan, SBI (1991).

2.2 Förspänningens effekt

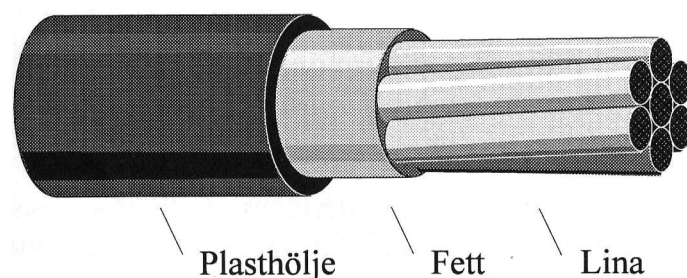
Sprickor kan uppstå i betong redan vid relativt låga belastningar, detta på grund av den låga draghållfastheten hos betong. I en oarmerad betongkonstruktion är sprickbildning lika med brott, därför förekommer helt oarmerade konstruktioner väldigt sällan. Armeringens uppgift är att överföra dragkrafter förbi sprickorna efterhand som sprickorna uppkommer. Även om det primära problemet är löst, det vill säga att inte sprickbildning i konstruktionen leder till brott, kvarstår många andra nackdelar, som minskad styvhet, ökad risk för armeringskorrosion, ökad risk för utmattning av armeringsstålet samt minskad täthet hos konstruktionen. Normalt uppkommer det sprickor vid relativt låga belastningar, vilket leder till att armerade betongkonstruktioner ofta är spruckna redan i bruksstadiet.

För att motverka dessa nackdelar kan betongens låga draghållfasthet kompenseras. Det löses genom att förspänna konstruktionen varvid man inför tryckkrafter i betongkonstruktionen i samband med tillverkningen. För att betongen då skall kunna spricka, måste först den initiella tryckkraften övervinnas så att dragspänningar uppkommer. Förspänd betong i allmänhet har i jämförelse med armerade konstruktioner många fördelar, såsom möjlighet till större spännvidder utan problem med deformationer och sprickor, mindre dimensioner vid given spännvidd, eller ökad

bärförmåga för givna dimensioner och spännvidder samt ökad täthet. Med lämpligt val av spännkraft kan denna fås att balansera valfri last inom vissa gränser, till exempel egentyngheten. Vid fullständig förspänning förhindras sprickor helt i bruksstadiet och vid partiell förspänning accepteras begränsad sprickbildning vid höga belastningar, Westerberg (1996).

Det finns två huvudprinciper för tillverkning av förspänd betong, förespänning och efterspänning. Den senare kan utföras med eller utan vidhäftning mellan spännstål och betong:

- Vid förespänning spänner man upp spännstålet i en spännbädd, innan betongen gjuts. När betongen har härdnat tillräckligt avspänns spännstålet genom att det kapas vid ändarna, Blomberg (1998). Detta fodrar fasta mothåll för spännkraften, varför metoden huvudsakligen används vid fabriksstillverkning av betongelement, Westerberg (1996).
- Vid efterspänning med vidhäftning förser man konstruktionen med ursparningsrör, som spännkablarna placeras i efter det att betongen har gjutits. När betongen har härdnat spänns spännkablarna med hjälp av domkrafter med betongkonstruktionen som mothåll, vilket gör metoden lämpad för platsgjutning. Efter uppspänningen injekteras ursparingsröret med injekteringsbruk för att få en vidhäftning mellan spännstål och betong, på samma sätt som för vanlig armering. Bruket utgör även ett korrosionsskydd.
- Vid efterspänning utan vidhäftning placeras spänneheter i konstruktionen innan betongen gjuts, efter det att betongen har härdnat spänns spännstålet upp med konstruktionen som mothåll. Spänneheterna består av en spännlina omgiven av ett fettlager och innesluten i ett plasthölje. Detta fettlager fungerar dels som ett skydd mot korrosion, dels gör spännlinan lättroilig inuti höljet, se figur 2.3. Avsaknaden av vidhäftning har betydelse för det statistiska verkningssättet och måste beaktas vid dimensionering, Westerberg (1996). En annan typ av efterspänning utan vidhäftning utgörs av extern förspänning där spännkablarna inte gjuts in i betongtvärsnittet. Inspektion av kablarna möjliggörs eftersom de ligger externt.



Figur 2.3 Icke vidhäftande spänneheter, Westerberg (1996).

2.3 Vidhäftningsfria spännlinor

2.3.1 Fördelar

System med vidhäftningsfria spänneheter har i jämförelse med efterspänningssystem där bruk injekteras i ursparningsrör vissa speciella fördelar:

- Injektering undviks, vilket är ett besvärligt arbetsmoment med potential för misslyckanden, som då kan leda till korrosionsskador.
- En spännlina med tättslutande plasthölje tar mindre plats än en spännkabel med ursparningsrör. Det senare måste vara rymligt för att spännstålet skall kunna löpa fritt och för att ge plats åt injekteringsbruket. En vidhäftningsfri lina kan därför placeras närmare tvärsnittets kanter.
- Korrosionsskyddet är inbyggt från början. Det behövs inget stort täcksikt för korrosionsskydd.
- Det krävs inte heller något stort täcksikt med hänsyn till spjälkeffekter på grund av vidhäftningskrafter.
- Små utrymmeskrav och små täcksikt gör systemet speciellt lämpat för husbyggnader och i synnerhet plattor.
- Begränsning av sprickbredd för korrosionsskydd av spännstålet behövs inte. Man kan därför nöja sig med låg förspänningsgrad, oavsett miljö (partiell förspänning).
- Avsaknad av injektering gör att man lättare kan dela upp armeringen i många klena enheter. Detta är fördelaktigt med hänsyn till statisk funktion i plattor och andra ytbärverk, koncentrerade förankringskrafter, förankringsanordningarnas utrymmeskrav och domkrafternas storlek och hanterbarhet, Westerberg (1996).

2.3.2 Nackdelar

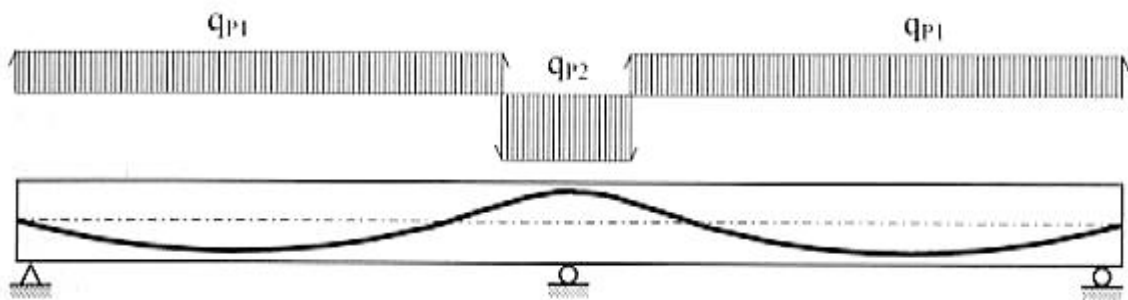
Avsaknaden av vidhäftning innebär även en del speciella nackdelar, och detta gäller främst den statiska funktionen i brottstadiet. Spänneheten töjs likformigt utefter hela längden och inte, som för vidhäftande armering, lokalt vid en spricka. Påkänningstillväxten utöver förspänningen kan därför bli liten och man kan inte alltid räkna med att uppnå stålets hållfasthet. Brottmomentet blir i motsvarande grad lägre och dessutom beroende av konstruktionens höjd-längdförhållande och av momentfördelningen. Exempelvis kan brottmomentet bli något lägre vid punktlast än vid jämnt fördelad last, och framförallt lägre för en slank konstruktion än för en kort och tjock.

En annan viktig konsekvens av att vidhäftning saknas är att en lokal skada, håltagning eller dylikt, får återverkningar utefter spännlinans hela längd. I en kontinuerlig konstruktion omfattar detta ofta flera fack, Westerberg (1996).

2.3.3 Statisk funktion

Spännkraften ger i första hand längsgående tryckkrafter i betongen. Om spännlinorna ändrar riktning uppkommer även tvärgående krafter. Normalkraften ger tryckspänningar som motverkar sprickbildning, minskar böjdeformationer och ökar tvärkraftskapaciteten för återstående last, medan transversalkraften direkt bär en del av den yttre lasten.

I en kontinuerlig konstruktion ges spännlinorna en linjeföring som liknar en momentkurva, se figur 2.4. Den nedåtriktade kraften över mellanstödet koncentreras så mycket det går, med hänsyn till krökningsradien, Westerberg (1996).



Figur 2.4 Exempel på spännlinornas linjeföring i en kontinuerlig konstruktion, Westerberg (1996).

3 Parkeringshus med samverkansbjälklag

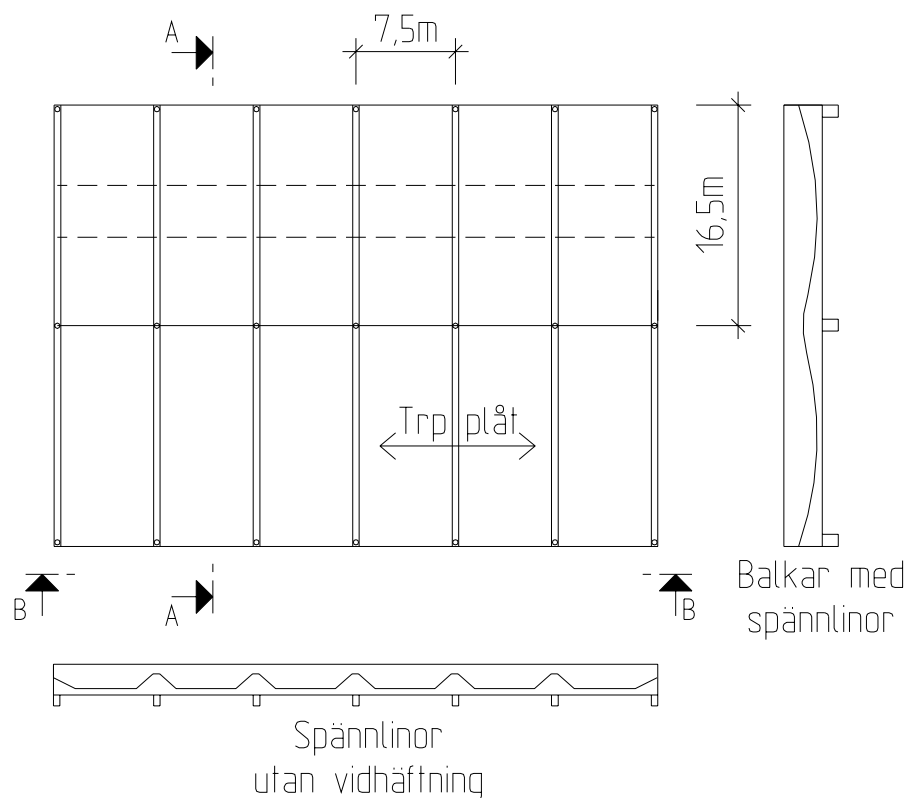
3.1 Beskrivning av byggsystem

De befintliga parkeringshus som studerats närmare har alla byggts under de senaste 10 åren. Parkeringshusen är belägna i Göteborg med omnejd, och har under brukstiden utsatts för relativt liknande klimat. Under byggtiden har emellertid väder och årstid varit olika. Alla parkeringsdäck är samverkansbjälklag, se figur 3.1, utav typ Plannja Combideck 45 med vidhäftningsfria spännlinor, där spännlinorna är spända för att bjälklaget ska vara en sprickfri konstruktion för en viss dimensionerande last.



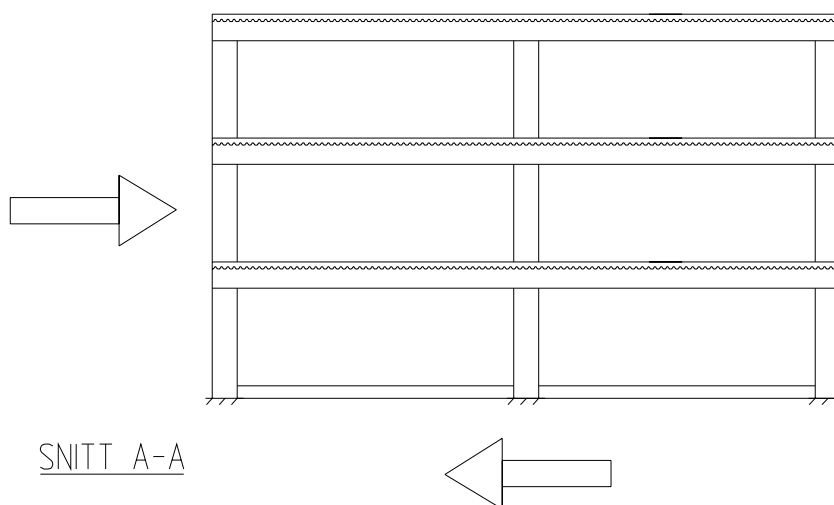
Figur 3.1 Parkeringshus med samverkansbjälklag, AstraZeneca/Göteborg. Foto: Per Hilmersson.

De olika parkeringsdäcken är inte lika stora till yta och antal våningar, men principen för det statiska systemet är detsamma. En typisk schematisk plan för parkeringsdäcken visas i figur 3.2. Samverkansbjälklagen i parkeringsdäcken är dimensionerade för att bära last i en riktning i vilken de utgör kontinuerligt upplagda bjälklagsstrimlor som därmed är statiskt obestämda.



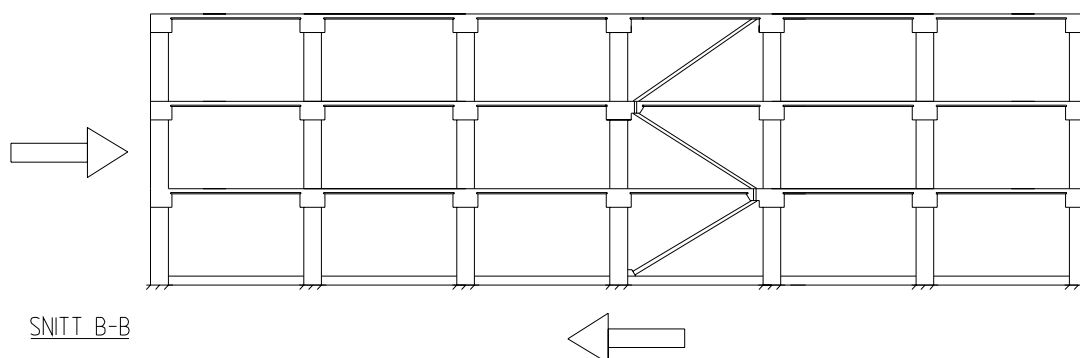
Figur 3.2 Typiskt schematisk plan av ett parkeringsdäck med samverkansbjälklag.

Horisontella laster förs ned i grunden antingen via snedstag eller via ramverkan svajram. I figur 3.3 visas hur horisontell last tas upp i konstruktionens tvärriktning. Balkar och pelare är styvt sammankopplade i knutpunkterna och horisontell last förs via hela konstruktionen ned i grunden genom så kallad ramverkan.



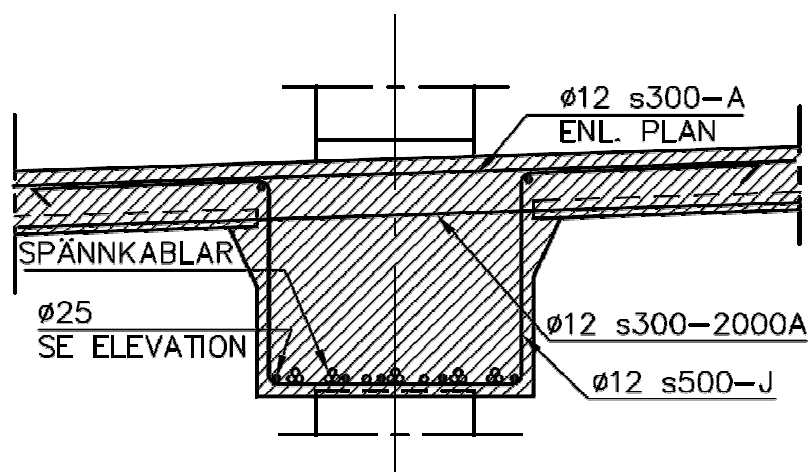
Figur 3.3 Elevation med horisontell last, snitt A-A i Figur 3.2.

I figur 3.4 visas hur horisontell last tas upp i konstruktionens längdriktning. Här kan ramverkan inte utnyttjas eftersom bjälklagsplattan är för vek. I stället används snedstag för att kunna ta upp horisontella laster. De tryck- och dragkrafter som uppkommer i snedstagen blir ganska stora och koncentrerade när de sedan förs ned till grunden. Är parkeringshusen långa kan man behöva flera fack med snedstag och vid breda hus eventuellt även snedstag i svajramen (tvärriktningen).



Figur 3.4 Elevation med horisontell last, snitt B-B i Figur 3.2.

När ett bjälklag gjuts i olika etapper bör gjutskarvarna ligga i maxmomentnsnitten för att det alltid ska finnas tryck, antingen på ovansida eller undersida bjälklag. På detta vis hindras vatten från att tränga ner till armeringsplåten, om en genomgående spricka skulle uppstå. Placeras gjutskarvarna i momentnollsnitten kan vatten bli stående i en eventuell genomgående spricka, då det endast finns tvärkrafter. I det långa loppet kan stående vatten leda till att armeringsplåten korroderar och detta beror till stor del på att bilar vintertid för med sig tösalt in i parkeringsdäcken. Se figur 3.5, exempel på anslutning mellan platta och balk.



Figur 3.5 Balkdetalj, anslutning mellan platta och balk på parkeringsdäck Stena Line AB. Voter på balken gör att det blir en mjukare övergång till plattan.

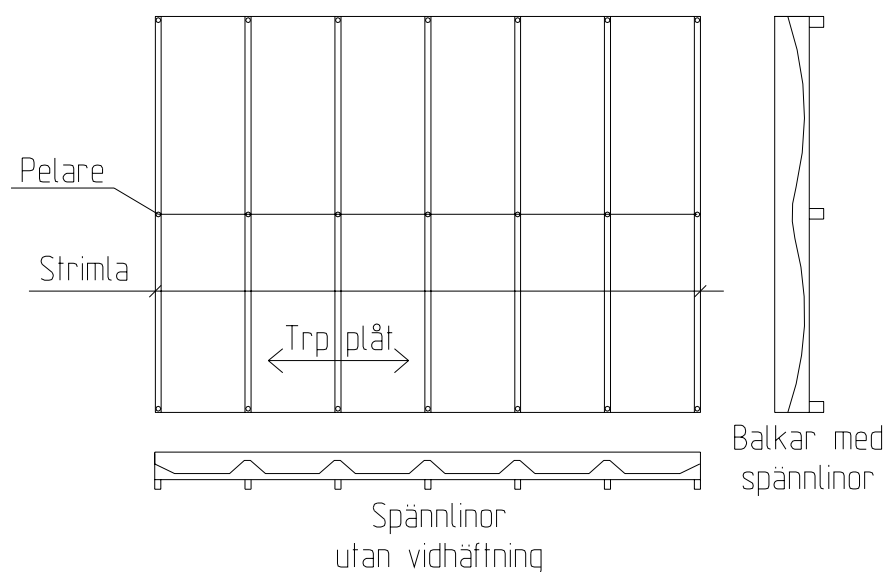
Plannja Combideck är en trapetsprofilerad armeringsplåt med intryckningar och tillverkas av varmförzinkad stålplåt, vilken i allmänhet är omålad på undersidan. Armeringsplåtens höjd är 45 mm och den nominella plåttjockleken är 0,85 mm. Armeringsplåten utgör ofta all nödvändig underkantsarmering i ett bjälklag som spänner upp till 7-8 m. För bjälklag med Plannja Combideck gäller enkelsidig uttorkning, då armeringsplåten förhindrar uttorkning nedåt.

3.2 Studerade befintliga parkeringshus

3.2.1 Representativa strimlor

Flygfältsbyrån, Per Hilmersson, har under de senaste tio åren konstruerat ett antal parkeringsdäck med efterspända samverkansbjälklag. Det är dessa befintliga parkeringshus som har studerats närmre. I det följande beskrivs ett antal av dessa parkeringshus vilka även har studerats genom studiebesök.

För att kunna göra jämförande beräkningar mellan de olika parkeringsdäcken har en representativ strimla valts ut ur varje parkeringsdäck, med så liknade förutsättningar som möjligt. Varje strimla består av 5-7 spann, se figur 3.6. Antalet spann i de representativa strimlorna varierar på grund av att parkeringsdäcken är olika stora. Dessa representativa strimlor beskrivs i följande avsnitt för respektive parkeringsdäck.



Figur 3.6 Representativ strimla av ett parkeringsdäck med efterspända samverkansbjälklag.

3.2.2 AstraZeneca CA

Parkeringshuset är beläget i industriområdet vid AstraZeneca, Mölndals kommun. Parkeringshuset byggdes våren/sommaren 2003. Entreprenör under byggtiden var

NCC och konstruktör var Flygfältsbyrån. Parkeringshusets runda form ger en bågformad strimla, som har antagits vara rak och består av 5 st spann. Vid balkarna finns det voter, som skall minska risken för sprickbildning genom att ge en mjuk övergång från balk till bjälklag. Vid studiebesök tydde inget på att sprickbildning hade uppstått.

Bjälklagshöjd 0,170 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,8 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,2 m.

3.2.3 Ericsson

Parkeringshuset är beläget i Mölndals kommun vid Lackarebäck. Parkeringshuset byggdes sommaren/hösten 1996 och har varit i bruk sedan dess. Entreprenör under byggtiden var NCC och konstruktör var NCC teknik. En representativ strimla på 7 st spann har valts ut. Vid studiebesök påträffades sprickbildning på flera platser och genomgående var att sprickorna fanns på ungefär liknande ställen i varje våningsplan, fast dock ej i det översta planet.

