

# **Långtidsstudie av krypdeformationer i betongpålar med höga påkänningar**

**Hans Hedlund, Thomas Blanksvärd, Jan-Erik Jonasson**

**2018-11-16**

# Förord

---

Denna undersökning har planerats i samråd mellan Skanska och Complab på Luleå tekniska universitet.

Försöken är utförda av Complab och resultatutvärderingen är genomförd av Jan-Erik Jonasson på Luleå tekniska universitet. Utvärderingens huvudinriktning har varit att etablera och sammanställa uppmätta totaldeformationer och utvärderade kryptal från de olika försöken.

Projektet har finansierats av SBUF, Pålkommisionen, Trafikverket samt Skanska och Hercules Grundläggning.

Projektgruppen vill uttrycka ett explicit tack till projektets finansiärer och riktar ett speciellt tack till SBUF, som gjort denna utredning möjlig. Därutöver vill projektgruppen tacka projektets referensgrupp för värdefull input och goda diskussioner inom projektgruppen.

Projektets arbetsgrupp:

Projektledare Gunnar Holmberg, Skanska Teknik  
Utredare/Bitr. projektledare Hans Hedlund, Skanska Teknik  
Jan Romell, Skanska Teknik  
Håkan Karlsson, Skanska Teknik

Projektets referensgrupp har bestått av följande personer utöver projektgruppen:

Peter Alheid, Hercules Grundläggning (Pålkommisionen)  
Leif Jendeby, Trafikverket (expert geotekniska frågor)  
Ebbe Rosell, Trafikverket (expert på materialtekniska frågor)

Göteborg, 2018-11-16

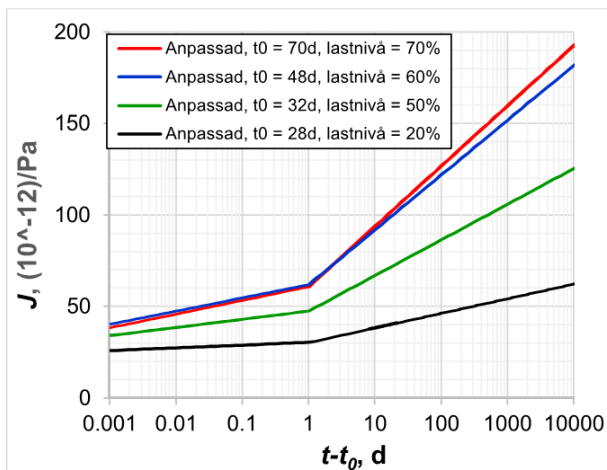
*Hans Hedlund och Thomas Blanksvärd*

# Sammanfattning

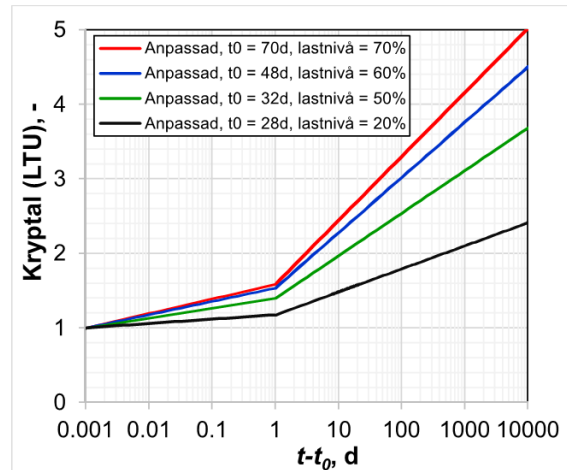
Resultaten av genomförda krypförsök visar tydligt på storleksordningen av icke-linjär krypning för höga spänningsnivåer.

Uppmätta deformationer har utvärderats och extrapolerats på ett sätt som underlättar tillämpningen av framtagna värden för praktiskt bruk. Erhållna resultat presenteras dels som kryptal för de studerade fallen, dels i form av s k komplianser, dvs töjning per pålagd spänningseenhet, se figurer nedan.

Resultaten redovisas både i kurvform och som parametrar att använda i enkla matematiska uttryck.