Bjälklagshöjd 0,200 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,6 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,6 m.

3.2.4 Eriksberg

Parkeringshus Eriksberg är beläget i Sannegårdshamnen i Göteborg. Det byggdes sommaren 2002. Entreprenör under byggtiden var NCC och konstruktör var Flygfältsbyrån. En representativ strimla på 5 st spann har valts ut. Vid studiebesök påträffades sprickbildning på liknande ställen i alla parkeringsdäck, dock ej i den översta våningen. Man såg tydligt att det var fler sprickor vid ovasida balk nära en dilatationsfog.

Bjälklagshöjd 0,160 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,75 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,5 m.

3.2.5 Kungsmässan

Parkeringshuset ligger i Kungsbacka kommun vid Kungsmässan. Det byggdes hösten 2000 av NCC och konstruktörer var FB/NCC teknik. En representativ strimla på 6 st spann har valts ut. Parkeringshuset har till skillnad från de andra parkeringshusen bara en våning. Vid studiebesök påträffades ingen sprickbildning.

Bjälklagshöjd 0,160 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,75 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,5 m.

3.2.6 KV Koffen

Parkeringshuset ligger mitt emot Stenaterminalen i Göteborg. Parkeringshuset byggdes våren/sommaren 2001 av NCC och konstruktör var NCC teknik. En representativ strimla på 5 st spann har valts ut. Utmärkande för detta parkeringshus var att det hade grova pelare. Vid studiebesök påträffades sprickbildning på liknande ställen i alla parkeringsdäck, dock ej i den översta våningen.

Bjälklagshöjd 0,160 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,9 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,5 m.

3.2.7 Stena Line AB

Parkeringshuset ligger vid Stenaterminalen i Göteborg. Parkeringshuset byggdes våren/sommaren 2003 av NCC och konstruktörer var NCC teknik. En representativ strimla på 5 st spann har valts ut. Vid balkarna finns det voter, som skall minska risken för sprickbildning genom att ge en mjuk övergång från balk till bjälklag. Vid studiebesök tydde inget på att sprickbildning hade uppstått.

Bjälklagshöjd 0,160 m, centrumavstånd mellan spännlinorna är 0,9 m och bjälklagets spännvidd mellan balkar i innerfack är 7,2 m.

3.2.8 Slutsatser

I anslutningen mellan platta och balk har vissa utav parkeringsdäcken fått sprickbildning, se figur 3.7. Detta är ej godtagbart då funktion gällande täthet inte uppfylls och när parkeringsdäcken dimensionerades antogs de vara sprickfria. Varför uppkommer det då sprickor trots att man dimensionerar för att de skall vara sprickfritt? Är förspänningen för låg eller är det något man har glömt att ta hänsyn till?



Figur 3.7 Sprickbildning ovkant bjälklag, KV Koffen/Göteborg.

Sprickmönstret är regelbundet och ser likadant ut hos de olika parkeringsdäcken, se figur 3.8. Sprickbildningen går lätt att urskilja, jämfört med sprickor som kan uppstå utav en dålig gjutning eller torksprickor där sprickmönstret varierar stort och ofta är oregelbundet.



Figur 3.8 Regelbunden spricka på ovansida bjälklag, Ericsson/Göteborg.

3.3 Förenklad kontroll av sprickbildning

3.3.1 Beräkningsförutsättningar och modell

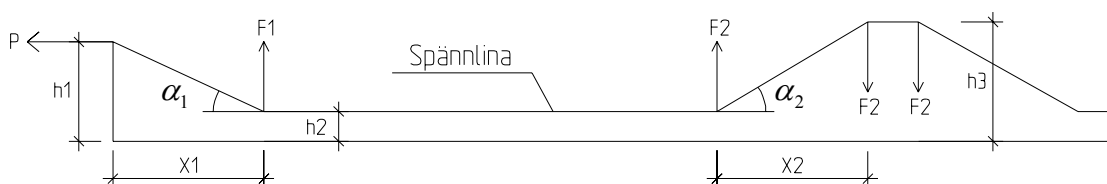
Syftet med beräkningarna nedan var att undersöka om maxmoment i de representativa strimlorna för de olika studerade parkeringsdäcken gav upphov till dragspänningar i betongen i ovansida bjälklag. Beräknade betongspänningar i bjälklaget ska vara mindre än böjdraghållfastheten.

Beräkningarna är förenklade så tillvida att eventuell momentolagring på grund av ojämn krympning ej har beaktats. Beräkningarna överensstämmer i stort med de ursprungliga beräkningar som låg till grund för parkeringsdäckens dimensionering.

I beräkningarna beaktades det aktuella bjälklagets egentyngd som en utbredd last och den varierar beroende på bjälklagets tjocklek. Brukslasten antogs vara 1 kN/m. Krafterna i spännlinorna antogs vara konstanta utefter hela längden. I beräkningarna användes ett medelvärde på kabelkraften P_m och friktionen försumrades helt. Kabelkraften innan långtidsförluster, det vill säga det initiella värdet, sattes till 190 kN för alla p-däcken och låsglidningen antogs vara ca 3-4 mm. Efter långtidsförluster antogs den effektiva kabelkraften vara 175 kN och då har hänsyn tagits till krympning, krympning och relaxation. Detta leder till att fyra olika lastfall:

1. Egentyngd, effektiv kabelkraft (175kN)
2. Egentyngd, initiell kabelkraft (190kN)
3. Egentyngd + brukslast, effektiv kabelkraft (175kN)
4. Egentyngd + brukslast, initiell kabelkraft (190kN)

Spännlinornas linjeföring antogs variera linjärt, se figur 3.9.



Figur 3.9 Spännlinornas linjeföring med resulterande vinkeländringskrafter. Måtten h är relaterade till bjälklagets underkant.

Linjeföringen ger upphov till upp- och nedåtriktade vinkeländringskrafter som beräknades fram genom trigonometri, se ekvation (3.1) och (3.2).

$$\alpha_1 = \tan^{-1}\left(\frac{(h_1 - h_2)}{x_1}\right) \Rightarrow$$

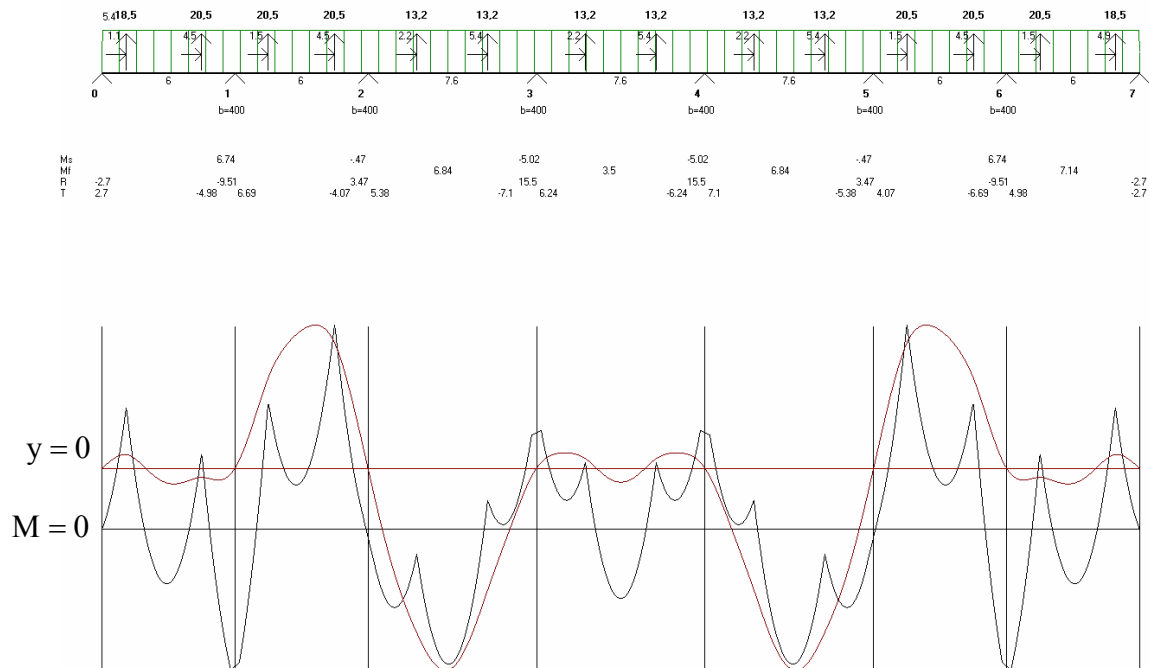
$$F_1 = \frac{(P \sin \alpha_1)}{c} \quad [\text{kN}] \quad (3.1)$$

där c = centrumavstånd mellan spännlinorna

$$\alpha_2 = \tan^{-1}\left(\frac{(h_3 - h_2)}{x_2}\right) \Rightarrow$$

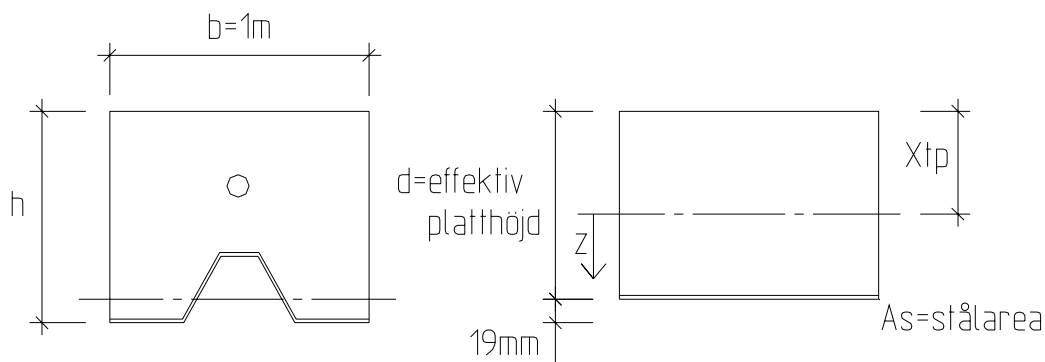
$$F_2 = \frac{(P \sin \alpha_2)}{c} \quad [\text{kN}] \quad (3.2)$$

De nedåtriktade krafterna ovan stöd, går direkt ned i pelarna och skall därför ej tas med i momentberäkningarna. Eftersom centrumavstånd för spännlinorna varierade mellan de olika parkeringsdäcken gjordes beräkningarna per breddmeter. Momentberäkningarna utfördes med ett beräkningsprogram som heter Sb-Balk 6.5. Spännvidd mellan pelarna, upplagsbredder, utbredd last och punktlaster från spännlinornas linjeföring var indata som erfordrades. I de fall då det blir dragen översida dvs. negativt moment ovan stöd, föreligger risk för sprickbildning. Exempel på beräkningsresultat framgår av figur 3.10.



Figur 3.10 Böjande moment och nedböjning enligt SB-balk, Parkeringsdäck Ericsson, lastfall 3. Den nedersta kurvan är momentdiagram, negativt moment ovanför nollinjen [kNm], den översta nedböjning [mm].

För att beräkna dragspänningarna i betongen måste samverkanstvärsnittets tröghetsmoment med avseende på plattans neutrala lager beräknas. Det aktuella tvärsnittet transformerades till ett ekvivalent betongtvärsnitt, se figur 3.11. Spännlinans inverkan på tyngdpunkten är så pass liten att den försummas. Tvärsnittskonstanterna beräknades därefter på ett liknande sätt som för ett betongtvärsnitt med armeringsstänger, se ekvation 3.3. Armeringsplåtens och plattans geometri har förenklats med avseende på det genomsnittliga läget av underkanten.



Figur 3.11 *Aktuellt tvärsnitt och motsvarande transformerade, idealiserade tvärsnitt. Enligt spännlinans placering är tvärsnittet taget från snitt ovan stöd.*

Btg K40 $E_c = 32 \text{ GPa}$

Plannja Combideck $E_s = 200 \text{ GPa}$
 $A_s = 955 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m}$
 $h = \text{bjälklagshöjd}$
 $d = h - 19 \text{ mm}$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Korttidsrespons} \quad \alpha_k = \frac{E_s}{E_c} \\ \text{Krytpal} \quad \varphi = 2 \\ \text{Långtidsrespons} \quad \alpha_l = \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + \varphi) \end{array} \right\} \Rightarrow$$

$$\left. \begin{array}{l} A_c = b \cdot h \\ A_1 = A_c + \alpha \cdot A_s \\ x_{tp} = \frac{b \cdot h \cdot h/2 + \alpha \cdot A_s \cdot d}{A_1} \end{array} \right\} \Rightarrow$$

α sätts till kort - eller långtidsrespons

$$I_1 = \frac{b \cdot h^3}{12} + b \cdot h \cdot \left(\frac{h}{2} - x \right)^2 + \alpha \cdot A_s \cdot (d - x)^2 \quad (3.3)$$

Betongspänningar i ovansida bjälklag beräknades fram för samtliga maxmoment från varje lastfall med Naviers formel, se ekvation (3.4). Betongspänningarna i bjälklaget ska vara mindre än böjdraghållfastheten, se ekvation (3.5), för att bjälklaget skall kunna anses vara sprickfritt över stöd.

Betongspänning på ovansida stöd $P = 175 \text{ kN}$ alt. 190 kN

M = moment i stödsnitt, från SB - balk

$z = x$, avståndet till tyngdpunkten

Naviers formel
$$\sigma_c(z) = \frac{-P/c}{A_1} + \frac{M}{I_1} \cdot z \quad [\text{MPa}] \quad (3.4)$$

Sprickkriterium, BBK 04

$f_{ctk} = 1,95 \text{ MPa}$, för btg K40

$$k = 0.6 + \frac{0.4}{\sqrt[4]{h}}$$

$$\sigma_c(z) < k \cdot f_{ctk} \quad [\text{MPa}] \quad (3.5)$$

3.3.2 Resultat och slutsats

Resultaten från beräkningarna visar att det inte borde finnas någon sprickbildning i de befintliga parkeringsdäcken, se tabell 3.1. I vissa av lastfallen var det till och med tryckspänning ovan stöd. Vid studiebesök kunde man observera att det på hälften utav parkeringsdäcken var sprickor på ovansida bjälklag. Denna sprickbildning har då ofta uppkommit några månader efter att parkeringsdäcket tagits i bruk.

Tabell 3.1 Betongspänningar i ovkant bjälklag.

$A_s = 0,000955 \text{ m}^2/\text{m}$	$P_k = 190 \text{ kN}$
$\alpha_k = 6,349$	$P_f = 175 \text{ kN}$
$\alpha_f = 19,048$	$f_{ctk} = 1,95 \text{ MPa}$
$b = 1 \text{ m}$	$\zeta = 1$

Parkeringsdäck	Lastfall	M	kNm	h	m	d	m	c/c	m	A_l	m^2	x	m	I_l	m^4	$\sigma_c(z)$	MPa	k	$k \cdot f_{ctk} / \zeta$	$\sigma_c(z) < k \cdot f_{ctk} / \zeta$	Sprickor	
AstraZeneca	1		-0,96	0,17	0,151	0,8	0,176	0,0873	0,000435	-1,05	1,22	2,38	OK									
	2		0,05	0,17	0,151	0,8	0,176	0,0873	0,000435	1,22	2,38	Positivt moment										Nej
	3		-4,45	0,17	0,151	0,8	0,176	0,0873	0,000435	-0,35	1,22	2,38	OK									
	4		-3,43	0,17	0,151	0,8	0,188	0,0816	0,000499	-0,70	1,22	2,38	OK									
Ericsson	1		-0,80	0,2	0,181	0,6	0,206	0,1024	0,000705	-1,30	1,20	2,34	OK									
	2		0,58	0,2	0,181	0,6	0,206	0,1024	0,000705	1,20	2,34	Positivt moment										Ja
	3		-5,02	0,2	0,181	0,6	0,218	0,0967	0,000798	-0,69	1,20	2,34	OK									
	4		-3,64	0,2	0,181	0,6	0,218	0,0967	0,000798	-1,01	1,20	2,34	OK									
Eriksberg	1		-2,74	0,16	0,141	0,75	0,166	0,0822	0,000363	-0,78	1,23	2,40	OK									
	2		-1,86	0,16	0,141	0,75	0,178	0,0766	0,000419	-1,08	1,23	2,40	OK									
	3		-6,70	0,16	0,141	0,75	0,166	0,0822	0,000363	0,11	1,23	2,40	OK									Ja
	4		-5,66	0,16	0,141	0,75	0,178	0,0766	0,000419	-0,39	1,23	2,40	OK									
Kungsmässan	1		-5,08	0,16	0,141	0,75	0,166	0,0822	0,000363	-0,25	1,23	2,40	OK									
	2		-4,67	0,16	0,141	0,75	0,178	0,0766	0,000419	-0,57	1,23	2,40	OK									
	3		-9,88	0,16	0,141	0,75	0,166	0,0822	0,000363	0,83	1,23	2,40	OK									Nej
	4		-9,47	0,16	0,141	0,75	0,178	0,0766	0,000419	0,31	1,23	2,40	OK									
KV Koffen	1		-5,58	0,16	0,141	0,9	0,166	0,0822	0,000363	0,09	1,23	2,40	OK									
	2		-4,62	0,16	0,141	0,9	0,178	0,0766	0,000419	-0,34	1,23	2,40	OK									
	3		-10,40	0,16	0,141	0,9	0,166	0,0822	0,000363	1,18	1,23	2,40	OK									Ja
	4		-9,46	0,16	0,141	0,9	0,178	0,0766	0,000419	0,55	1,23	2,40	OK									
Stena Line AB	1		-0,90	0,16	0,141	0,6	0,166	0,0822	0,000363	-1,55	1,23	2,40	OK									
	2		0,81	0,16	0,141	0,6	0,166	0,0822	0,000363	1,23	2,40	Positivt moment										
	3		-3,03	0,16	0,141	0,6	0,166	0,0822	0,000363	-1,07	1,23	2,40	OK									Nej
	4		-2,13	0,16	0,141	0,6	0,178	0,0766	0,000419	-1,39	1,23	2,40	OK									

3.4 Val av referensmodell

För att studera effekterna av ojämn krympning definierades ett typiskt fall som en referensmodell. Indata till det typiska parkeringsdäcket baserades på de studerade befintliga parkeringshusen:

- Spännvidd mellan balkar och pelare på långsidan valdes till 7,5 m och spännvidd mellan pelare på kortsidan till 16,5 m, se figur 3.2. Pelarhöjden sattes till 2.8 m.
- Bjälklagshöjden valdes till 0.170 m och centrumavståndet mellan spännlinorna till 0,75 m
- Betongkvaliteten valdes till K40 med vct = 0,4 och betongens vattenhalt till 180 kg/m³. Cementtyp sattes till Byggcement Standard PK Slite och den klassades som R = rapid. Medeltryckhållfastheten antogs vara 36,5 MPa.
- Krytpal vid långtidslast antogs vara $\varphi = 2$.

4 Modell för krympning

4.1 Faktorer som påverkar krympning och risk för krympsprickor

Betong är en blandning av cementpasta och ballast. Cementpastan består av cement, vatten, luft och eventuellt tillsatsmedel. När cementet reagerar med vatten sker en kemisk reaktion (hydratisering), under denna hydratisering sker en värmeutveckling i betongen. Krympning är den volymminskning som orsakas av kemiska reaktioner under bindningstiden samt vattenavgång vid uttorkning. Krympning är en lastoberoende deformation. Betong kan krympa som ung betong innan den har hårdnat och även senare när den har hårdnat under uttorkningsprocessen. Detta är ett problem för alla sorters betongkonstruktioner. När betongen hindras från att krympa fritt, uppkommer tvångsspänningar och sprickor kan uppstå. En konstruktion med sprickbildning ser inte bara otillförlitlig ut. Sprickor är också en inkörningsport för fukt, syre och klorider som i sin tur kan leda till funktions-, beständighets- eller bärighetsproblem.

Det finns några huvudtyper utav krympning i betong: plastisk, autogen och uttorkningskrympning. Plastisk och autogen krympning äger rum innan betongen har hårdnat. Uttorkningskrympningen sker efter att betongen har hårdnat.

Utöver de ovan nämnda huvudtyperna av krympning kan även temperatursprickor under hydrationsprocessen uppstå. Detta kan ske om en nygjuten betongkonstruktion förhindras röra sig fritt, när betongen vill dra sig samman under nedkylningsperioden. Då uppkommer dragspänningar och även risk för sprickor. Orsaken till dragspänningarna är att sammandragningen under nedkylningsperioden är större än den elastiska expansionen under uppvärmningsperioden. Temperatursprickor kan förhindras genom att styra temperaturutvecklingen under hydrationsprocessen i betongen, begränsa kanttvången och genom de mekaniska egenskaperna i den unga betongen.

Betongens krympning beror av många faktorer varav de viktigaste är RH i omgivningen av den aktuella konstruktionsdelen, betongens sammansättning och då framför allt vattenhalten, betongens behandling, konstruktionsdelens dimensioner samt betongens ålder efter gjutningstillfället, Betonghandbok - Konstruktion (1990).

När det gäller krympning kan betong betraktas som ett tvåfassettsystem, bestående av cementpasta och stommateriell, det vill säga ballast. Av dessa två är cementpastan den som svarar för krympningen och stommaterialet är det som hindrar krympningsrörelserna hos cementpastan. Ju mer cementpasta, filler och vatten betongen innehåller desto större krympning uppvisar betongen. Den krympande cementpastan utövar ett starkt tryck på stommateriellkornen. Således är krympningen större hos betong framställd av ballastmaterieil med lägre elasticitetsmodul. För att minska krympningen är det viktigt att ha ett styvt stommaterielskelett och därför bör så stora stenar som möjligt användas. Betongen skall göras så tät som möjligt och vibreras ordentligt för att undvika ett bruksöverskott i betongen som ger större krympning, Tefers (1999).

Vattencementtalet har stor inverkan på krympningen, ju högre vct desto större

uttorkningskrympning. Anledningen till detta är att betongens porositet beror på betongens vct , ju större tal desto mer vatten och större porositet. Utbytet av fukt mellan betong och omgivningen blir större med ökad porositet för att det är mer vatten från början som måste torka ut och porsystemet medger fukttransport.

Tillsatsmedel som ökar vattenmängden i betongen ökar krympningen, på motsvarande sätt som tillsatsmedel som minskar vattenmängden minskar krympningen.

Cement är ett hydrauliskt bindemedel som kännetecknas av att det hårdnar genom reaktion med vatten till en produkt som är stabil i förhållande till vatten. Hydratationen börjar på ytan av cementkornet och det är cementkornens sammanlagda yta som avgör hastigheten på hydratationsprocessen. Ju finare cementkorn desto snabbare hydratationsprocess och därmed även en snabbare hållfasthetsutveckling. Finmalet cement har en snabb hydratationsprocess och därmed även större plastisk, autogen och uttorkningskrympning, jämfört med cement som inte är lika finmalet, Tepfers (1999).

I Sverige är de två vanligaste cementtyperna byggcement och anläggningscement. Byggcementet är mer finmalet än anläggningscementet.

4.2 Plastisk krympning

Utsätts nygjuten betong för uttorkning i samband med tillstyvnandet, och under några timmar därefter, uppstår den plastiska krympningen, det vill säga den krympning som sker medan betongmassan fortfarande är i plastiskt tillstånd och innan det egentliga hårdnandet börjat. Denna krympning kan orsaka sprickbildning, så kallade krympsprickor eller torksprickor. De plastiska krympsprickorna uppträder normalt så snart betongytan blir torr, det vill säga när avdunstningen är större än betongens vattenseparation. Sprickmönstret varierar stort och är ofta oregelbundet. Spricklängden kan vara allt från några tiotal mm upp till 1 à 2 m och sprickdjupet kan bli stort, även genomgående.

En viktig faktor för uppkomsten av plastiska krympsprickor är avdunstningsförhållandena. Risken för sprickbildning på grund av den plastiska krympningen ökar med krympningshastigheten, vilken huvudsakligen beror på avdunstningshastigheten. Denna i sin tur påverkas främst av de atmosfäriska förhållandena, men även i viss utsträckning av betongytans temperatur och exponering. Åtgärder för att förhindra plastisk sprickbildning vidtas främst på byggplatsen genom att avdunstningen förhindras under de första kritiska 3-5 timmarna efter gjutningen. Den vanligaste åtgärden är vattentillförsel och täckning med plast, Betonghandbok - Material (1997).

4.3 Autogen krympning

Högpresterande betong (HPB) är jämfört med en normalpresterande betong, en betong som har förbättrade egenskaper i ett eller flera avseenden. Generellt så innehåller all HPB en liten mängd blandningsvatten i relation till cementmängden, $vct \leq 0,4$. Detta innebär att HPB får ett finare porsystem och att fukttransporter inom betongen blir mycket långsamma. Den autogena krympning sker då huvudsakligen utan utbyte av

vatten med omgivningen, det vill säga den sker i ett förseglat system. Denna krympningsandel som är en liten andel utav den fria krympningen ε_{cs} kallas för autogen krympning ε_{ca} och är inte betydelsefull för normalpresterande betong.

Då betongen huvudsakligen är plastisk i det tidiga skedet, anses den autogena krympningen börja först 24 timmar efter gjutning. Den autogena betongens tidsförlopp är nära knutet till betongens reaktionsgrad, det vill säga när betongen fortfarande inte har nått full hållfasthet, Betonghandbok - Högpressterande betong (2000).

4.4 Uttorkningskrympning

4.4.1 Krympmodeller

Uttorkningskrympning är den volymminskning som sker på grund av fuktavgång efter det att betongen har hårdnat. Uttorkningskrympning är en långsam process som kan hålla på i flera år. Med tiden avtar krympningen och når ett slutvärde. Med krympmättet $\varepsilon_{cs}(t)$ avses medelvärdet för fri krympning efter godtycklig tid. Om fri krympning helt eller delvis förhindras genom inspänning eller armering uppkommer dragpåkänningar i betongen, vilket kan leda till sprickbildning. Krympning innebär för förspända konstruktioner att förspänningseffekten minskar med tiden, Engström (2004).

I det följande beskrivs två alternativa metoder att uppskatta utvecklingen av uttorkningskrympningen, enligt Betonghandbok - Material (1997) respektive Eurocode 2 (2003).

Betonghandbok - Material (1997) beskriver utvecklingen av krympningen $\varepsilon_{cs}(t)$ enligt följande:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \gamma_t \cdot \gamma_{RH} \cdot \varepsilon_{s0} \quad (4.1)$$

Faktor som anger relativt tidsförlopp $\gamma_t = \sqrt{\frac{t - t_s}{(t - t_s) + 3 \cdot t_{50}}}$

t = aktuell tidpunkt, [d]

t_s = tidpunkt för start av uttorkningen, [d]

Uttorkningstid då betongen uppnått 50 % av slutkrympningen $t_{50} = t_{ref} \left(\frac{k_s \cdot h_m}{0,15} \right) \cdot \frac{\gamma_T}{\gamma_s}$

t_{ref} = uttorkningstiden till halva slutkrympningsvärdet för en tänkt referenssituation,
generellt för betong sätts $t_{ref} = 250$ d

k_s = Faktor som beror på betongkroppens form, $k_s = 1$ för utsträckt platta

h_m = Ekvivalent tjocklek, [m], $h_m = 2h$ för platta med enkelsidig uttorkning

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

T = medeltemperaturen under uttorkningsperioden, °C

$$\text{Fuktlagringsfaktor } \gamma_s = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \cdot \sqrt{\frac{28}{t_s}} & \text{för } t_s \geq 3 \text{ d} \\ 1,82 & \text{för } t_s < 3 \text{ d} \end{cases}$$

t_s = fuktlagringstid, [d]

$$\text{Faktor som beror på relativa fuktigheten } \gamma_{RH} = 1,14 \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] \text{ för } RH \leq 98 \%$$

RH = omgivningens relativa fuktighet, %

$$\text{Materialets fria slutkrympning, referensvärde } \varepsilon_{s0} = \left(\frac{W}{215} \right)^3 \cdot 10^{-3}$$

W = betongens vattenhalt, kg/m³

Eurocode 2 (2003) beskriver utvecklingen av krympningen $\varepsilon_{cd}(t)$ enligt följande:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) \cdot k_h \cdot \varepsilon_{cd,0} \quad (4.2)$$

$$\text{Funktion som beaktar uttorkningskrympningens tidsbelopp } \beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0,04 \sqrt{h_0^3}}$$

t = aktuell tidpunkt, [d]

t_s = tidpunkt för start av uttorkningen, [d]

Ekvivalent tjocklek $h_0 = 2A_c/u$

$A_c = b \cdot h$, [mm]

u = den del av omkretsen som utsätts för uttorkning, [mm]

k_h är en faktor som beror på ekvivalent tjocklek h_0 , fås ur tabell 4.1.

får eventuellt interpoleras fram.

Tabell 4.1 Värden för k_h beroende på ekvivalent tjocklek h_0

h_0	k_h
100	1,0
100	0,85
300	0,75
≥ 500	0,70

Uttorkningskrämpning, referensvärde

$$\varepsilon_{cd,0} = 0,85 \left[(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp\left(-\alpha_{ds2} \cdot \frac{f_{cm}}{f_{cmo}}\right) \right] \cdot 10^{-6} \cdot \beta_{RH}$$

α_{ds1} = faktor som beror på cementtyp

- = 3 för cement klass S
- = 4 för cement klass N
- = 6 för cement klass R

α_{ds2} = faktor som beror på cementtyp

- = 0,13 för cement klass S
- = 0,12 för cement klass N
- = 0,11 för cement klass R

f_{cm} = medeltryckhållfasthet, [MPa]

f_{cmo} = 10 MPa (referenshållfasthet)

Faktor som beror på relativa fukrigheten $\beta_{RH} = 1,55 \left[1 - \left(\frac{RH}{(RH)_0} \right)^3 \right]$

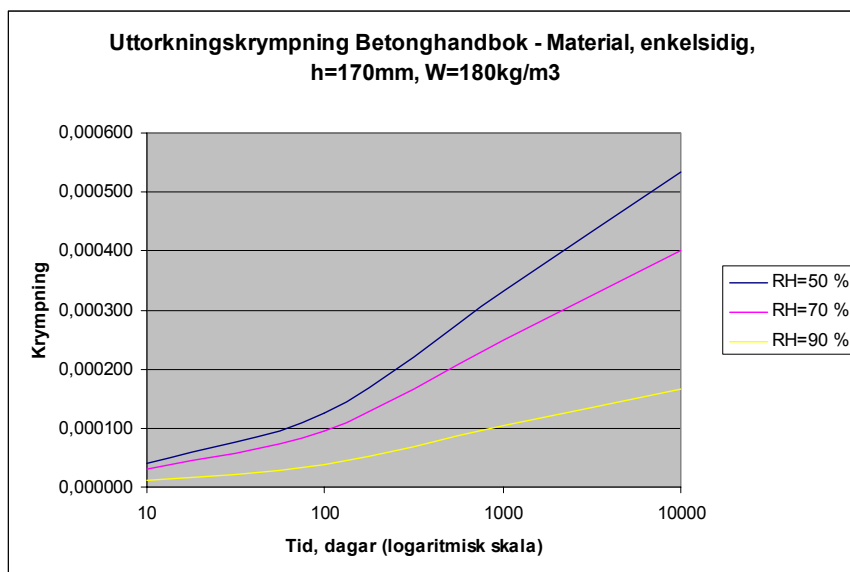
RH = omgivningens relativa fuktighet, [%]

$(RH)_0$ = 100 %

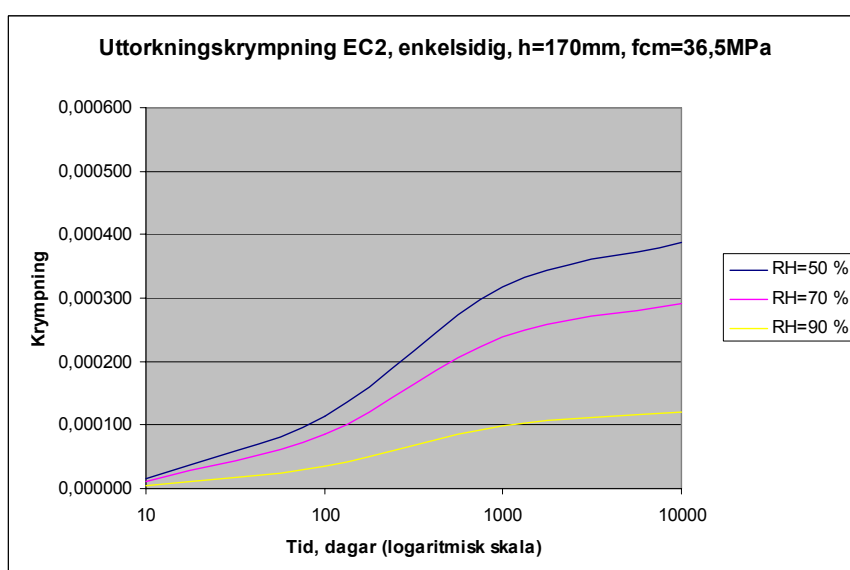
Betonghandboken - Material och Eurocode 2 beskriver utvecklingen av uttorkningskrämpningen på olika sätt. Båda tar hänsyn till omgivningens relativa fuktighet (RH), enkelsidig eller dubbelsidig uttorkning och bjälklagets ekvivalenta tjocklek. De största skillnaderna är att Betonghandbok - Material beaktar omgivningens temperatur och betongens vattenhalt medan Eurocode 2 beaktar betongens medeltryckhållfasthet och cementtyp.

4.4.2 Exempel på krympförlopp

Värdet på slutkrympningen påverkas i stor utsträckning av omgivningens RH . För utomhuskonstruktioner och konstruktioner i icke uppvärmda lokaler kan RH antas ha ett årsmedelvärde på ca 80 %, Betonghandbok - Konstruktion (1990). Uttorkningskrympningen ökar när RH minskar, se figur 4.1-2, som visar beräkningsresultat utgående från krympmodellerna i Betonghandbok - Material respektive Eurocode 2.



Figur 4.1 Relation mellan uttorkningskrympning och tid för ett typiskt parkeringsdäck enligt Betonghandbok - Material (1997), $T = 7,5^{\circ}\text{C}$.



Figur 4.2 Relation mellan uttorkningskrympning och tid för ett typiskt parkeringsdäck enligt Eurocode 2(2003), $T = 7,5^{\circ}\text{C}$.

Resultaten från de två modellerna överensstämmer inte och detta beror troligtvis på att Betonghandbok - Material tar hänsyn till både temperatur och RH , medan Eurocode 2 endast tar hänsyn till RH . Eurocode 2 ger ett mer realistiskt förlopp genom att krympningen avtar med tiden. Förloppet enligt Betonghandbok - Material ökar efter lång tid, vilket inte är troligt. I fallet när $RH = 90\%$ stämmer modellerna, bortsett från lutningen, nästan överens efter lång tid. När RH är lägre fås en större krympning enligt Betonghandbok - Material. Medeltemperaturen över ett år är enligt SMHI $7,5^\circ\text{C}$ och när $RH = 50\%$ är det inte troligt att man har en sådan låg temperatur. Detta leder till ett missvisande resultat och troligtvis är resultatet från Eurocode 2 mer korrekt.

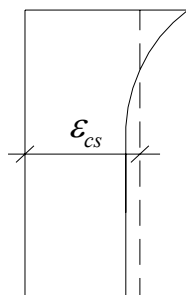
Klimatdata enligt SMHI finns i tabell 4.1 nedan.

Tabell 4.1 *Klimatdata i Göteborg från SMHI, månadsmedelvärden från perioden 1961-1990.*

Månad	Temperatur °C	RH %
Januari	1	82,9
Februari	-2	80,3
Mars	1	79,3
April	5	77,1
Maj	10	74,4
Juni	15	68,4
Juli	16	79
Augusti	16	83,2
September	13	85,4
Oktober	11	88,1
November	4	87,1
December	0	83,3
Årsmedelvärde	7,5	80,7

4.4.3 Medelkrympning

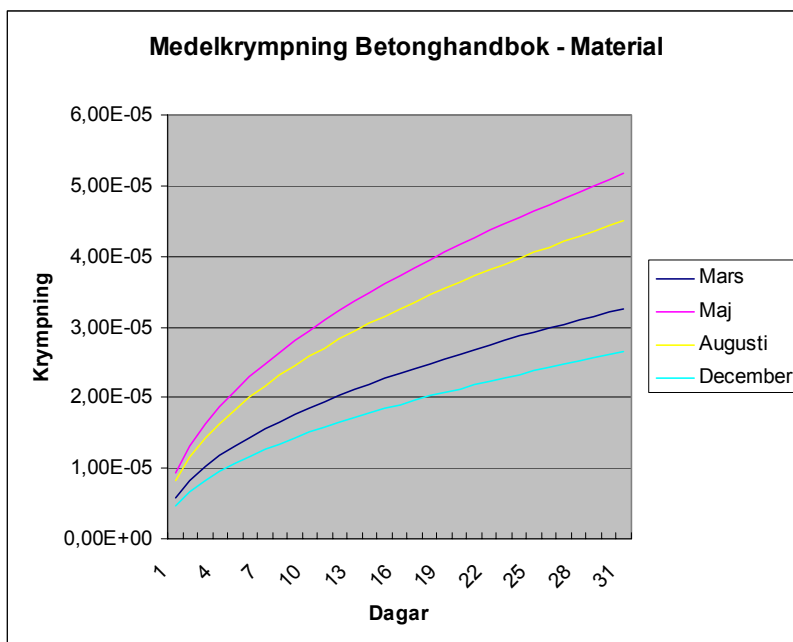
Vid beräkning av uttorkningskrympning enligt Betonghandbok - Material såväl som enligt Eurocode 2 betraktar man betongen som ett homogent material. Den fria krympningen ε_{cs} avses vara ett medelvärde i tvärsnittet, se figur 4.3.



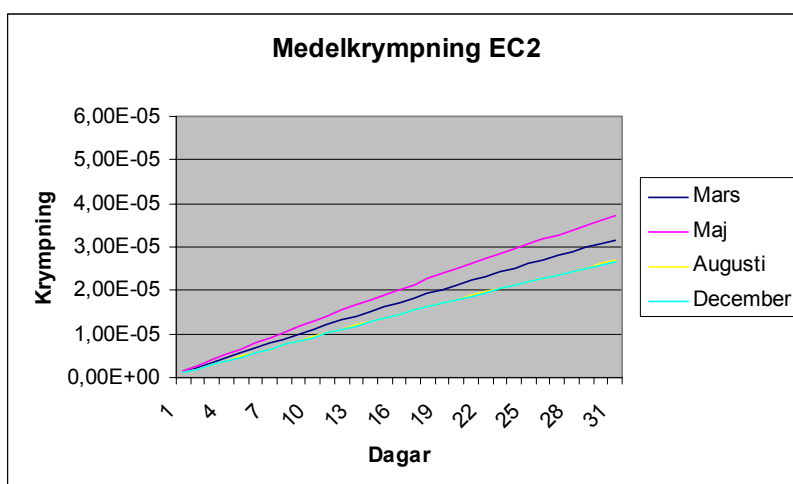
Figur 4.3 *Fria krympningen ε_{cs} .*

För att se hur gjutningstillfället på året (mars, maj, augusti och december) påverkar krympningens utveckling under den första månaden, har beräkningar gjorts med olika indata baserade på statistik från SMHI, se tabell 4.1.

Respektive månads medelvärde för *RH* och temperatur har använts och beräkningarna gjordes för ett typiskt parkeringsdäck med samverkansbjälklag, enligt formlerna i avsnitt 4.4.1. Resultatet av beräkningar enligt Betonghandbok - Material visas i figur 4.4 och resultat enligt Eurocode 2 i figur 4.5.



Figur 4.4 Utveckling av medelkrympning beroende på i vilken månad gjutning sker. Beräkning enligt modell i Betonghandboken - Material (1997).



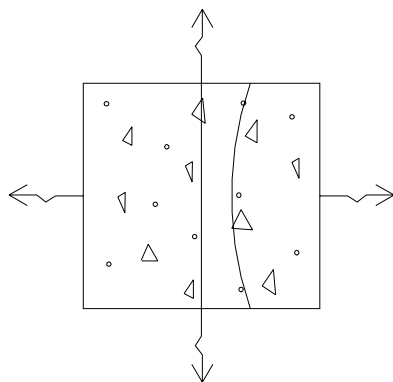
Figur 4.5 Utveckling av medelkrympning beroende på i vilken månad gjutning sker. Beräkning enligt modell i Eurocode 2 (2003).

Jämförs de olika resultaten från modellerna ser man att Betonghandbok - Material ger en mer trolig exponentiell utveckling av krympningen. Beräkningarna visar att gjutning i maj månad leder till störst krympning, fast krympningen är större enligt modellen i Betonghandbok - Material. Gjutningstillfälle mars och december månad leder till lika stor krympning för båda modellerna. Den största skillnaden mellan modellerna är då gjutningstillfället är i augusti månad. Anledningen till dessa olikheter beror troligtvis på att Betonghandbok - Material tar hänsyn till RH och temperatur medan Eurocode 2 enbart tar hänsyn till RH . Resultatet i Eurocode 2 blir inte troligt om man tittar på en kortare tidsperiod, för de månader då det är relativt hög temperatur och RH . Generellt för klimatet i Göteborgstrakten är att RH är lägre under sommarhalvåret och högre under vinterhalvåret. När RH är densamma för augusti och december är det inget i Eurocode 2 som skiljer månaderna åt med hänsyn till den varma eller kalla årstiden. Medelkrympningen framtagen med Betonghandbok - Material bör därför vara mer realistisk.

5 Krökning på grund av ojämn krympning

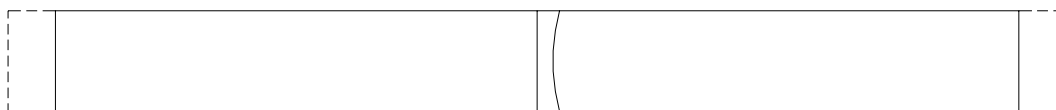
5.1 Krympningens variation över tvärsnittet

När en betongkonstruktion krymper sker en volymminskning. Normalt är krympningen ojämnt fördelad över tvärsnittet, se figur 5.1.



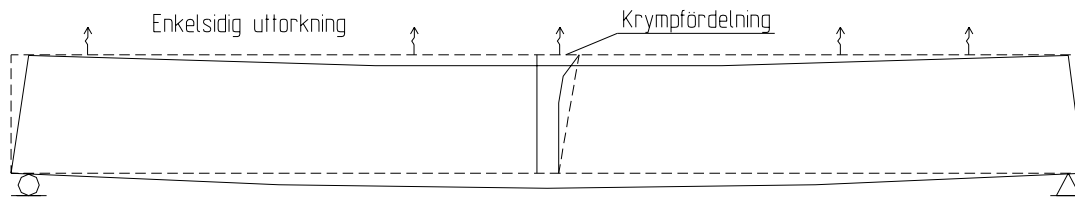
Figur 5.1 Krympfördelning för en kvadratisk betongprofil.