*Komplians*



*Kryptal*

# Innehåll

1.1	INLEDNING .....	5
1.2	BAKGRUND .....	5
1.3	SYFTE OCH MÅL .....	5
1.4	AVGRÄNSNINGAR .....	5
1.5	METODIK .....	5
<b>2</b>	<b>BAKGRUND OM KRYPNING I BETONG .....</b>	<b>6</b>
2.1	INTRODUKTION .....	6
2.2	ALLMÄNT OM KRYPNING I BETONG .....	7
2.3	PROVNING UNDER FÖRHÖJT SPÄNNINGSTILLSTÅND I TRYCK .....	8
2.4	BERÄKNINGSMETODIK FÖR ANALYS .....	10
2.4.1	<i>Allmänt .....</i>	<i>10</i>
2.4.2	<i>Specifik analysmetod för denna rapport.....</i>	<i>12</i>
<b>3</b>	<b>EXPERIMENTELLA FÖRSÖK OCH ANALYS.....</b>	<b>14</b>
3.1	UTVECKLING AV FÖRSÖKSUPPSTÄLLNING OCH PROVUTRUSTNING.....	14
3.1.1	<i>Förutsättningar.....</i>	<i>14</i>
3.1.2	<i>Utrustning.....</i>	<i>14</i>
3.1.3	<i>Provnings genomförande.....</i>	<i>15</i>
3.1.4	<i>Några bilder från genomförandet av provningen .....</i>	<i>17</i>
3.1.5	<i>Betongrecept.....</i>	<i>18</i>
3.1.6	<i>Provplan och tilläggsmätningar.....</i>	<i>18</i>
3.2	KRYPNING VID OLIKA SPÄNNINGSNIVÅER .....	19
3.2.1	<i>Prov 1 .....</i>	<i>20</i>
3.2.2	<i>Extrapolering till långtidsskrypning.....</i>	<i>24</i>
3.2.3	<i>Prov 2 .....</i>	<i>27</i>
3.2.4	<i>Prov 3 .....</i>	<i>29</i>
3.2.5	<i>Prov 3F.....</i>	<i>31</i>
3.2.6	<i>Sammanställning för alla serier Prov 1, Prov 2 och Prov 3.....</i>	<i>31</i>
3.2.7	<i>Tilläggsprovningar .....</i>	<i>34</i>
3.2.7.1	<i>Tillägg I:.....</i>	<i>35</i>
3.2.7.2	<i>Tillägg II: .....</i>	<i>35</i>
3.2.7.3	<i>Tillägg III: .....</i>	<i>36</i>
<b>4</b>	<b>SLUTSATSER OCH DISKUSSION .....</b>	<b>41</b>
<b>5</b>	<b>REFERENSER .....</b>	<b>42</b>
5.1	SKRIFTLIGA KÄLLOR .....	42
5.2	INTERNET KÄLLOR .....	46

---

## 1.1 Inledning

## 1.2 Bakgrund

I områden med mäktiga lerlager sker ofta grundläggning med långa kohesionspålar av betong. I områden med stora grundläggningsdjup och dåliga grundläggningsförhållanden är det inte ovanligt att marksättningar uppkommer efter lång tid. Genom grundläggningsmetoden och tillkommande sättningar över tid ökar lasten på pågrundläggningen, vilket skall adderas till övriga pållaster.

I samband med ett tidigare SBUF projekt 11034 ”Höghus Lilla Bommen, Göteborg. Uppföljning av kohesionspålning i mäktiga lerlager” konstaterades genom uppföljande mätningar att påkänningarna som tillkommer på grund av påhängslaster orsakad av marksättningar och negativ mantelfriktion kan vara stora.

Vid de studier som utförts vad gäller uppföljning av lastutvecklingen i långa kohesionspålar som successivt belastas med påhängslaster från omgivande jord så är det deformationerna i pålarna som mätts. Utifrån uppmätta deformationer har spänningar i pålmaterialet beräknats. För betongpålar är kunskap om betongens krypning viktigt för att göra en korrekt bedömning av storleken på spänningarna i betongen och den totala lasten i pålen på olika nivåer. Generellt är kunskapsnivån om denna problematik av grundläggning med kohesionspålar av betong vid höga påkänningar relativt låg hos byggbranschens aktörer.

## 1.3 Syfte och mål

Syftet med projektet är att undersöka krypeffekter hos betongpålar under långtidsbelastning under hög påkänning. Betongpålarnas hållfasthetsklass skall vara samma betongkvalitet som normalt används vid prefabricerade påtillverkning (C50/60).