Krympning i ett prisma med fria ränder leder till en förkortning. Betongprofilen krymper givetvis på alla sidor, men förkortningen på långsidan, jämfört med förkortningen på kortsidan är mycket mindre, se figur 5.2.



Figur 5.2 Krympning i ett prisma med fria ränder.

Ett betongbjälklag med enkelsidig uttorkning får en ojämn uttorkning och en ojämn krympningsfördelning. Betongytan torkar snabbare ut jämfört med betongen längre ner i bjälklaget. Ytan drar sig samman mer och bjälklaget får en nedböjning. Om krympfördelningen är linjär men ojämn uppkommer behov av såväl förkortning som krökning. Om randvillkoren tillåter fri rotation leder detta till en nedböjning. I praktiken är krympfördelningen ojämn och olinjär. Detta leder till förkortning, nedböjning men även tvångsspänningar i tvärsnittet, se figur 5.3.



Figur 5.3 Krympfördelning i ett betongbjälklag med enkelsidig uttorkning.

Miljön runtomkring konstruktionen har betydelse för hur krympningen och dess fördelning över tvärsnittet kommer att utvecklas och se ut efter lång tid. Det är av betydelse om konstruktionen är uppvärmd eller inte, om den utsätts för nederbörd eller ej. Konstruktionens fukttinnehåll och fuktprofil kommer efter en viss tid att ställa in sig i förhållande till omgivningens förhållanden. Är det en icke uppvärmd konstruktion kommer den att ställa in sig efter temperatur och relativ fuktighet, RH, såsom klimatet är utomhus. Krympningens fördelning över tvärsnittet kommer i det långa perspektivet att variera med årstiderna. Inom det korta perspektivet kan extrema temperaturskillnader uppstå exempelvis en varm vårdag då temperaturen under dagen kan stiga upp emot 30 grader och gå ner under nollstrecket på natten.

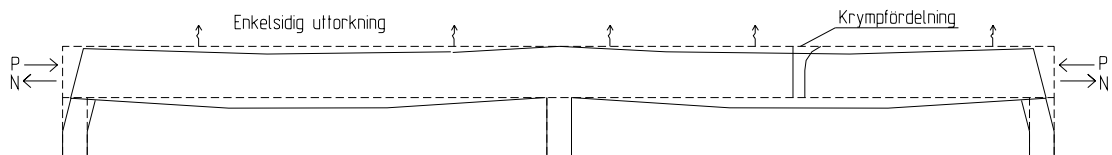
När på året konstruktionen gjuts och när det blir tätt hus, det vill säga att konstruktionen inte utsätts för nederbörd, har betydelse för krympfördelningen över tvärsnittet inom det korta perspektivet. I vissa fall blir det aldrig tätt hus och då utsätts konstruktionen under hela sin livstid för nederbörd.

5.2 Inre och yttre tvångskrafter

Armering ger upphov till ett inre tvång hos en betongkonstruktion. I ett samverkansbjälklag uppkommer ett inre tvång från armeringsplåten vilket kan leda till tvångsspänningar redan i tidig ålder. Spänningar uppstår genom att betongen vill krympa. Vid detta tillfälle har inte alltid spännlinorna spänts. Spännlinorna spänts när betongen har uppnått en hållfasthet på minst 25 MPa, efter ca 2-10 dagar.

Det yttre tvånget beror av låsningar vid konstruktionens ränder. Pelare, väggar eller hisschakt ger olika yttre tvång som kan hindra konstruktionen från rörelser på grund av till exempel krympning.

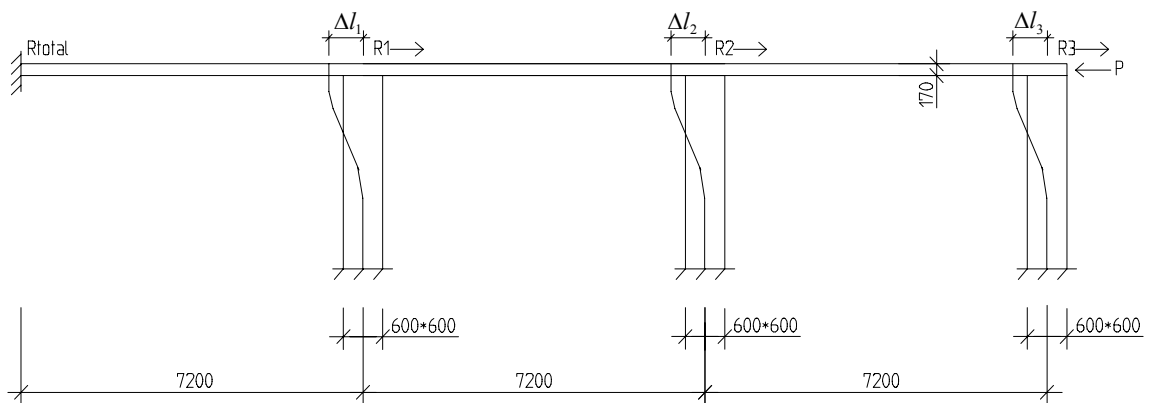
När ett bjälklag med vidhäftningsfria spännlinor spänts upp kommer pelarna att dras med i bjälklagets förkortning, se figur 5.4. Detta innebär att förspänningseffekten i bjälklaget minskar jämfört med ett bjälklag som kan deformera fritt vid uppspänning. När bjälklaget krymper motverkas krymprörelsen av pelarna och det blir en dragkraft i bjälklaget som har motsatt tecken till spännkraften. Denna tvångskraft är oftast inte så stor men den åter upp en del av förspänningens effekt, som ska motverka sprickbildning i bjälklaget.



Figur 5.4 Förhindrad krympning i ett bjälklag med fast inspända pelare.

5.3 Inverkan av tvång från pelarna

När spännlinorna i bjälklaget spänns påverkas uppspänningen av tvång från pelarna och förspänningens effekt i bjälklaget minskar, se figur 5.5. Hur stor denna förlust är beror i första hand på antalet pelare och deras längd och böjstyvhet. En mothållande vägg eller en skiva hade istället för pelare givit en betydligt större förlust.



Figur 5.5 Krafter $R1$, $R2$ och $R3$, som minskar förspänningens effekt.

Metoden som användes för att uppskatta tvångets inverkan på förspänningseffekten var ganska konservativ och kunde därför anses vara på den säkra sidan. Bjälklagets längdändring per spann beräknades enligt ekvation (5.1), där lastförutsättningarna är enligt avsnitt 3.3.1.

$$\Delta l = \varepsilon \cdot l = \frac{Pl}{EA_b} \quad (5.1)$$

P = Kabelkraft (totalt värde i bjälklag mellan längsgående balkar)

l = Bjälklagets spannvidd

E = 32 GPa (betongens E - modul)

A_b = Bjälklagets tvärsnittsarea mellan längsgående balkar

Krafterna $R1$, $R2$ och $R3$ i pelarna beräknades enligt ekvation (5.2).

$$R = \frac{12E \cdot \frac{bh^3}{12}}{L^3} \cdot \Delta l \quad (5.2)$$

b = Pelarens tvärsnittsbredd

h = Pelarens tvärsnittshöjd

L = Pelarlängd

Den totala förlusten av förspänningseffekten uppskattades genom att addera krafterna, se beräkningar i Appendix C. Förlusten av kabelkraften blir i värsta fall ungefär 10.7 %. Kvarvarande kabelkraft blev då:

Långtidslast = $190 \text{ kN} \cdot (1 - 0,107) = 169.7 \text{ kN}$

Korttidslast = $175 \text{ kN} \cdot (1 - 0,107) = 156.3 \text{ kN}$

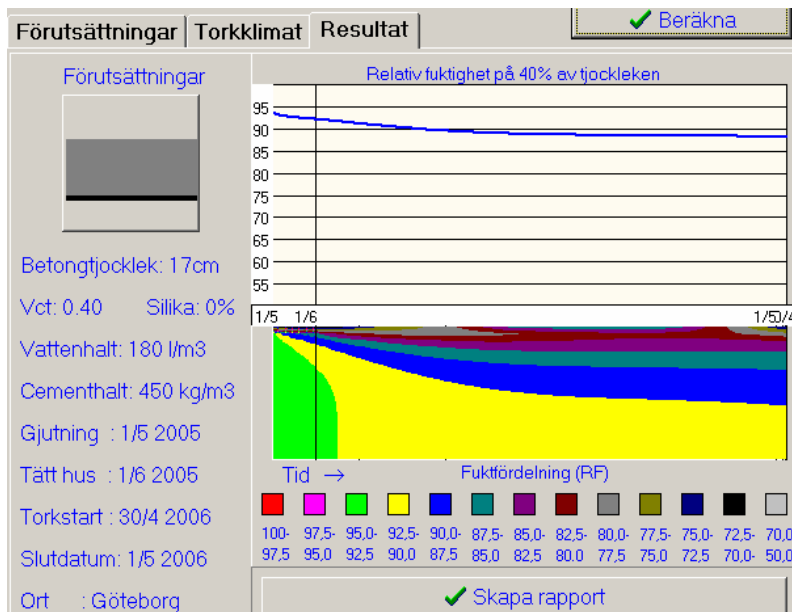
5.4 Beräkning av krympfördelning

5.4.1 Fuktprofil

För att uppskatta krympfördelningen över tvärsnittet i en konstruktion och hur denna varierar med tiden måste den aktuella fuktprofilen beräknas. Med fuktprofil menas hur den relativa fuktigheten varierar över tvärsnittet inuti en konstruktion. Fuktprofilen beror på många olika faktorer, men främst på omgivningens klimat, betongens materialsammansättning och konstruktionens utförande.

Fuktprofiler kan tas fram med hjälp av datorprogrammet TorkaS, vilket är utvecklat och framtaget vid Lunds universitet. TorkaS används vanligtvis för bedömning av uttorkningstiden hos betongkonstruktioner med Byggcement. Indata till TorkaS är förutsättningar så som kvarsittande form, plattjocklek, vct , vattenhalt, gjutningstillfälle, tidpunkt för tätt hus, aktuell tid och den ort konstruktionen befinner sig i. Klimatdata från SMHI betraktas automatiskt i programmet. Klimatdata utgörs av månadsmedelvärden för RH och temperatur från tidsperioden 1961 tom 1990, se tabell 4.1.

I figur 5.6 visas en fuktprofil som är framtagen för ett typiskt parkeringsdäck med samverkansbjälklag i Göteborgstrakten. Gjutningen antogs äga rum den 1/5 2005 och efter en månad blev det tätt hus utan uppvärmning, det vill säga utomhusklimat. Fuktprofilen har beräknats för tidpunkten 1 år. Fuktprofilen anger hur RH varierar över tvärsnittets höjd vid olika tidpunkter under 1 år från gjutning.



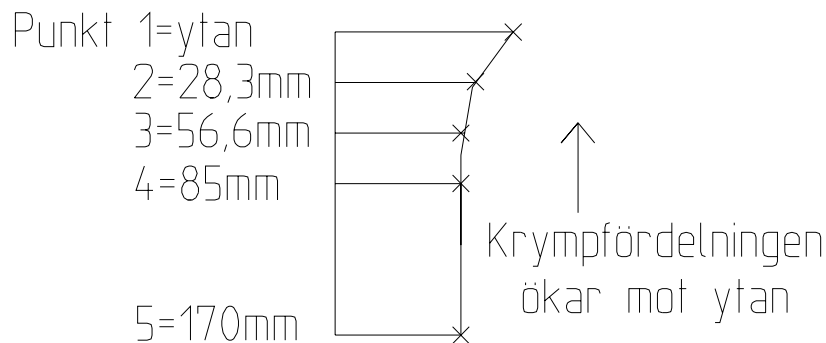
Figur 5.6 Fuktprofilens utveckling under 1år, för ett typiskt parkeringsdäck med samverkansbjälklag i Göteborgstrakten.

5.4.2 Beräkning av krympfördelning i tvärsnittet

Krympfördelningen i tvärsnittet varierar över tiden och under konstruktionens första år har även gjutningstillfället stor betydelse för krympfördelningens utveckling. Resultatet i avsnitt 4.4.3, utveckling av medelkrympning beroende på i vilken månad gjutning sker, gav att maj och december var de månader som gav störst skillnad i medelkrympning. Nedanstående olika fall bör därför beaktas för att få fram olika möjliga krympfördelningar i ett typiskt parkeringsdäck med samverkansbjälklag. Mellanbjälklag antas bli utsatt för nederbörd under ca en månads tid innan nästa ovanliggande bjälklag är färdigställt. Översta bjälklaget antas bli utsatt för nederbörd under hela sin livstid.

1. Gjutning i maj, översta bjälklag (ÖB)
2. Gjutning i maj, mellanbjälklag (MB)
3. Gjutning i december, översta bjälklag (ÖB)
4. Gjutning i december, mellanbjälklag (MB)

Dessa olika extrema fall har beräknats i TorkaS för att få fram en aktuell fuktprofil i bjälklaget efter 1, 3 och 6 månader och efter 1 och 3 år, se Appendix A. Därefter har den relativa fuktigheten avlästs visuellt i fem olika punkter i bjälklaget, se figur 5.7, från samtliga fuktfordelningsfigurer från beräkningarna i TorkaS, se figur 5.6.



Figur 5.7 Krympfördelning i tvärsnitt, krympfördelningen ökar mot bjälklagets yta.

Krympmodellerna enligt Betonghandbok - Material och Eurocode 2 beaktar inverkan av den relativa fuktigheten i konstruktionens omgivning, inte i själva materialet. För att kunna använda fuktprofilen i betongtvärsnittet måste man för varje punkt anta att hela plattan har fått samma förhållanden som den aktuella punkten och att punkten efter väldigt lång tid har ställt in sig till omgivningens RH . Det har då uppkommit balans mellan punkten och omgivningen.

Genom detta antagande kunde krympfördelningarna tas fram med hjälp av modellerna i Betonghandbok - Material och Eurocode 2, se avsnitt 4.4.1.

I det följande visas ett exempel på hur en krympfördelning kan uppskattas. Beräkningarna är baserade på krympmodellen i Betonghandbok - Material och avser lastfall 1, efter 1 år, för ett typiskt parkeringsdäck med samverkansbjälklag, se avsnitt 4.4.1.

$$t_s = 0d$$

$$t_s < 3 \text{ dygn} \Rightarrow \gamma_s = 1,82$$

$$\gamma_s = \begin{cases} 0,6 + 0,4 \cdot \sqrt{\frac{28}{t_s}} & \text{för } t_s \geq 3d \\ 1,82 & \text{för } t_s < 3d \end{cases}$$

$$T = 7,5^\circ C, \text{ medeltemperaturen över 1 år}$$

$$\gamma_T = \frac{293}{7,5 + 273} \cdot e^{5000 \left(\frac{1}{7,5 + 273} - \frac{1}{293} \right)} = 2,23$$

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

$$k_s = 1$$

$$h_m = 2h = 2 \cdot 0,170 = 0,34 \text{ m}$$

$$t_{50} = 250 \left(\frac{1 \cdot 0,34}{0,15} \right) \cdot \frac{2,23}{1,82} = 695,76 \text{ dygn}$$

$$t = 365 \text{ d}$$

$$\gamma_t = \sqrt{\frac{365 - 0}{(365 + 0) + 3 \cdot 695,76}} = 0,39$$

$RH = 75 \%$, avläst visuellt från TorKaS beräkning

$$\gamma_{RH} = 1,14 \left[1 - \left(\frac{75}{100} \right)^3 \right] = 0,66$$

$$W = 180 \text{ kg/m}^3$$

$$\varepsilon_{s0} = \left(\frac{180}{215} \right)^3 \cdot 10^{-3} = 0,000587$$

$$\varepsilon_{cs}(365) = 0,39 \cdot 0,66 \cdot 0,000587 = 1,49\text{E} - 04$$

Krympningen för de övriga punkterna med respektive djup och RH visas i tabell 5.1.

Tabell 5.1 Krympningsfördelning i beräkningsexempel för lastfall 1, efter 1 år.

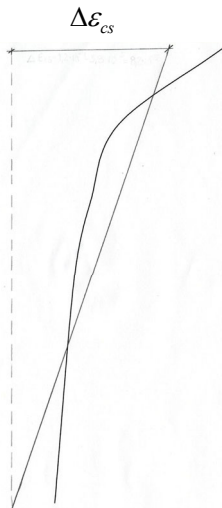
Maj, ÖB, 1år	djup, mm	$RH \%$	ε_{cs}
Punkt 1	0	75	1,49E-04
Punkt 2	28,3	86	9,39E-05
Punkt 3	56,6	88,5	7,92E-05
Punkt 4	85	89,9	7,06E-05
Punkt 5	170	91,6	5,97E-05

Ur tvärsnittets krympfördelning har en rät medellinje passats in så att arean under krympfördelningen på ömse sidor om linjen blir lika stora. För den aktuella krympfördelningen uppskattas krökningen på grund av ojämn krympning som lutningen av den inpassade räta linjen, se figur 5.8 och ekvation (5.3).

$h =$ bjälklaget tjocklek, m

$\Delta\varepsilon_{cs} =$ uppskattad krympskillnad över tvärsnittet (medeleffekt)

$$\text{Uppskattad krökning på grund av ojämn krympning} \quad \frac{1}{r_{cs}} = \frac{\Delta\varepsilon_{cs}}{h} \quad (5.3)$$



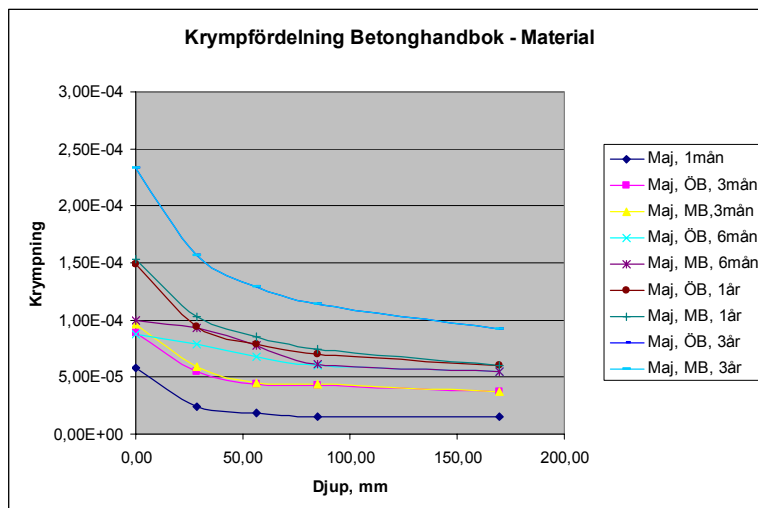
Figur 5.8 Uppskattning av krökning på grund av ojämn krympning utgående från beräknad krympfördelning.

5.4.3 Resultat

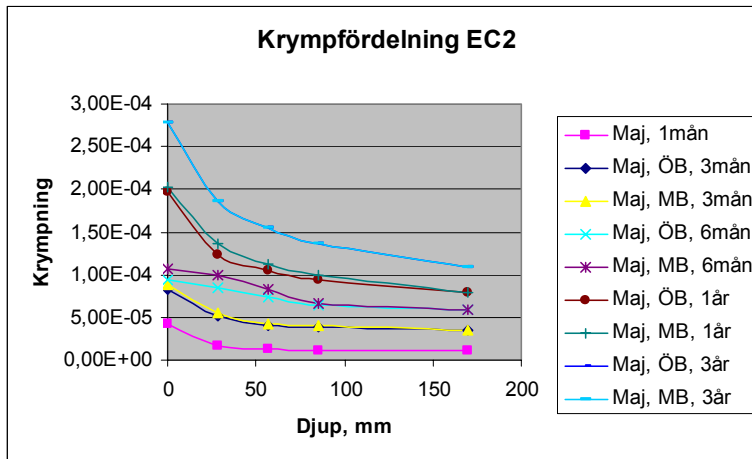
För det aktuella beräkningsexemplet fås krökningen på grund av ojämn krympning som:

$$\Delta\epsilon_{cs} = 1,2 \cdot 10^{-4} - 3,8 \cdot 10^{-5} = 8,2 \cdot 10^{-5}$$

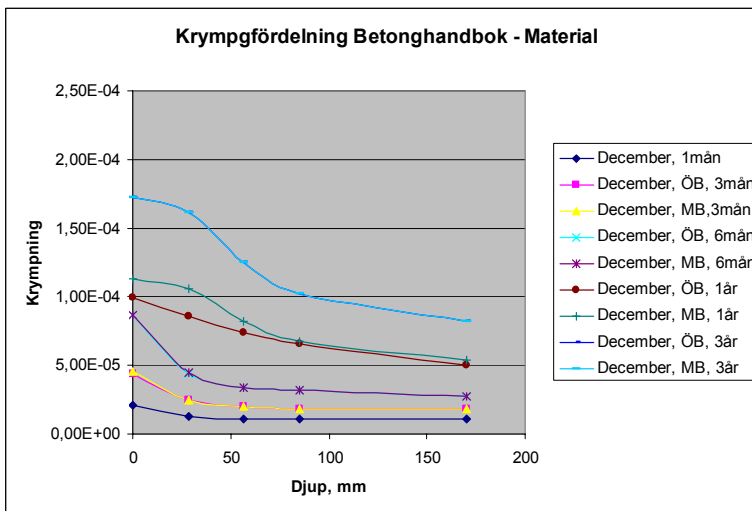
Krympfördelningar som är beräknade för de olika lastfallen efter 1, 3, 6 månader och 1, 3 år visas i figur 5.9- 5.12.



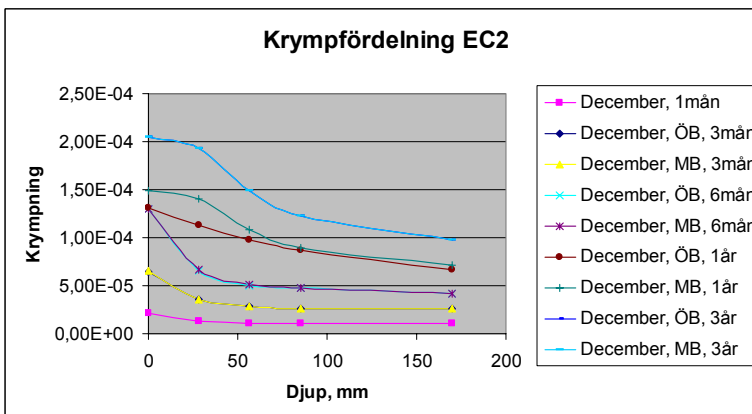
Figur 5.9 Krympfördelningar för olika tidpunkter vid gjutning i maj månad.



Figur 5.10 Krympfördelningar för olika tidpunkter vid gjutning i maj månad.



Figur 5.11 Krympfördelningar för olika tidpunkter vid gjutning i december månad.



Figur 5.12 Krympfördelningar för olika tidpunkter vid gjutning i december månad.

För gjutning i maj månad, under det första året överensstämmer beräknade krympfördelningarna, oavsett vilken krympmodell som användes. Mellanbjälklaget har en större krympning jämfört med det översta bjälklaget. Efter sex månader stannar krympningen upp för båda krympmodellerna. Detta beror troligtvis på att det är vinter och därav högre RH och lägre temperatur i aktuellt klimat. När det har gått ett år är det fortfarande skillnader mellan ÖB och MB, och modellen i Eurocode 2 ger en större krympning än modellen i Betonghandbok - Material. Efter tre år är det ingen skillnad mellan ÖB och MB, och Eurocode 2 ger fortfarande större krympning än Betonghandbok - Material.

För gjutning i december månad, är krympningen efter första månaden densamma oavsett krympmodell. Krympningen är samma oavsett om det är ÖB eller MB för nästan alla tidpunkter. Genomgående efter första månaden är även att krympningen är större för beräkningarna gjorda enligt Eurocode 2. Efter sex månader blir krympningen mycket större för båda modellerna. Det beror på att det är sommar och därav lågt RH och hög temperatur i aktuellt klimat. Efter ett år stannar krympningen upp då det är vinter igen. Skillnaden mellan ÖB och MB är nu stor, vilket inte känns speciellt troligt trots att båda modellerna ger samma resultat.

Skillnaden i resultatet för gjutning sommartid eller vintertid speglar krympfördelningens utveckling under det första året. Årstidsvariationer styr sedan krympningens variation närmast den fria ytan. Krympningen stannade av under vinterhalvåret.

Jämförs medelkrympningen i avsnitt 4.4.3 och krympningen efter 1 månad från ovanstående krympfördelningar i mitten av tvärsnittet, så överensstämmer de inte. Krympfördelningarna är beräknade med hänsyn till RH i materialet och inte med hänsyn till RH i omgivningen, såsom medelkrympningen var beräknad. Däremot överensstämmer medelkrympningen med krympfördelningens värde närmast den fria ytan, vilken kan ses ha omgivningens RH .

6 Beräkning av momentomlagring

6.1 Momentfördelning

Fördelning av böjmoment i kontinuerliga balkar och ramar kan inte lösas direkt ur jämviktsekvationer, eftersom de är statiskt obestämda. Lastfördelningen i statiskt obestämda konstruktioner beror på konstruktionens respons när den belastas.

I betongkonstruktioner varierar normalt responsen hos konstruktionens delar med ökande last, detta på grund av sprickbildning i betongen, flytning av stålet och andra icke linjära materialreaktioner. Responsen påverkas även av effekter såsom förspänning, krypning och krympning utav betongen, ojämn temperatur och stödsättningar. I en statiskt obestämd konstruktion påverkar detta momentfördelningen.

När kontinuerliga balkar analyseras antas ofta att böjstyvheten (EI) är konstant längs balken. Detta är inte sant för armerade betongbalkar eftersom sprickbildning, olika mängder armering i balken, krypning och krympning i betongen och andra icke linjära materialreaktioner inverkar. Metoden att analysera balkar och lösa de statiskt obestämda är i princip densamma, oberoende av hur många av dessa effekter man tar hänsyn till.

De statiskt obestämda kan endast lösas genom att kombinera jämviktsvillkor, deformationsvillkor och konstitutiva samband samtidigt som hänsyn tas till konstruktionens randvillkor. För att lösa momentfördelningen hos kontinuerliga balkar kan följande villkor formuleras:

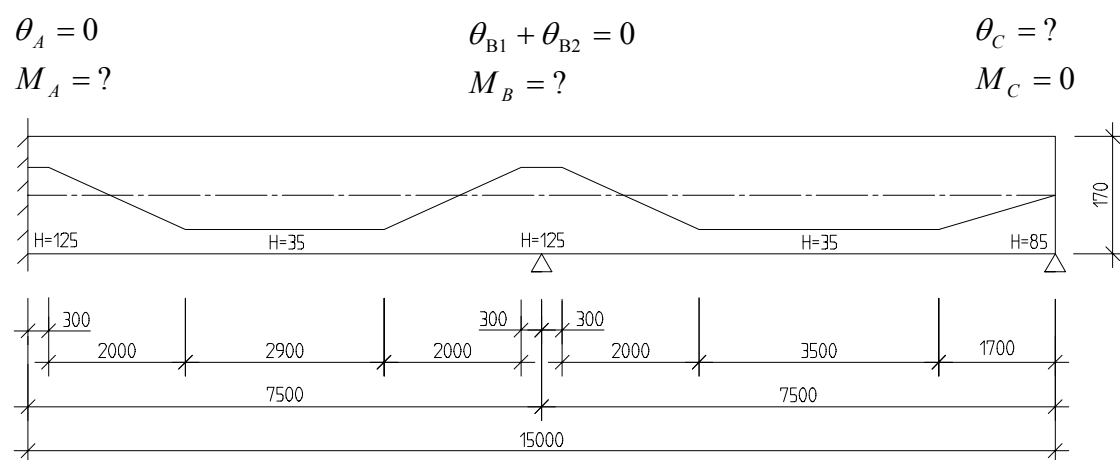
- Jämviktsvillkor som relaterar till förhållandet mellan snittkrafter och last, alltså mellan inre och yttre krafter.
- Deformationsvillkor i vilka sektionens respons relateras till den globala responsen, exempelvis mellan krökning i tvärsnitt och stödrotationer.
- Konstitutiva förhållanden där snittkrafter relateras till sektionens respons, exempelvis samband mellan moment och krökning.

Lokala konstitutiva samband måste först definieras för materialen betong och stål, till exempel för enaxiell belastning. Resultatet är spännings- töjningssamband för materialen. Krypning och relaxation är effekter som kan beaktas i dessa lokala konstitutiva samband. Efter det kombineras dessa relationer med jämvikts- och deformationsvillkor för tvärsnittet. Kombinationen av dessa villkor resulterar i konstitutiva samband på regional nivå, exempelvis relationen mellan böjmoment och krökning i tvärsnittet. Till sist kombineras de konstitutiva sambanden i tvärsnitten så att jämvikts- och deformationsvillkor uppfylls på global nivå, antingen för hela konstruktionen eller för en väsentlig del av den. Deformationsvillkoren beskriver exempelvis hur krökningen i tvärsnittet passar in i den globala deformationen, såsom stödrotation, beroende på rand- och kontinuitetsvillkor, Engström (2004).

6.2 Balkmodell

För att undersöka effekten av ojämn krympning i parkeringsdäck med samverkansbjälklag formulerades en balkmodell som simulerar responsen hos ett typisk strimla, jämför med avsnitt 3.4.

Balkmodellens geometriska utformning utgår från referensstrimlans förhållanden. Böjstyvheten antas vara konstant längs hela balken. Balken har fyra fack på 7,5 m vardera och på grund av antagen symmetri gjordes beräkningar bara för två fack. Tvärsnittets tyngdpunkt antas vara belägen på halva bjälklagshöjden, trots att tyngdpunktens läge varierar något beroende på om det är kort- eller långtidslast. Variationerna är dock inte stora och har marginell påverkan på balkmodellen. Kontinuitetsvillkor för respektive stöd visas i figur 6.1.



Figur 6.1 Balkmodellens geometriska utformning med kontinuitetsvillkor för respektive stöd. Måtten H är relaterade till bjälklagets underkant.

Balkens olika lastfall visas i figur 6.2 där stödmomenten M_A/M_B antas vara positiva om de ger drag på ovansidan stöd. Egentyngd och utbredd variabel last är vanliga förekommande lastfall. Krökningen på grund av tvångsspänningar som initieras av den trapetsprofilerade armeringsplåten när betongen krymper beräknades enligt ekvation (6.1).

$$\frac{F_{cs} \cdot e_s}{EI} \quad (6.1)$$

Tvångskraft på armeringsplåten $F_{cs} = E_s \cdot \varepsilon_{cs} \cdot A_s$ (tryck)

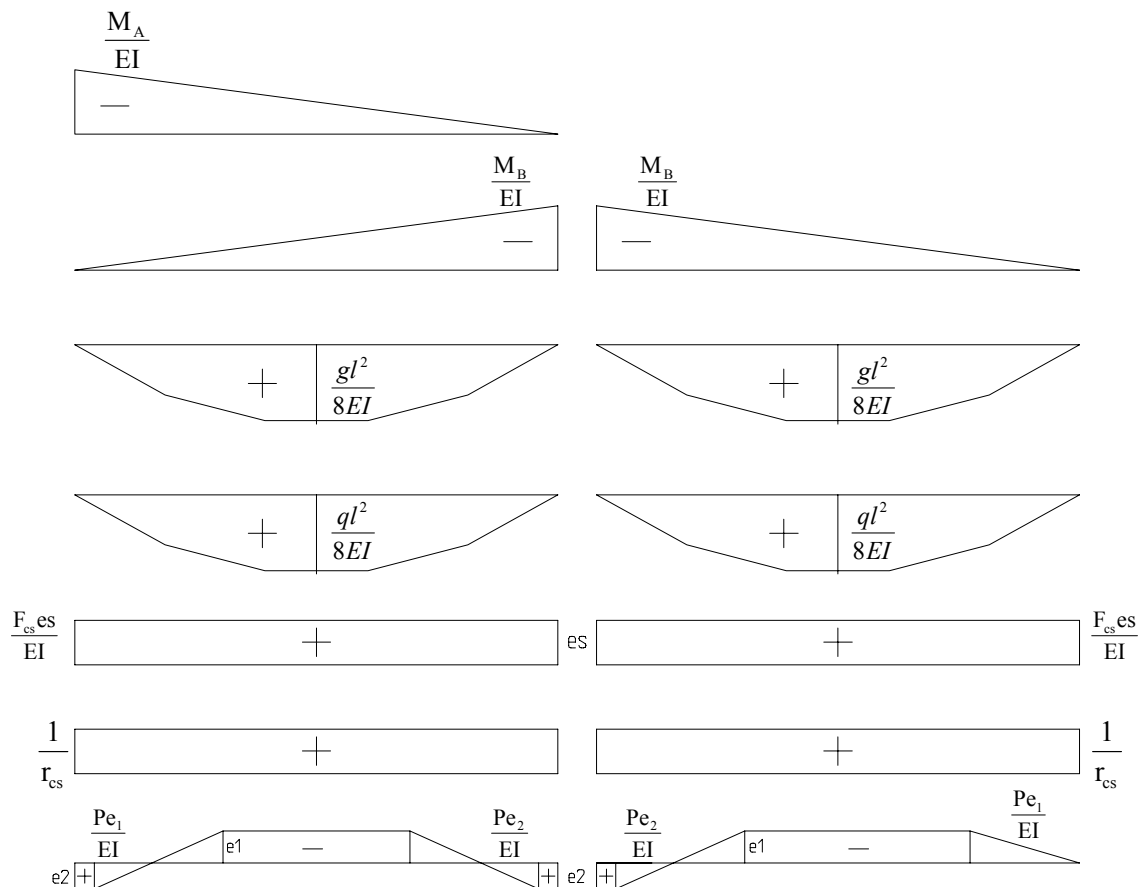
$E_s = 200$ GPa, elasticitetsmodul för stål

$\varepsilon_{cs} =$ Fri krympning på armeringsplåtens nivå

$A_s = 955 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{m}$, tvärsnittsarea hos armeringsplåten

$e_s =$ Avstånd mellan armeringsplåt och tvärsnittets tyngdpunkt

Krökning på grund av ojämn krympning är spänningsoberoende och ansattes med hänsyn till resultaten från avsnitt 5.4. Krökning på grund av kabelkraftens excentricitet erhöles genom att multiplicera kabelkraften 175kN (långtidsvärde) eller 190kN (korttidsvärde) med excentriciteten från spännlinans linjeföring och därefter dividera med böjstyvheten. Lastförutsättning för balkmodellen är enligt avsnitt 3.3.1.



Figur 6.2 Dellastfall i balkmodellen.

För att de obekanta stödmomenten M_A och M_B skulle kunna beräknas behövede följande ekvationer lösas.

$$f_B = 0 \quad \theta_A \cdot l - \sum A_i(l - x) = 0 \quad (6.2)$$

Nedböjningen i stöd B antogs vara noll. Enligt randvillkoren förutsattes stödrotationen i A vara noll. M_A och M_B var obekanta i ekvation (6.2). Genom att addera de olika dellastfallens stödrotationer, erhöles ett förhållande $M_A = XM_B$.

$$f_A = 0 \quad \theta_{B1} \cdot l - \sum A_i(l - y) = 0 \quad (6.3)$$

Nedböjningen i stöd A antogs vara noll. Enligt kontinuitetsvillkoren var stödrotationen i B $\theta_{B1} + \theta_{B2} = 0$. M_A och M_B var obekanta i ekvation (6.3). Genom att addera de olika

dellastfallens stödrotationer, erhöles θ_{B1} genom att $M_A = XM_B$ sattes in i ekvationen.

$$f_C = 0 \quad \theta_{B2} \cdot l - \sum A_i(l-z) = 0 \quad (6.4)$$

Nedböjningen i stöd C antogs vara noll. Enligt kontinuitetsvillkoren var stödrotationen i B $\theta_{B1} + \theta_{B2} = 0$. M_B var obekant i ekvation (6.4). Stödrotationen θ_{B2} beräknades genom att addera de olika dellastfallens stödrotationer. Enligt kontinuitetsvillkoret $\theta_{B1} + \theta_{B2} = 0$ kunde sedan M_B beräknas. Efter att M_B var känt kunde även M_A beräknas, se balkmodellen i Appendix B.

6.3 Analys med hjälp av balkmodellen

6.3.1 Allmänt

När ett samverkansbjälklag har gjutits kan bjälklaget utsättas för både plastisk och autogen krympning (liten andel, i jämförelse med uttorkningskrympning) innan betongen har hårdnat. Utöver dessa krympningar kan även temperatursprickor under hydratationsprocessen uppstå, eftersom sammandragningen under nedkylningsperioden är större än den elastiska expansionen under uppvärmningsperioden. Betongkonstruktionen kan redan då betraktas som belastad på grund av tvångskrafter som uppstår från armeringsplåten.

När betongen har hårdnat och uppnått en hållfasthet på minst 25 MPa, efter ca 2-10 dagar spänns spännlinorna. När spännlinorna i bjälklaget spänns går kraft ner i pelarna och spännkraftens effekt i bjälklaget minskar. Uttorkningskrympningen sker efter det att betongen har hårdnat och är en långsam process som kan hålla på i flera år. Om fri krympning helt eller delvis förhindras genom inspänningar eller armering uppkommer dragpåkänningar i betongen, vilket kan leda till sprickbildning. Krympning innebär för förspända konstruktioner att förspänningseffekten minskar med tiden. När ett bjälklag med vidhäftningsfria spännlinor, ensidig uttorkning och fast inspända pelare krymper kommer pelarna att dras med. Tvångskraft i pelarna leder till att det blir en dragkraft i bjälklaget, som har motsatt tecken till spännkraften. Denna tvångskraft är oftast inte så stor men den åter upp en del av spännkraftens effekt, som ska motverka sprickbildning i bjälklaget. Betongens krypning är en spänningsberoende deformation som ökar med tiden. Efter lång tid avtar krypningen och deformationen når då ett slutvärde. Krypningen gör att krympdragspänningarna minskar.

Under hela konstruktionens livstid kan temperaturvariationer i bjälklaget uppstå, exempelvis en varm vårdag då temperaturen under dagen kan stiga upp emot 30 grader och gå ner under nollstrecket på natten.

I balkmodellen tas ingen hänsyn till spännkrafter från produktionen. Dragkraft från pelarna försummas också.

6.3.2 Parameterstudie

I det följande visas resultat av fem olika beräkningsfall. Beräkningarna i balkmodellen utförs med samma beräkningsförutsättningar som i de förenklade beräkningarna i avsnitt 3.3.1. Nämligen att kabelkraften P_m var ett medelvärde, låsglidningen antogs vara 3-4 mm och friktionen försumrades helt. Efter långtidsförluster antogs den effektiva kabelkraften vara 175 kN och då har hänsyn tagits till krympning, krypning och relaxation. I de fem olika beräkningsfallen i balkmodellen används lastfall 3 som gav störst stödmoment enligt resultaten från beräkningarna i avsnitt 3.3.2.

3. Egentyngd + brukslast, effektiv kabelkraft (175kN)

1. Utan hänsyn till krympning.

Beräknade stödmoment:

$$M_A = -1,0 \text{ kNm}$$

$$M_B = -6,2 \text{ kNm}$$

Momenten var negativa vilket enligt antagandet betyder att bjälklaget var tryckt på ovansidan stöd. Troligtvis var detta ett resultat av spännkraften. Det finns ingen risk för sprickbildning i anslutning mellan platta och balk.

2. Med hänsyn till krympning efter 3 år, beräknad för betongrecept från år 1971 eller 2005.

Cement- och vattenandelen har i betongrecept från 2005 ökat jämfört med betongrecept från 1971, medan stenstorleken har minskat, se tabell 6.1.

Tabell 6.1 Typiska betongrecept från 1971 och 2005, Kutti (2005).

År	Hållfasthetsklass	Max-stenstorlek	Cementmängd	Vattenhalt
1971	K40	32 mm	340 kg/m ³	177 l/m ³
2005	C32/40	16 mm	375 kg/m ³	191 l/m ³

Med betongrecept från 1971.

Genomsnittlig ojämn krympning, figur 5.8 och krympning på armeringsplåtens nivå.

$$\Delta \varepsilon_{cs} = 1,22 \cdot 10^{-4} \text{ och } \varepsilon_{cs} = 3,2 \cdot 10^{-5}$$

Beräknade stödmoment:

$$M_A = 8,3 \text{ kNm}, \Delta M_A = 9,3 \text{ kNm jämfört med } M_A \text{ utan hänsyn till krympning}$$
$$M_B = 7,8 \text{ kNm}, \Delta M_B = 14,0 \text{ kNm jämfört med } M_B \text{ utan hänsyn till krympning}$$

Med betongrecept från 2005.

Genomsnittlig ojämnh krympning, figur 5.8 och krympning på armeringsplåtens nivå.

$$\Delta \varepsilon_{cs} = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ och } \varepsilon_{cs} = 4,3 \cdot 10^{-5}$$

Beräknade stödmoment:

$$M_A = 11,2 \text{ kNm}, \Delta M_A = 12,2 \text{ kNm jämför med } M_A \text{ utan hänsyn till krympning}$$
$$M_B = 12,0 \text{ kNm}, \Delta M_B = 18,2 \text{ kNm jämfört med } M_B \text{ utan hänsyn till krympning}$$

Stödmomenten var positiva vilket enligt antagandet innebar att det var drag på ovsidan stöd.

3. Med hänsyn till stor krympning efter lång tid.

Genomsnittlig ojämnh krympning, figur 5.8 och krympning på armeringsplåtens nivå.

$$\Delta \varepsilon_{cs} = 5,0 \cdot 10^{-4} \text{ och } \varepsilon_{cs} = 1,3 \cdot 10^{-5}$$

Beräknade stödmoment:

$$M_A = 37,3 \text{ kNm}$$
$$M_B = 51,3 \text{ kNm}$$

Stödmomenten var positiva vilket enligt antagandet innebar att det var drag på ovsidan stöd.

4. Med hänsyn till minskad förspänningseffekt på grund av tvång från pelarna samt krympning efter 3 år, med betongrecept från 2005.

Antagen kabelkraft efter lång tid, jämför avsnitt 5.3.

$$P = 156,3 \text{ kNm}$$

Genomsnittlig ojämnh krympning, figur 5.8 och krympning på armeringsplåtens nivå.

$$\Delta \varepsilon_{cs} = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ och } \varepsilon_{cs} = 4,3 \cdot 10^{-5}$$

Beräknade stödmoment:

$M_A = 13,3 \text{ kNm}$, $\Delta M_A = 14,3 \text{ kNm}$ jämfört med M_A utan hänsyn till krympning

$M_B = 15,7 \text{ kNm}$, $\Delta M_B = 21,9 \text{ kNm}$ jämför med M_B utan hänsyn till krympning

Stödmomenten var positiva vilket enligt antagandet innebar att det var drag på ovansidan stöd.

5. Med hänsyn till ojämn temperatur och minskad förspänningseffekt på grund av tvång från pelarna samt krympning efter 3 år, med betongrecept från 2005.