## 1.4 Avgränsningar

Provnigen i denna rapport är baserad på uppmätta deformationer under trycklast för en betongssammansättning. Vidare har provningen inte kunnat ske med förseglade provkroppar, vilket vid långtidsförsök kan påverkas av uttorkning i betongytan om betongen (cementets fukttransportegenskaper\*) har signifikant fukttransport förmåga, dvs ej ren baskrypning.

\* = *Bascements fukttransportförmåga är ca 30 gånger tätare än rent Portlandcement, se kommande rapport från inmätning av Bascements fuktegenskaper (SBUF 13198).*

## 1.5 Metodik

Genomförandet av detta projekt har varit uppdelat i ett antal steg enligt nedan:

1. Litteraturinventering (nationell och internationell)
2. Inhämtning av erfarenheter från liknande provningar från Lunds Tekniska Högskola.
3. Planering av försök och försöksuppställning för provning

- 
4. Utförande av försök och materialprovning
  5. Analys av erhållna resultat tillsammans med inhämtad information från litteraturstudien.
  6. Redovisning resultatet i form av rapport publicerad dels som SBUF-rapport och dels som rapport i Pålkommisionens rapportserie ”Tekniska PM”.

## 2 Bakgrund om krypning i betong

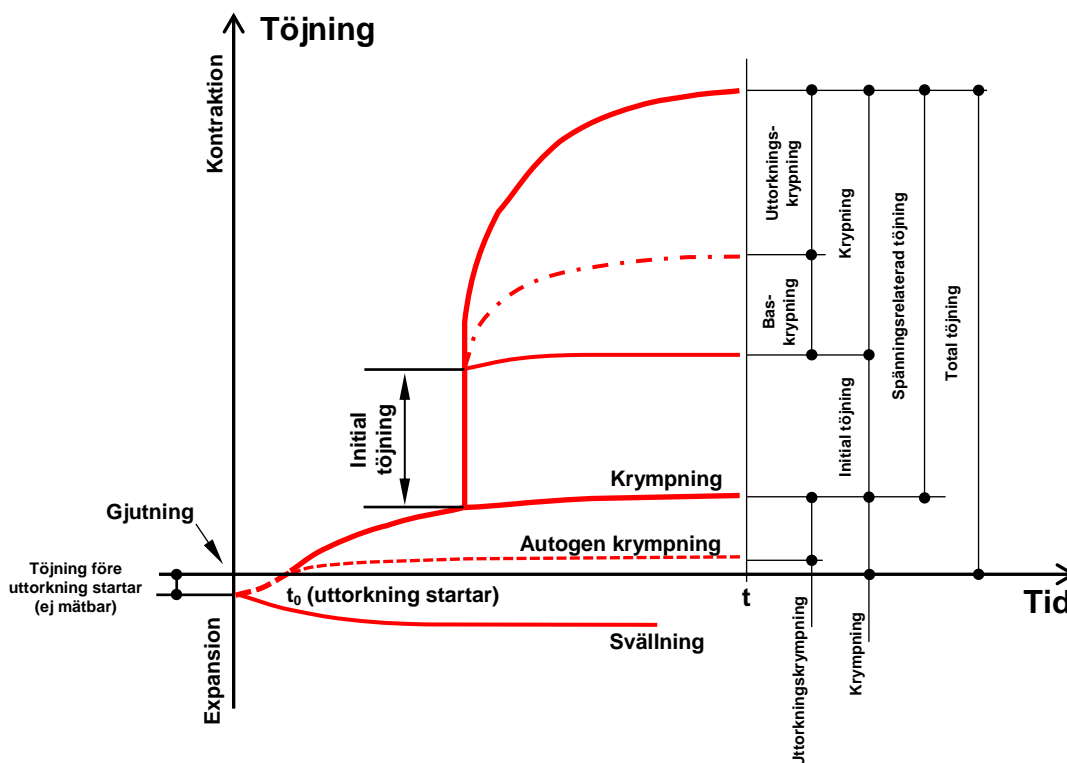
### 2.1 Introduktion

Betong är ett av de absolut vanligaste byggmaterialen inom modern byggkonstruktion. Även om ett enormt antal betongkonstruktioner blivit uppförda under de senaste 100 åren, beräknas den fortsatta tillämpningen av betong inom byggindustrin öka i framtiden. I McKinsey (2016) beräknas den globala efterfrågan på ny infrastruktur uppgå till 90 miljarder dollar från 2015 till 2030. Detta nästan tredubblar värdet på den befintliga infrastrukturen som idag uppgår till 50 miljarder dollar, Bielenberg et al. (2016). Betongens krypegenskaper leder till utvecklingen av spänningar, sprickor och deformationer vilka i sin tur påverkar beständigheten och hållbarheten hos betongkonstruktioner över tid, Bazant (2001), Garnder & Zhao (1993). I USA är kostnaden för (delvis) kryprelaterade underhålls- och reparationsåtgärder uppskattad till 78.8 miljarder (årligen) för infrastruktur kopplad till väg- och brokonstruktioner, VanDamme & Ulm (2009), PNAS (2018).

*Krypning i betong har studerats i över 100 år, 1905 beskrev Woolson (1905) ”flödet av betong under tryck” (flow of concrete under pressure) och 1912 markerade även Freyssinet förekomsten av krypning i betong, Ladaoui et al. (2011). Området inom ”fenomenet” betongkrypning har alltså studerats under lång tid och resultaten har publicerats flitigt, se t.ex. Illston (1965), Coutinho (1977), Bazant (1993), Smith & Hammons (1993), Persson (1996), Vandewalle (2000), Brooks (2005). Under denna period, över 100 år, har en stor mängd undersökningar genomförts, både experimentella och teoretiska, i syfte att analysera krypning och dess påverkande faktorer, mikroskopiska mekanismer, uppskattningsmodeller etc.*