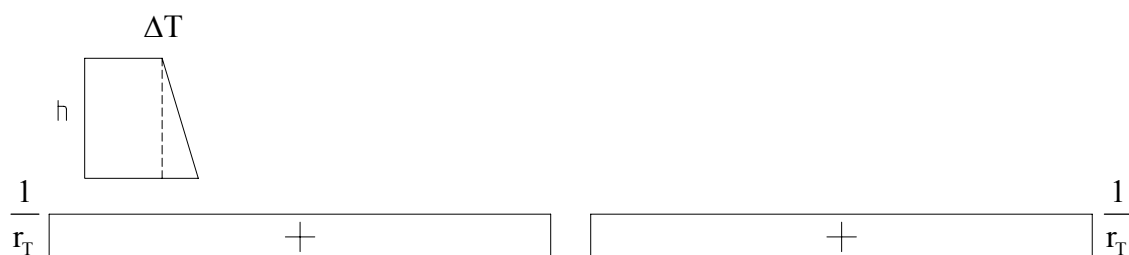
En ojämn temperaturfördelning kan uppstå i bjälklaget exempelvis en kall vårkväll. Balkmodellen får ytterligare ett dellastfall, se figur 6.3, där krökningen på grund av temperaturdifferensen beräknas enligt ekvation (6.5).

$$\text{Krökning på grund av ojämn temperatur} \quad \frac{1}{r_T} = \frac{\alpha_T \Delta T}{h} \quad (6.5)$$

h = Bjälklaget tjocklek, [m]

ΔT = Temperaturdifferens

α_T = Temperaturutvidgningskoefficient



Figur 6.3 Lastfall på grund av ojämn temperaturfördelning.

Antagen temperaturdifferens, kallast på ovansidan.

$$\Delta T = 10^\circ \text{ C}$$

Antagen kabelkraft efter lång tid, jämför avsnitt 5.3.

$$P = 156,3 \text{ kNm}$$

Genomsnittlig ojämn krympning, figur 5.8 och krympning på armeringsplåtens nivå.

$$\Delta \varepsilon_{cs} = 1,58 \cdot 10^{-4} \text{ och } \varepsilon_{cs} = 4,3 \cdot 10^{-5}$$

Beräknade stödmoment:

$M_A = 20,3 \text{ kNm}$, $\Delta M_A = 21,3 \text{ kNm}$ jämfört med M_A utan hänsyn till krympning

$M_B = 26,2 \text{ kNm}$, $\Delta M_B = 32,4 \text{ kNm}$ jämfört med M_B utan hänsyn till krympning

Stödmomenten var positiva vilket enligt antagandet innebar att det var drag på ovansidan stöd.

För att bjälklaget skall kunna betraktas som osprucket skall beräknade betongspänningar på bjälklagets ovansida vara mindre än böjdraghållfastheten, se beräkningar i avsnitt 3.3.1. Resultatet av beräkningar med hjälp av Naviers formel visade att sprickbildning uppstår i vissa av de analyserade fallen i parameterstudierna, se tabell 6.2.

Tabell 6.2 *Betongspänningar på bjälklagets ovansida, jämfört med böjdraghållfastheten utgående från $f_{ctk,0,05} = 1,95 \text{ MPa}$.*

Parameterstudie	$M \text{ kNm}$	$\sigma_c(z) \text{ MPa}$	$k \cdot f_{ctk} / \zeta$	$\sigma_c(z) < k \cdot f_{ctk} / \zeta$
1. M_A	-1,0			OK
1. M_B	-6,2			OK
2. M_A , 1971	8,3	0,44	2,38	OK
2. M_B , 1971	7,8	0,33	2,38	OK
2. M_A , 2005	11,2	1,04	2,38	OK
2. M_B , 2005	12,0	1,20	2,38	OK
3. M_A	37,3	6,46	2,38	EJ OK
3. M_B	51,3	9,36	2,38	EJ OK
4. M_A	13,3	1,47	2,38	OK
4. M_B	15,7	1,97	2,38	OK
5. M_A	20,3	2,93	2,38	EJ OK
5. M_B	26,2	4,15	2,38	EJ OK

Enligt sprickkriterium i BBK 04 beräknas böjdraghållfastheten utgående från den lägre karakteristiska draghållfastheten, 5%-fraktilen. För att bedöma risken för sprickbildning är det intressant att göra beräkningar också med hänsyn till draghållfasthetens medelvärde och den högre karakteristiska draghållfastheten, 95%-fraktilen. Tabell 6.3 visar resultatet utgående från medelvärdet och tabell 6.4 visar resultatet utgående från 95 %-fraktilen.

Tabell 6.3 *Betongspänningar på bjälklagets ovansida, jämfört med böjdraghållfastheten utgående från $f_{ctm} = 2,80$ MPa.*

Parameterstudie	M kNm	$\sigma_c(z)$ MPa	$k \cdot f_{ctk} / \zeta$	$\sigma_c(z) < k \cdot f_{ctk} / \zeta$
1. M_A	-1,0			OK
1. M_B	-6,2			OK
2. M_A , 1971	8,3	0,44	3,42	OK
2. M_B , 1971	7,8	0,33	3,42	OK
2. M_A , 2005	11,2	1,04	3,42	OK
2. M_B , 2005	12,0	1,20	3,42	OK
3. M_A	37,3	6,46	3,42	EJ OK
3. M_B	51,3	9,36	3,42	EJ OK
4. M_A	13,3	1,47	3,42	OK
4. M_B	15,7	1,97	3,42	OK
5. M_A	20,3	2,93	3,42	EJ OK
5. M_B	26,2	4,15	3,42	EJ OK

Tabell 6.4 *Betongspänningar på bjälklagets ovansida, jämfört med böjdraghållfastheten utgående från $f_{ctk0,95} = 3,64$ MPa.*

Parameterstudie	M kNm	$\sigma_c(z)$ MPa	$k \cdot f_{ctk} / \zeta$	$\sigma_c(z) < k \cdot f_{ctk} / \zeta$
1. M_A	-1,0			OK
1. M_B	-6,2			OK
2. M_A , 1971	8,3	0,44	4,45	OK
2. M_B , 1971	7,8	0,33	4,45	OK
2. M_A , 2005	11,2	1,04	4,45	OK
2. M_B , 2005	12,0	1,20	4,45	OK
3. M_A	37,3	6,46	4,45	EJ OK
3. M_B	51,3	9,36	4,45	EJ OK
4. M_A	13,3	1,47	4,45	OK
4. M_B	15,7	1,97	4,45	OK
5. M_A	20,3	2,93	4,45	OK
5. M_B	26,2	4,15	4,45	OK

7 Slutsatser och rekommendationer

7.1 Krympning och dess fördelning över tvärsnittet

Gjutning sommar eller vintertid speglar krympningens och krympfördelningens utveckling under det första året. Efter det styr årstidsvariationerna krympningen närmast överytan hos samverkansbjälklaget. Under det första året är krympningen större hos mellanbjälklaget jämfört med det översta bjälklaget. Därefter är krympningen ungefär densamma för de olika bjälklagen.

Uttorkningskrympningen och dess fördelning kan leda till sprickbildning om den inte beaktas vid dimensioneringen. Gjutning sommar eller vintertid eller om det är översta bjälklag eller mellanbjälklag har förmodligen inte så stor inverkan på risken för sprickbildning.

7.2 Momentomlagring på grund av krympning

I parameterstudierna var det tydligt att det inte går att försumma inverkan av krympning och ojämn krympning på grund av uttorkning över tiden, tvång från armeringsplåten, minskad förspänningseffekt på grund av tvång från pelarna eller eventuella inverkan av ojämn temperatur. Den ursprungliga förspänningen visade sig vara för låg när bjälklaget utsattes för dessa effekter. Beräknad dragspänningen på bjälklagets ovansida blev större än böjdraghållfastheten och sprickor hade uppstått på bjälklagets ovansida.

Det var inte uttorkningskrympningen i sig som gjorde att dragspänningen blev för stor, utan kombinationen av olika effekter. Hänsyn har då inte tagits till den dragkraft i bjälklaget som uppstår på grund av de inspända pelarna.

Betongrecept från 2005, jämfört med betongrecept från 1971 leder till större krympning. Vad som bör nämnas är att Betonghandbok - Material inte tar hänsyn till maximal stenstorlek som har minskat till hälften. Därför kan man troligtvis förvänta sig större krympning än beräkningarna visade, eftersom stommaterialet är mindre och inte kan förhindra krympningsrörelserna hos cementpastan på samma sätt som ett större stommateriale. Enligt Tepfers (1999) ger större stenstorlek styvare stommateriale. Orsak till att stenstorleken har minskat är att man idag vid husbyggnad nästan alltid pumpar betongen, vilket inte gjordes i samma utsträckning förr.

7.3 Parkeringshus med samverkansbjälklag

Resultatet av de förenklade beräkningarna i avsnitt 3.3 visade att det inte borde finnas någon sprickbildningens inverkan i de befintliga parkeringshusen. I de beräkningarna har inte hänsyn tagits till krympning på grund av uttorkning över tiden, tvång från armeringsplåten, tvång från pelarna eller eventuell inverkan av ojämn temperatur. I parkeringsdäcken där sprickbildning har påträffats har förspänningen troligtvis varit

för låg. Sprickbildning bör ha uppstått när ovannämnda effekter har tillkommit. Inget av parkeringshusen har fått sprickbildning på det översta bjälklaget och det beror troligtvis på att de har utsatts för nederbörd under hela sin livstid.

7.4 Rekommendationer

För att i framtiden undvika sprickbildning i samverkansbjälklag bör förspänningen ökas. Kraften i spännlinorna i samverkansbjälklaget bör dimensioneras med hänsyn till:

- Krympning och ojämn krympning på grund av uttorkning över tiden
- Tvång från armeringsplåten
- Inverkan av tvång från pelarna med hänsyn till krympning och förspänning
- Eventuell ojämn temperatur

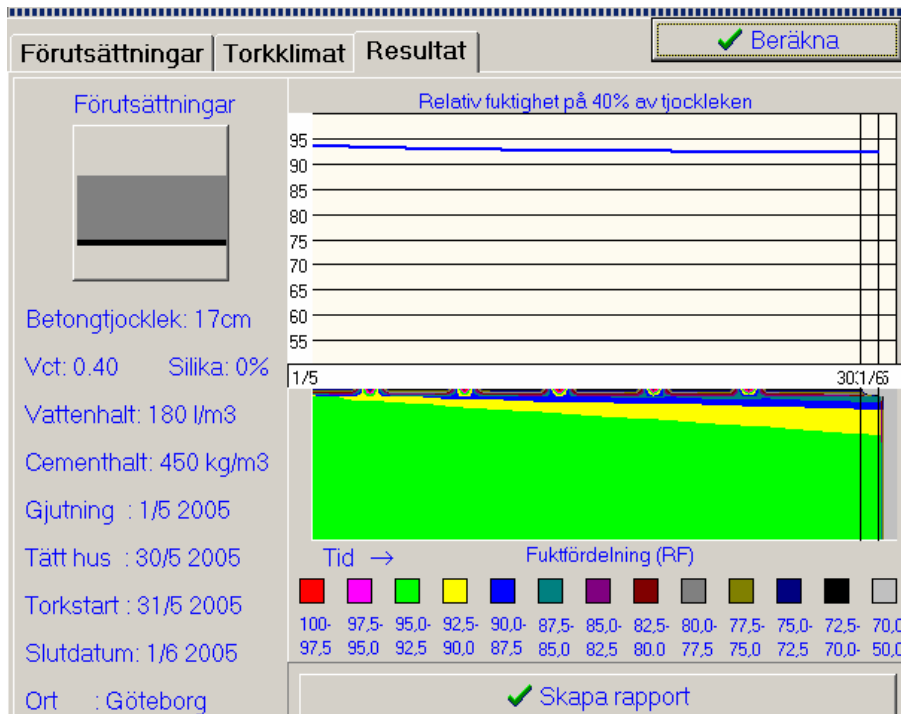
8 Referenser

- Boverkets handbok om betongkonstruktioner, BBK (2004): Handbok som ska ge information om betongkonstruktioner, Boverket, Karlskrona, Sverige.
- Betonghandbok - Högpresterande betong (2000): Handbok som ska ge information om högpresterande betong, Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sverige.
- Betonghandbok - Konstruktion (1990): Handbok som ska ge information om dimensionering av betongkonstruktioner, Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sverige.
- Betonghandbok - Material (1997): Handbok som beskriver materialegenskaperna hos betong och dess delmaterial, Svensk Byggtjänst, Stockholm, Sverige.
- Blomberg L. (1998): *Olika sätt att behandla förspänning vid beräkning av förspända balkar*, Examensarbete, Betongbyggnad, Chalmers tekniska högskola, Examensarbete 98:6, Göteborg, Sverige.
- Byggnadstekniska råd (1996): *Efterspända bjälklag*, Handbok för dimensionering av konstruktioner i efterspänd betong, skriven till största del av Bo Westerberg, Tyréns byggkonsult, 1996:1, Byggnadstekniska råd, Sundbyberg, Sverige.
- Engström B. (2004): *Design and analysis of continuous beams and columns*, Education material, Department of Structural Engineering and Mechanics, Chalmers University of Technology, Educational 04:4, Göteborg, Sweden.
- Engström B. (2004): *Design and analysis of prestressed concrete structures*, Education material, Department of Structural Engineering and Mechanics, Chalmers University of Technology, Educational 04:01, Göteborg, Sweden.
- Eurocode 2 (2003): *Design of Concrete Structure- Part1*, General rules and rules for buildings. prEN 1992-1-1:2003 (E).
- Blomgren Software: *Sb-Balk 6.5*, Beräkningsprogram utvecklat av Sven Blomgren, Göteborg, Sverige.
- Stålbyggnadsinstitutet (1989): *Samverkanskonstruktioner, Samverkansbalk*, Handbok för dimensionering av samverkansbalk, till största del utarbetad av Johan Hedin, Stålbyggnadsinstitutet, Publikation nr. 115, Stockholm, Sverige.
- Stålbyggnadsinstitutet (1991): *Stålbyggnad*, Lärobok i stålbyggnad vid ingenjörsutbildning, projektansvarig Johan Hedin, Stålbyggnadsinstitutet, Publikation nr. 130, Stockholm, Sverige.
- Stålbyggnadsinstitutet (1995): *Att bygga bostäder med stål*, Publikation med syfte att inspirera till byggande av bostadshus med stål, Svensk-finskt samarbete, Stålbyggnadsinstitutet, Publikation nr. 149, Stockholm, Sverige.
- Tepfers R. (1999): *Byggnadsmaterial-allmän kurs*, Kurslitteratur, Institutionen för byggnadsmaterial, Chalmers tekniska högskola, Publikation P-95:1, Göteborg, Sweden, 1999.

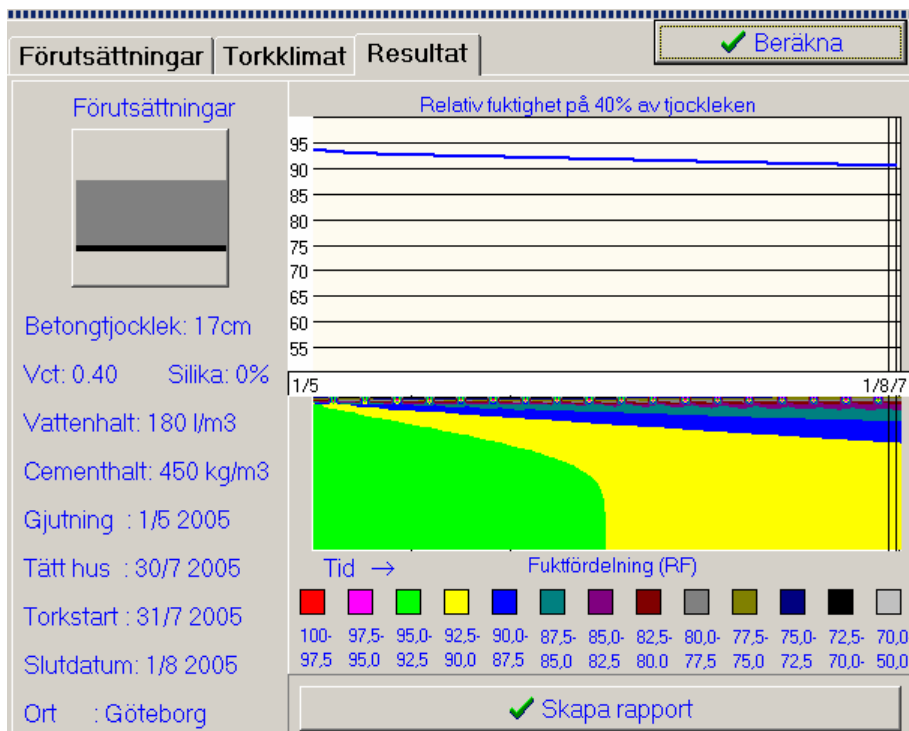
TorkaS version2.0 (2002): För bedömning av uttorkningstid hos betong med byggcement, Teori- och programutveckling: Göran Hedenblad och Jesper Arfvidsson, Lunds tekniska högskola, Lund, Sverige, 2002.