I detta kapitel kommer bakgrunden till krypning kortfattat presenteras med fokus på krypning i betong under höga påkänningar i tryck.

Figur 1 visar, schematiskt, töjningsförloppen i betong under långtidsbelastning, här antas uttorkningskrypningen bero på omgivande temperatur och fuktighet och baskrypningen bero på mekaniska egenskaper och ingående material, ACI Committee 209 (2005).



Figur 1. Töjningskomponenter för betong under långtidsbelastning, baserad på Su et al. (2017).

## 2.2 Allmänt om krypning i betong

Begreppet krypning definieras som deformationsökningen i tid som sker för en belastad betongkropp. Krypning sker för både tryck-och dragbelastad betong.

Det traditionella sättet att se på krypning relaterar denna till en deformation som primärt orsakas av en spänning medan uttorkningsrelaterad krypning relateras till den deformation som primärt orsakas av uttorkning, se t.ex. Betonghandbok (1994) och Figur 1. Det är dock inte så enkelt att helt frikoppla spänning och uttorkning från varandra eftersom att både laboratorie- och in-situ betongelement blir utsatta för både spänning och uttorkning samtidigt. Redan för 30-40 år sedan ansågs mekanismerna bakom grundläggande krypning (och relaxation) vara väldigt otydliga och kontroversiella. Då fastslogs att uttorkningskrypning, i stora drag, kunde förklaras av uttorkningskrypning, Acker (1982), Wittmann & Roelfstra (1980), Bazant & Raftsol (1982), Rossi & Acker (1988). Även fast det råder någorlunda konsensus om att det är förekomsten av vatten som är ursprunget till krypning (och relaxation) i betong, eftersom att det praktiskt taget inte förekommer någon krypning i fullständigt torra betongprovkroppar, varierar de föreslagna mekanismerna i litteraturen. Detta är något som debatteras ännu under 2010-talet, Rossi et al. (2012).

---

I de flesta laboratorieprovningar separeras krypningen från krympningen genom att tillämpa en obelastad referensprovkropp som förväntas uppvisa krympningen, dvs. att krympningen är den samma i både provkroppen utan belastning som i provkroppen med belastning. Skillnaden mellan långtidsdeformationerna för dessa provkroppar refereras sedermera till krypningen. Detta tillvägagångssätt kan självfallet ifrågasättas eftersom att ytskiktet i den torkade, obelastade, provkroppen utsätts för dragspänningar, vilket i sin tur kan ge upphov till mikrosprickor, se bl.a. Betonghandbok (1994), Su et al. (2017).