APPENDIX A

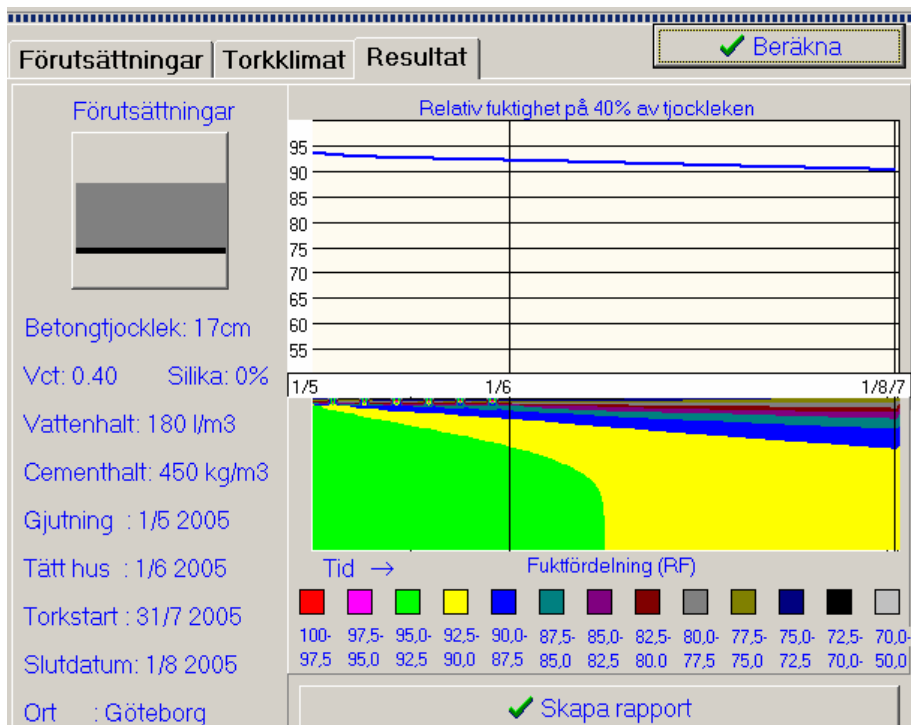
Maj, 1mån



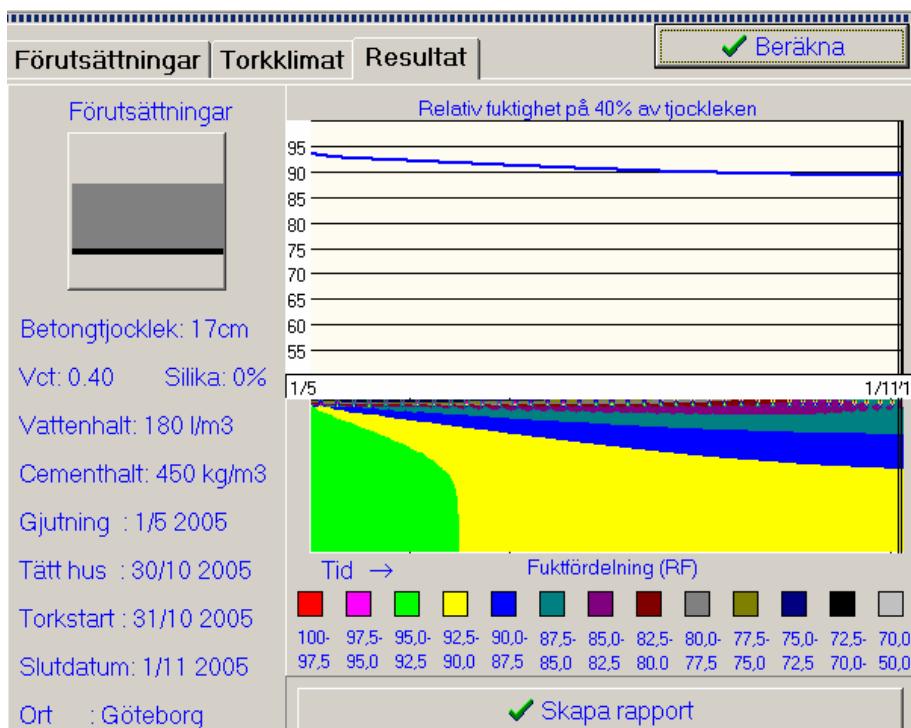
Maj, ÖB, 3mån



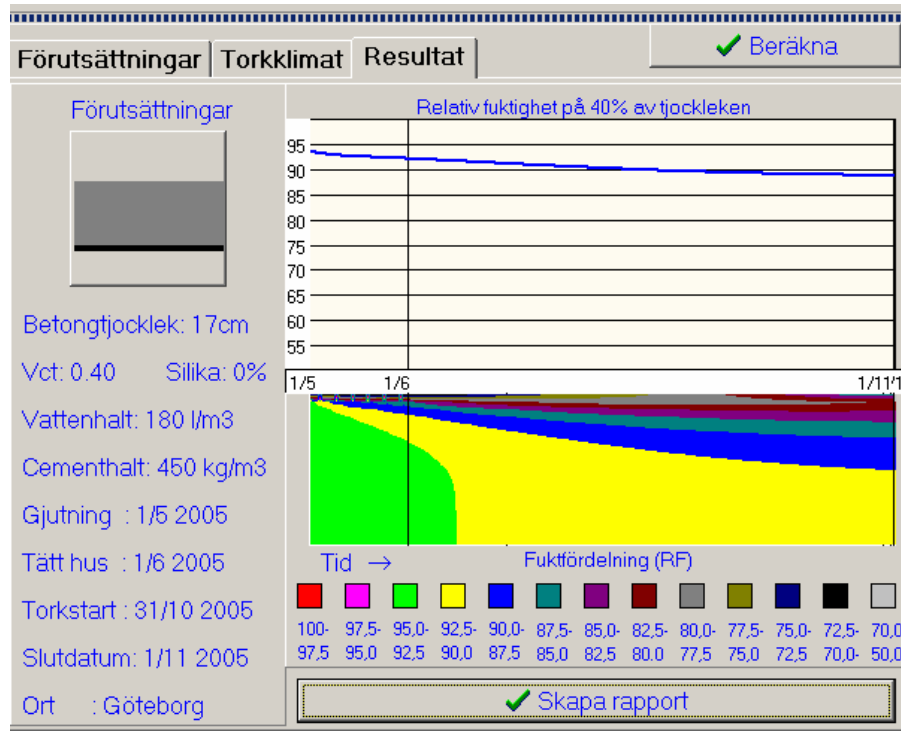
Maj, MB, 3mån



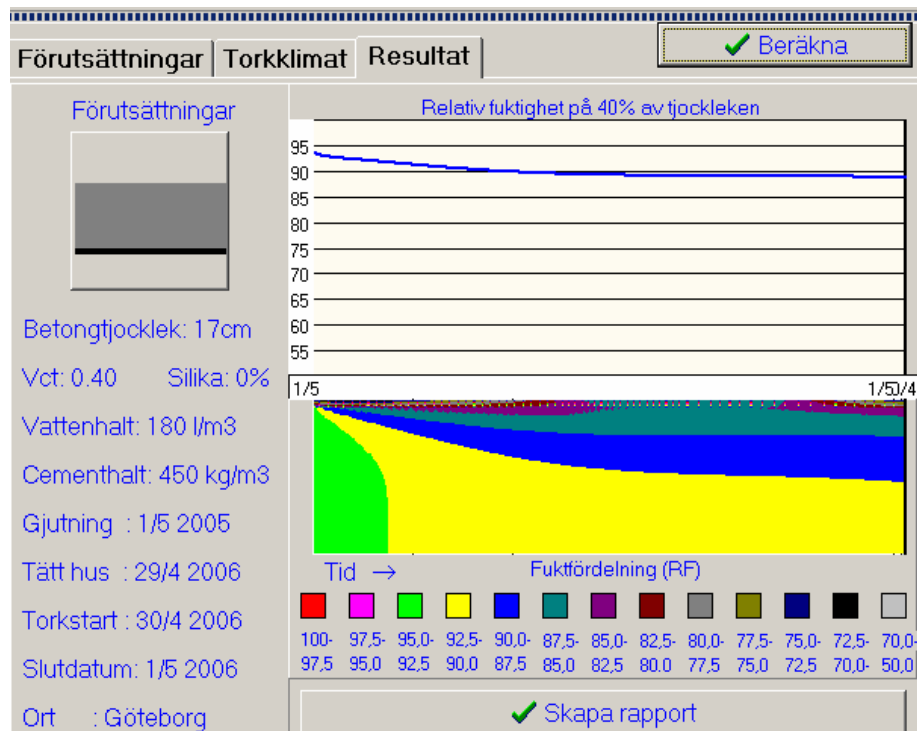
Maj, ÖB, 6mån



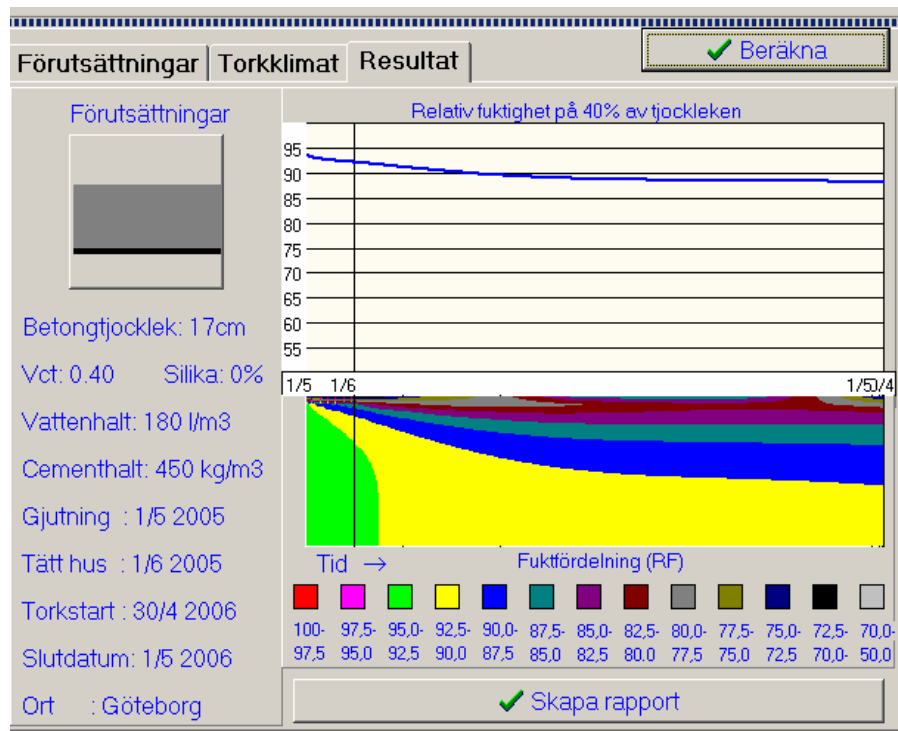
Maj, MB, 6mån



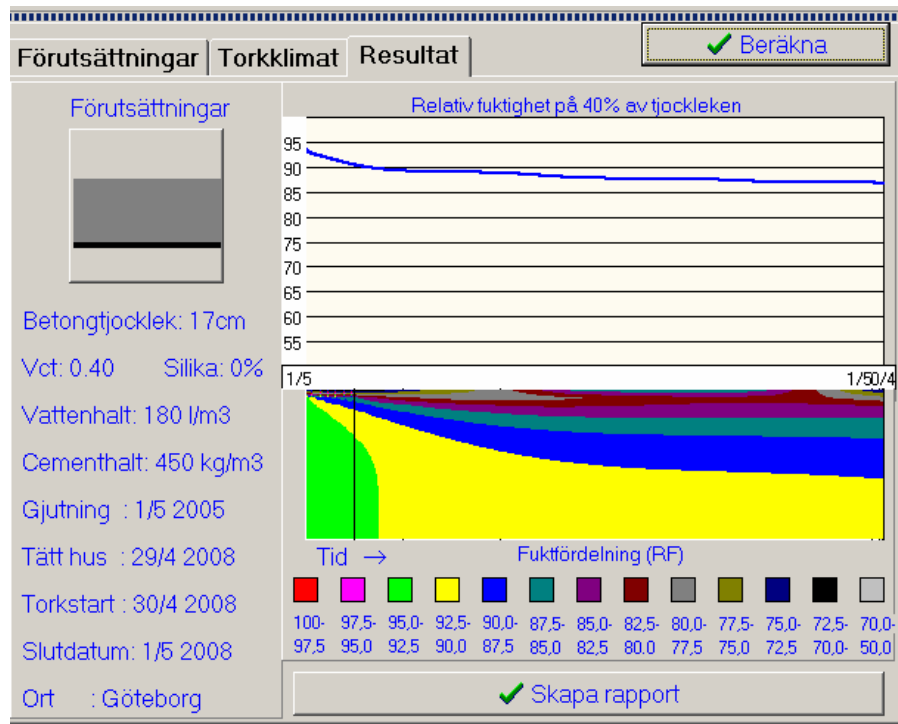
Maj, ÖB, 1år



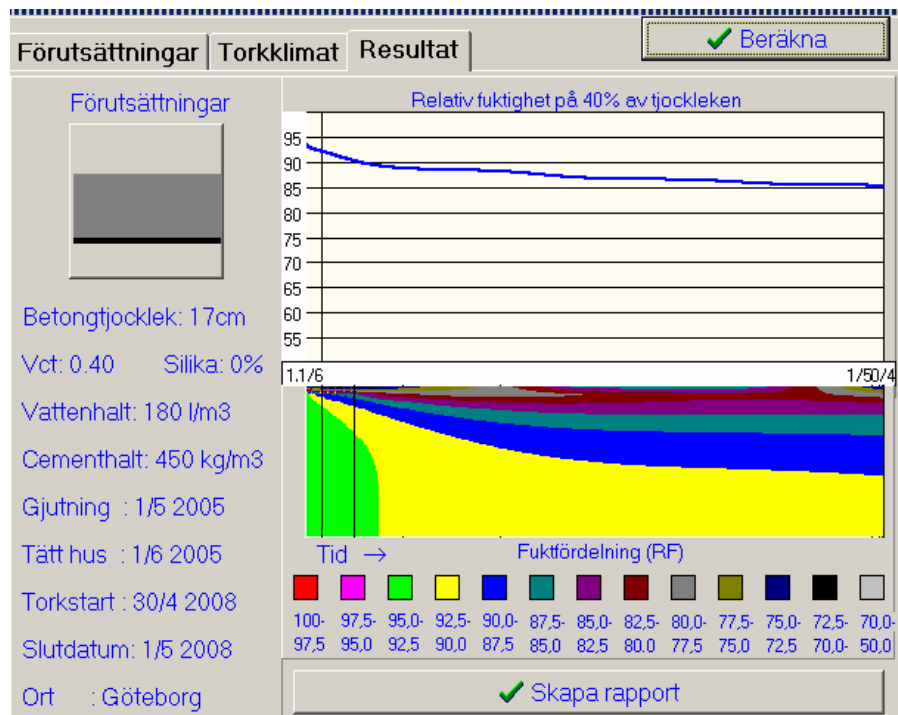
Maj, MB, 1år



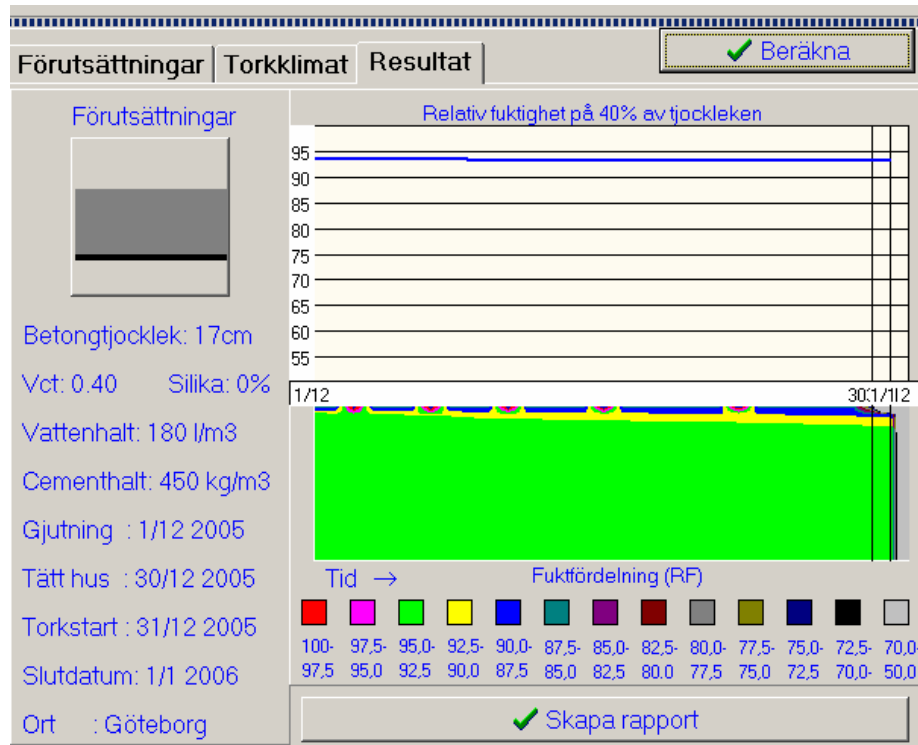
Maj, ÖB, 3år



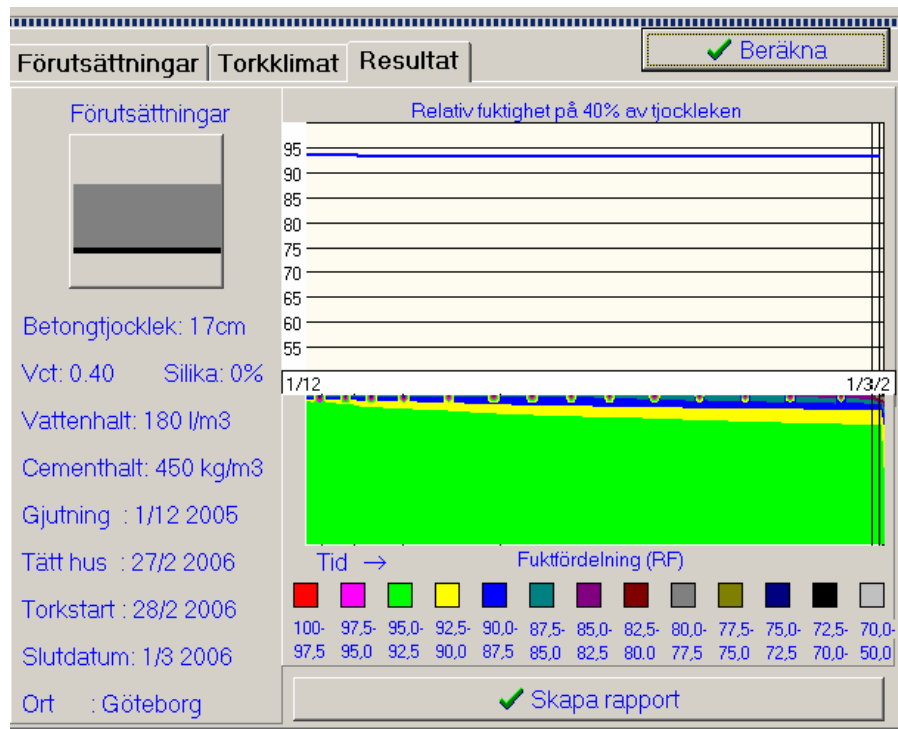
Maj, MB, 3år



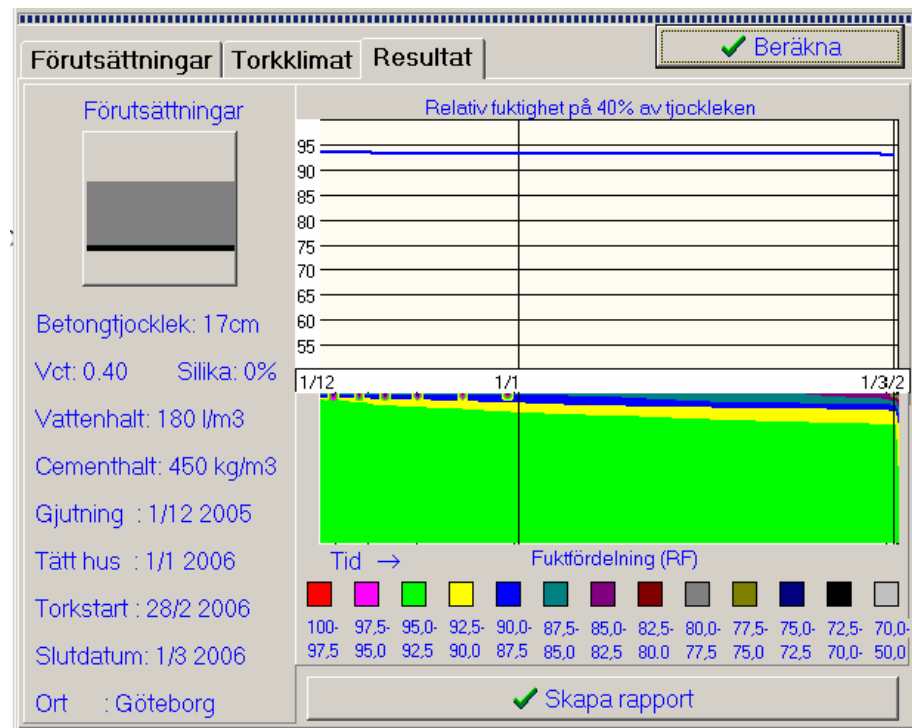
December, 1mån



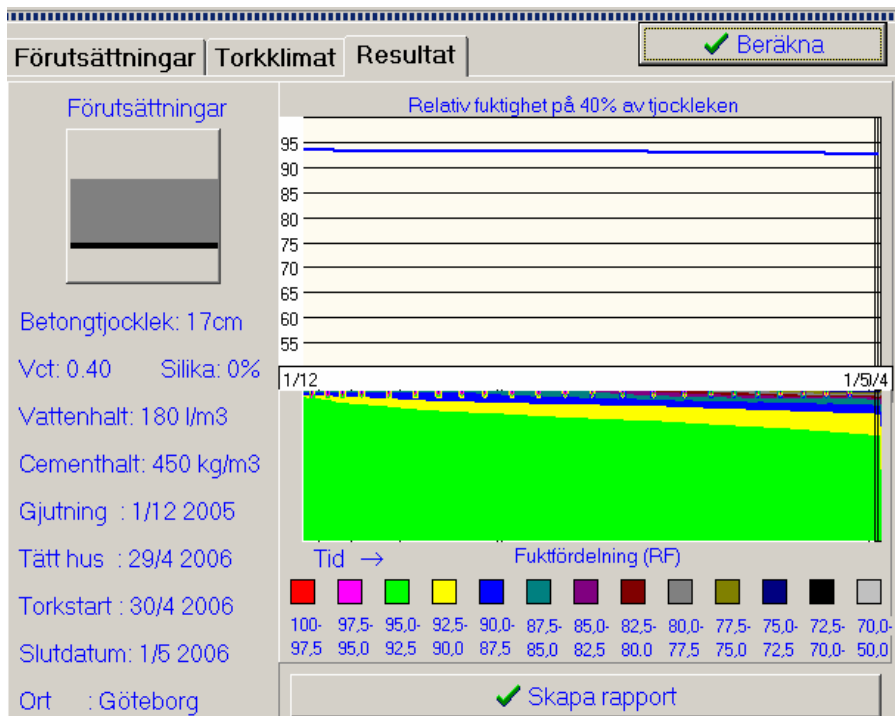
December, ÖB, 3mån



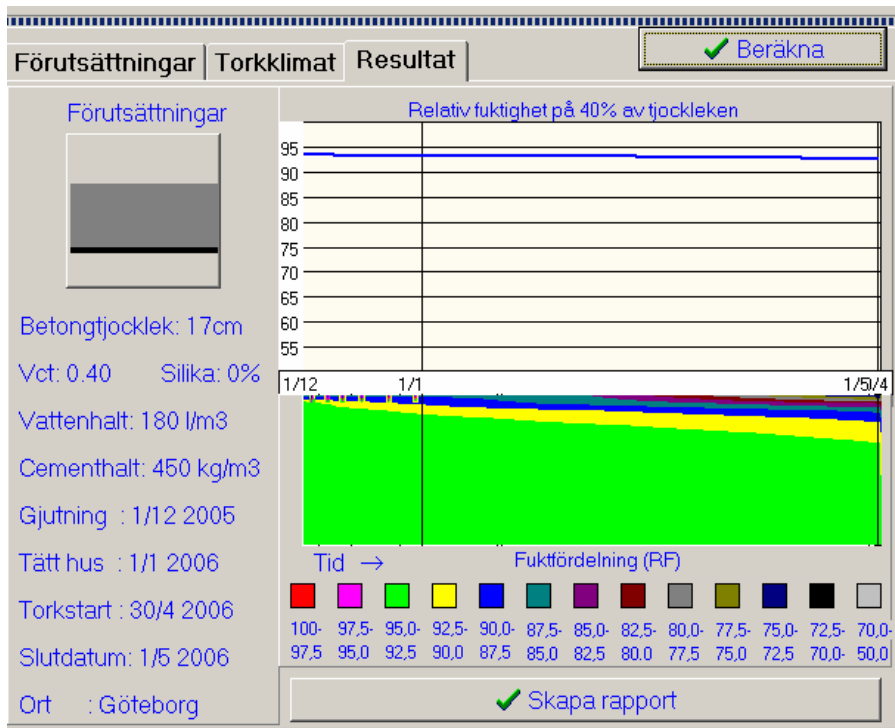
December, MB, 3mån



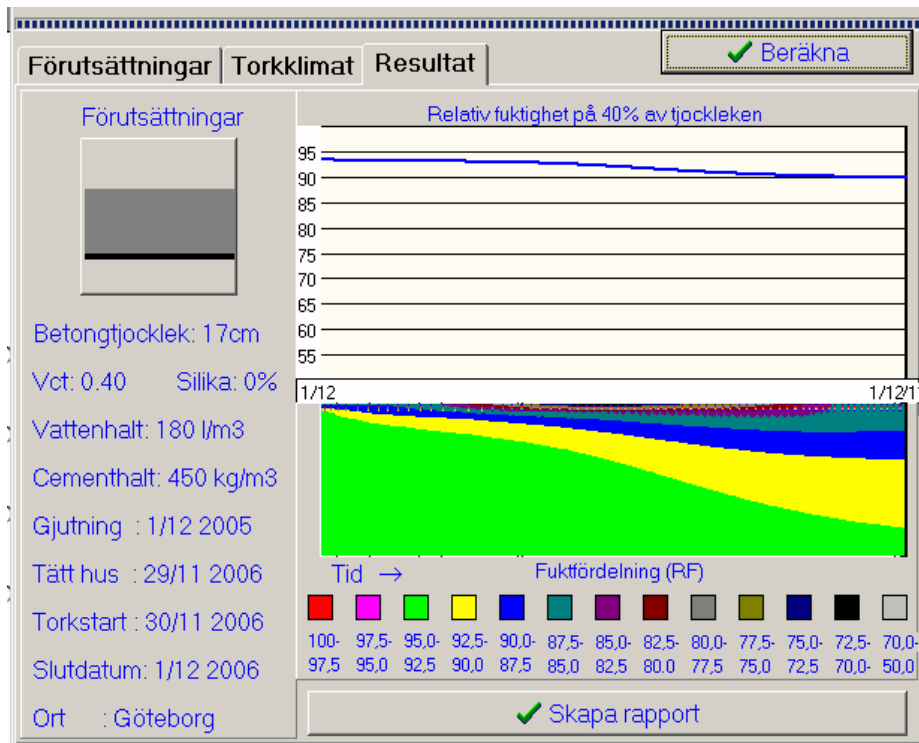
December, ÖB, 6mån



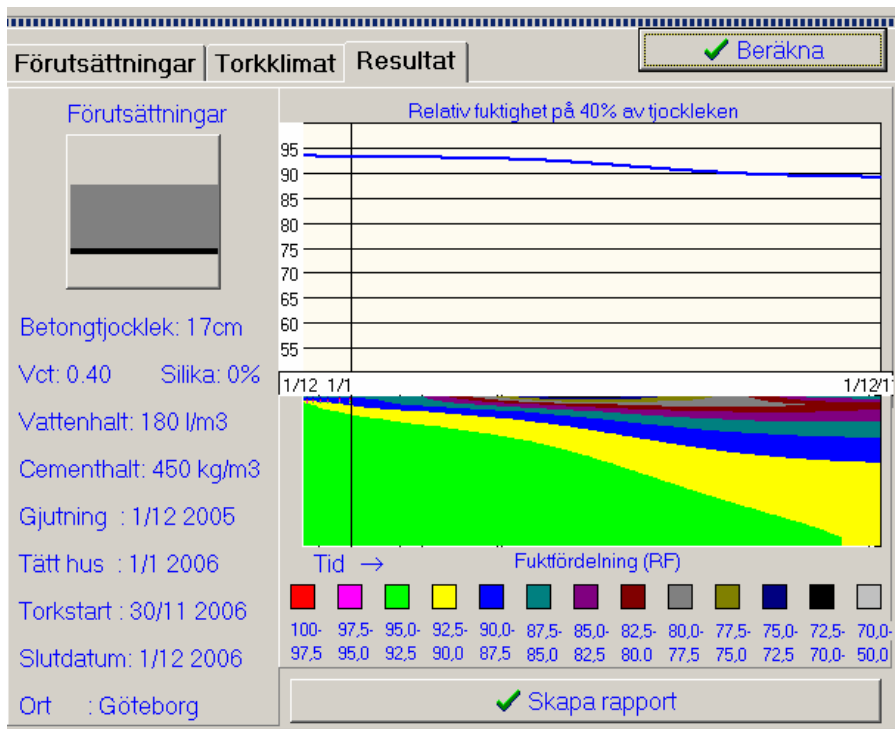
December, MB, 6mån



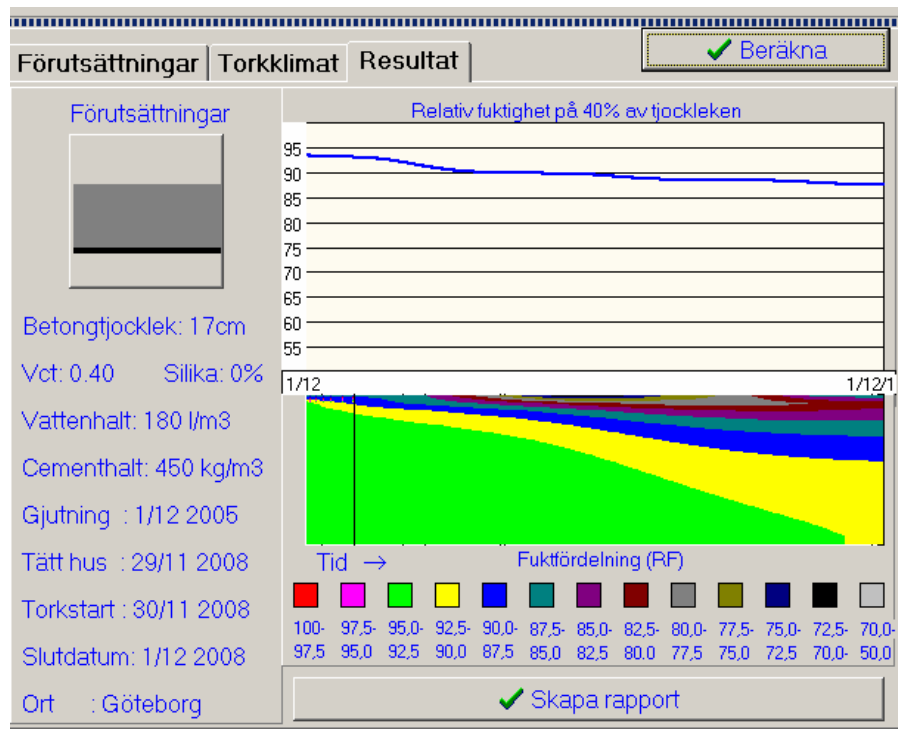
December, ÖB, 1år



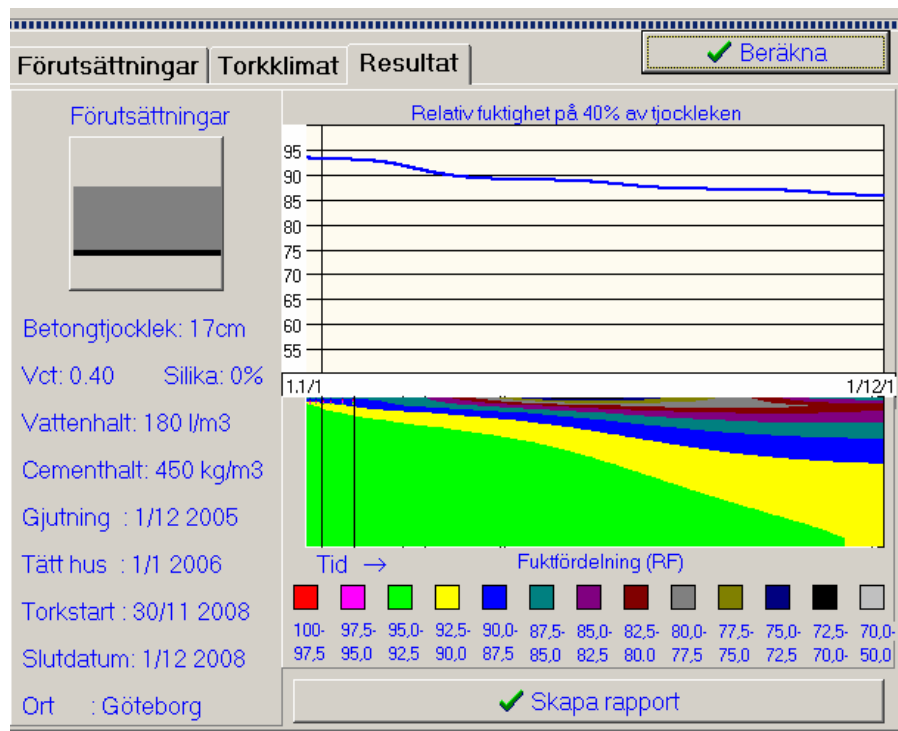
December, MB, 1år



December, MB, 3år



December, MB, 3år



APPENDIX B

Balkmodell

Lastfall3

l = Spännvidd

$$l := 7.5$$

m

h = bjälklagets höjd

$$h := 0.170$$

m

g1 = egenvikt

$$\frac{N}{m}$$

$$g1 := 3680$$

q = last

$$q := 1000$$

$$\frac{N}{m}$$

x = tyngdpunkten i tvärsnittet

$$x := \frac{h}{2}$$

$$x = 0.085$$

m

I = tröghetsmoment

$$I := 0.000435$$

$$m^4$$

$$E := 32 \cdot 10^9$$

GPa

$$EI1 := E \cdot I$$

$$EI1 = 1.392 \times 10^7$$

Egenvikt

$$S1 := \frac{(g \cdot l^3)}{24 \cdot EI1}$$

$$S1 = 4.647 \times 10^{-3}$$

Last

$$S2 := \frac{(q \cdot l^3)}{24 \cdot EI1}$$

$$S2 = 1.263 \times 10^{-3}$$

Krympning

$$\Delta \varepsilon_{cs} := 1.58 \cdot 10^{-4}$$

$$S3 := \left(\frac{\Delta \varepsilon_{cs}}{h} \right) \cdot \frac{1}{2}$$

$$S3 = 3.485 \times 10^{-3}$$

Tväng från armeringsplåt

$$E_s := 200 \cdot 10^9$$

GPa

$$A_s := 955 \cdot 10^{-6}$$

$$\frac{m^2}{m}$$

$$\varepsilon_{cs} := 4.3 \cdot 10^{-5}$$

$$F_{cs} := E_s \cdot A_s \cdot \varepsilon_{cs}$$

$$F_{cs} = 8.213 \times 10^3$$

N

$$e_s := h - 0.019$$

$$e_s = 0.151$$

m

$$S5 := \left[\frac{(Fcs \cdot es)}{EI1} \right] \cdot \frac{1}{2}$$

$$S5 = 3.341 \times 10^{-4}$$

Temperaturskillnad

$$\alpha Te := 10 \cdot 10^{-6}$$

$$\Delta T := 10$$

C

$$S6 := \left[\frac{(\alpha Te \cdot \Delta T)}{h} \right] \cdot \frac{1}{2}$$

$$S6 = 2.206 \times 10^{-3}$$

$$P := 156300$$

N

$$e1 := 0.05$$

m

$$e2 := 0.04$$

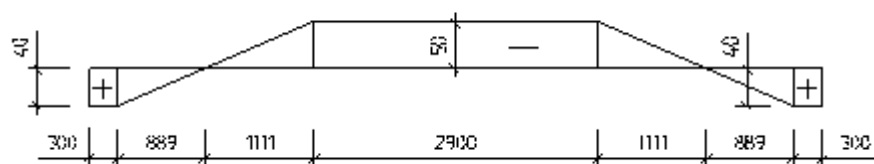
m

Stöda

$$\theta_A = 0$$

M_A och $M_B = \text{okända}$

$$f_B = 0 \quad \theta_A \cdot l - \sum A_i(l-x) = 0$$



$$\leftarrow x_c$$

$$l1 := 0.3$$

$$12 := 0.889$$

$$13 := 1.111$$

$$14 := 2.900$$

$$15 := 3.500$$

$$16 := 1.700$$

$$S41 := \left[\left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot 11 \cdot \left(\frac{11}{2} \right) \right] + \left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot \frac{12}{2} \cdot \left[11 + \left(\frac{1}{3} \right) \cdot 12 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[- \left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot \frac{13}{2} \cdot \left[11 + 12 + \left(\frac{2}{3} \right) \cdot 13 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[- \left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot 14 \cdot \left[11 + 12 + 13 + \left(\frac{14}{2} \right) \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[- \left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot \frac{13}{2} \cdot \left[11 + 12 + 13 + 14 + \left(\frac{1}{3} \right) \cdot 13 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot \frac{12}{2} \cdot \left[11 + 12 + 13 + 14 + 13 + \left(\frac{2}{3} \right) \cdot 12 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot 11 \cdot \left[11 + 12 + 13 + 14 + 13 + 12 + \left(\frac{11}{2} \right) \right] \right] \right]$$

$$S41 = -5.937 \times 10^{-3}$$

$$7,5 \cdot \theta_A - \sum -\frac{M_A l}{3EI} - \frac{M_B l}{6EI} + S1 + S2 + S3 + S41 + S5 + S6 = 0 \Rightarrow$$

$$MB := 1$$

$$MA1 := \left[\frac{\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S41 + S5 + S6 \right] \cdot 3 \cdot EI1 \right]}{1} \right]$$

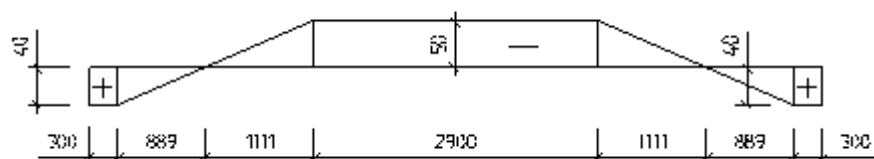
StödB

$$\theta_{B1} + \theta_{B2} = 0$$

$$\theta_{B1} = M_A, M_B = \text{okänd}$$

$$\theta_{B2} = M_B = \text{okänd}$$

$$f_A = 0 \quad \theta_{B1} \cdot l - \sum A_i(l-y) = 0$$



$y_c \rightarrow$

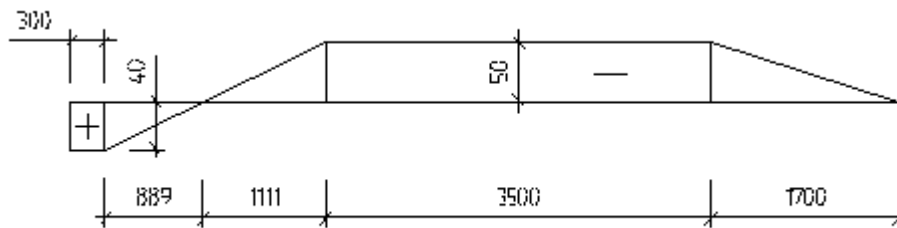
$$S42 := S41$$

$$S42 = -5.937 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{B1} = \frac{-\frac{M_B \cdot l}{3EI} - \frac{M_A \cdot l}{6EI} + S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S42}{l}$$

$$\theta_{B1} := \frac{\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) - \left[\frac{\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 \dots \right] \cdot 3 \cdot EI1 + S41 + S5 + S6}{1} \right] \cdot 1 \right] \dots}{1}$$

$$f_c = 0 \quad \theta_{B2} \cdot l - \sum A_i(l-z) = 0$$



$\leftarrow z_c$

$$S43 := \left[-\left[\left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot \frac{16}{2} \cdot \left(\frac{2}{3} \right) \cdot 16 \right] - \left[\left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot 15 \cdot \left(16 + \frac{15}{2} \right) \right] \dots \right. \\ \left. + \left[-\left(\frac{P \cdot e1}{EI1} \right) \cdot \frac{13}{2} \cdot \left[16 + 15 + \left(\frac{1}{3} \right) \cdot 13 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot \frac{12}{2} \cdot \left[16 + 15 + 13 + \left(\frac{2}{3} \right) \cdot 12 \right] \right] \dots \right. \\ \left. + \left[\left(\frac{P \cdot e2}{EI1} \right) \cdot 11 \cdot \left(16 + 15 + 13 + 12 + \frac{11}{2} \right) \right] \right]$$