Vidare skiljer sig även krypningsbeteendet om provkropparna blir utsatta för tryck-, drag- eller böjdragspänningar. Gällande spänningsnivåer, fann Ranaivomanana & Multon (2013), att ett icke-linjärt beteende kunde noteras för krypning i samband med tryckspänningar (30-50% av tryckhållfastheten). För provkroppar utsatta för dragspänningar innebar den stora variationen i draghållfasthet att tydliga slutsatser var svåra att genomföras. För provkroppar utsatta för böjdragspänningar kunde ingen effekt noteras för de olika spänningsnivåerna som undersöktes (30-50% av draghållfastheten). Denna rapport avser undersöka betong under förhöjda nivåer av tryckspänningar, nämligen 50, 60 och 70% av tryckhållfastheten (bestämt från kubhållfasthet).

### **2.3 Provning under förhöjt spänningstillstånd i tryck**

Som nämnts i kapitel 1.2 är frågan ”*hur påverkas betongen av sprickbildningen i samband med den irreversibla delen av kryptöjningen (residualtöjning)?*” något som i dagsläget inte är väl undersökt. Enligt litteraturstudien som genomförts i denna rapport finns det ett fåtal studier som genomförts de senaste åren i syfte att undersöka och förklara interaktionen mellan sprickbildning och residualtöjning, Smadi et al. (1985), Smadi et al. (1987), Smadi et al. (1989), Rossi & Acker (1988), Rossi et al. (1994). Dock har ingen av dessa studier tydligt kunna påvisa tillfreds-ställande svar.

Dock har en försöksstudie genomförts vid IFSTTAR i Frankrike (Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux), där krypning studerats på provkroppar med samma betongblandning utsatta för tryck-, drag- och böjbelastning. Förutom belastningsutformning studerades även parametrar som t.ex. ålder på betong vid belastning, belastningsnivåer, storlek på provkroppar och uttorkningsförhållanden, Rossi et al. (2012). Från denna studie var det huvudsakliga slutsatserna enligt följande:

- Baskrypningen är proportionell mot det totala antalet mikrosprickor som uppkommer i betongen (resultat baserad på akustisk emission, för beskrivning av AE-teknik se t.ex. SBUF 12952).
- För betong som är äldre än 28 dygn i samband med provningen är generellt baskrypningen under tryckbelastning ca 3 gånger större än baskrypningen under dragbelastning.
- Baskrypningen under dragbelastning är storleksberoende medan baskrypningen är oberoende av storlekeffekt i samband med tryckbelastning.



---

Från studien som genomfördes vid IFSTTAR är resultaten för krypbeteendet och residualtöjning angivna för provkroppar utsatta för 30, 50 och 70 % av tryckhållfastheten (i denna rapport nämns beskrivs inte resultaten för krypning i samband med drag- och böjbelastning). Den korta sammanfattningen av resultaten, diskussion och slutsatser beskrivna nedan är tagna från Rossi et al. (2012) och Rossi et al (2013).

Betongsammansättningen för provkropparna i studien bestod av; 340 kg/m<sup>3</sup> Cement (CEMI 52.5 N PMES CA2), 739 kg/m<sup>3</sup> sand 0/4, 1072 kg/m<sup>3</sup> sand 6.3/20 och 184 kg/m<sup>3</sup> vatten (vct = 0.54).

Provkropparna provades i par, en förseglad och en icke förseglad provkropp samt självfallet även med två anhöriga referensprovkroppar relaterade till krympningen. Som tidigare nämnts var de olika belastningsnivåerna 30, 50 och 70 % av tryckhållfastheten (cylinder) vid 28 dygn. För provkropparna (både förseglade och oförseglade) som belastades med 30 % av tryckhållfastheten (medelvärde  $f_{c,28d} = 40$  MPa) påbörjades belastningen vid 28 dygns mognad. Provkropparna som belastades med 50 respektive 70 % av tryckhållfastheten började belastas vid 145 dygns mognad. För denna belastningsnivå genomfördes även 2 olika belastningstider, nämligen 120 dygn (a) och 440 dygn (b). Två provkroppar belastades vid 70 % tryckhållfastheten (förseglade och oförseglade). För provkroppar belastade med 30% respektive 50% av tryckhållfastheten genomfördes endast en provkropp per serie (förseglade och oförseglade). Slutligen avlastades samtliga provkroppar i syfte att mäta residualtöjningen.