$$S43 = -6.689 \times 10^{-3}$$

$$\theta_{B2} = \frac{-\frac{M_B \cdot l}{3EI} + S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S43}{l}$$

$$\theta_{B2} := \frac{\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S43 \right]}{1}$$

$$\underline{MB} := 10$$

$$\underline{MB} := \text{root} \left[\left[\left[\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) \dots \right] \right] \right] \right] \right] \dots, MB$$

$$+ \left[\frac{\left[\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 \dots \right] \cdot 3 \cdot EI1 \right] \right] + S41 + S5 + S6}{1} \right] \cdot 1$$

$$+ \left[\frac{1}{6EI1} \right] \dots$$

$$+ S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S42$$

$$+ \left[\frac{\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S43 \right]}{1} \right]$$

$$MB = 2.624 \times 10^4$$

Nm

$$MA := \frac{\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S41 + S5 + S6 \right] \cdot 3 \cdot EI1 \right]}{1}$$

$$MA = 2.028 \times 10^4$$

Nm

Kontroll av modellen!

$$\theta_A := \frac{\left[\left(\frac{-MA \cdot l}{3EI1} \right) + \left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S41 + S5 + S6 \right]}{1}$$

$$\theta_A = 0$$

$$\underline{\theta B1} := \frac{\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) - \left[\frac{\left[\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{6EI1} \right) + S1 + S2 + S3 \dots \right] \cdot 3 \cdot EI1 \right] \right] + S41 + S5 + S6}{1} \right] \cdot 1}{+ S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S42}$$

$$1$$

$$\theta_{B2} := \frac{\left[\left(\frac{-MB \cdot l}{3EI1} \right) + S1 + S2 + S3 + S5 + S6 + S43 \right]}{1}$$

$$\theta_{B\text{kontroll}} := \theta_{B1} + \theta_{B2}$$

$$\theta_{B\text{kontroll}} = -8.203 \times 10^{-13}$$

APPENDIX C

Spännkraft ner i pelarna

$$EK := 32 \cdot 10^9$$

Pa

$$\phi := 2$$

Krytpal

$$EL := \frac{EK}{(1 + \phi)}$$

$$EL = 1.067 \times 10^{10}$$

$$PK := 190 \cdot 10^3$$

N

$$PL := 175 \cdot 10^3$$

N

$$l := 7.5$$

m

$$A1 := (0.17 - 0.019) \cdot 16.5$$

$$A1 = 2.492$$

m²

$$c := 0.75$$

m

centrumavstånd mellan spännkablar

$$\Delta l_{1K} := \frac{\left[PK \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 1 \right]}{EK \cdot A1}$$

$$\Delta l_{1K} = 3.932 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{12K} := \frac{\left[PK \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 2l \right]}{EK \cdot A_1}$$

$$\Delta_{12K} = 7.864 \times 10^{-4}$$

$$\Delta_{13K} := \frac{\left[PK \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 3l \right]}{EK \cdot A_1}$$

$$\Delta_{13K} = 1.18 \times 10^{-3}$$

$$b := 0.6$$

m

$$h := 0.6$$

m

$$pl := 2.8$$

m

$$I := \frac{(b \cdot h^3)}{12}$$

$$I = 0.011$$

m⁴

$$R_{1K} := \left(\frac{12 \cdot EK \cdot I}{pl^3} \right) \cdot \Delta_{11K}$$

$$R_{1K} = 7.429 \times 10^4$$

$$R_{2K} := \left(\frac{12 \cdot EK \cdot I}{pl^3} \right) \cdot \Delta_{12K}$$

$$R_{2K} = 1.486 \times 10^5$$

$$R_{3K} := \left[\frac{(12 \cdot EK \cdot I)}{pl^3} \right] \cdot \Delta_{13K}$$

$$R_{3K} = 2.229 \times 10^5$$

Spännkraftsförlust vid symetrilinjen:

$$RK_{tot} := R1K + R2K + R3K$$

$$RK_{tot} = 4.457 \times 10^5$$

N

Total spännkraft för 16.5m bjälklag är:

$$PK_{tot} := \left[PK \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \right]$$

$$PK_{tot} = 4.18 \times 10^6$$

Resterande spännkraft efter förlusten ner i pelarna:

$$PFK := PK_{tot} - RK_{tot}$$

$$PFK = 3.734 \times 10^6$$

$$AndelK := \frac{PFK}{PK_{tot}}$$

$$AndelK = 0.893$$

Spännkraftsförlusten är 10.7 % för korttidslast P=190kN dvs. 169.7 kN är kvar

$$\Delta_{11L} := \frac{\left[PL \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 1 \right]}{EL \cdot A1}$$

$$\Delta_{11L} = 1.087 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{12L} := \frac{\left[PL \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 21 \right]}{EL \cdot A1}$$

$$\Delta_{12L} = 2.173 \times 10^{-3}$$

$$\Delta_{13L} := \frac{\left[PL \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \cdot 31 \right]}{EL \cdot A1}$$

$$\Delta_{13L} = 3.26 \times 10^{-3}$$

$$R1L := \left(\frac{12 \cdot EL \cdot I}{pl^3} \right) \cdot \Delta_{11L}$$

$$R1L = 6.842 \times 10^4$$

$$R_{2L} := \left(\frac{12 \cdot EI \cdot I}{pl^3} \right) \cdot \Delta_{12L}$$

$$R_{2L} = 1.368 \times 10^5$$

$$R_{3L} := \left(\frac{12 \cdot EI \cdot I}{pl^3} \right) \cdot \Delta_{13L}$$

$$R_{3L} = 2.053 \times 10^5$$

Spännkraftsförlust vid symetrilinjen:

$$R_{Ltot} := R_{1L} + R_{2L} + R_{3L}$$

$$R_{Ltot} = 4.105 \times 10^5$$

N

Total spännkraft för 16.5m bjälklag är:

$$P_{Ltot} := \left[PL \cdot \left(\frac{16.5}{c} \right) \right]$$

$$P_{Ltot} = 3.85 \times 10^6$$

N

Resterande spännkraft efter förlusten ner i pelarna:

$$P_{FL} := P_{Ltot} - R_{Ltot}$$

$$P_{FL} = 3.439 \times 10^6$$

N

$$AndeLL := \frac{P_{FL}}{P_{Ltot}}$$

$$AndeLL = 0.893$$

Spännkraftsförlusten är 10.7 % för korttidslast P=175kN dvs. 156.3 kN är kvar