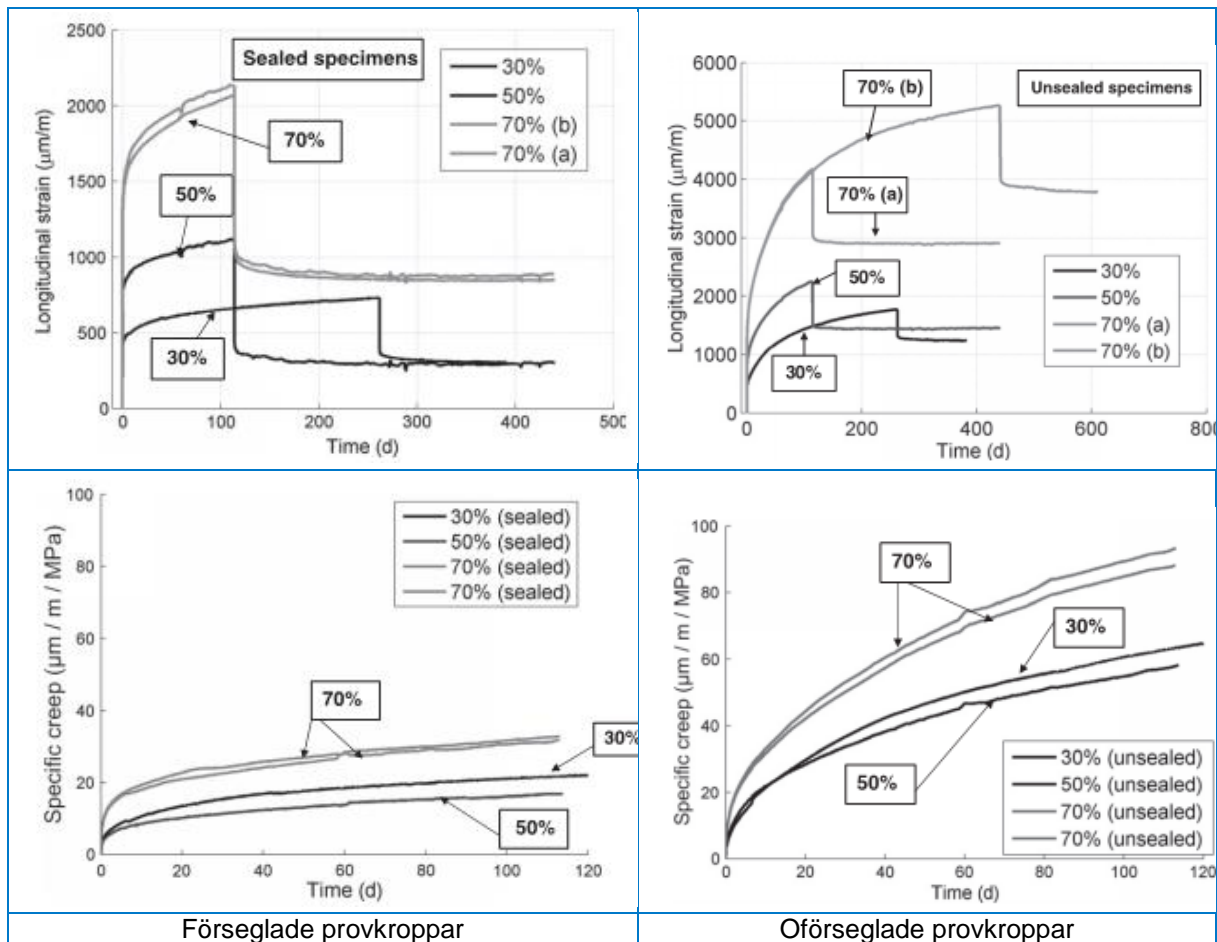
Försöksprogrammet omfattade således 3 belastningsfall och 2 avlastningsfall samt 2 olika mognadsgrader på betongprovkropparna. Resultaten för den totala longitudinella töjningen som funktion av tiden samt den specifika krypningen som funktion av tiden är redovisad i Figur 2 för förseglade respektive oförseglade provkroppar. Kryptöjningen är här bestämd genom att subtrahera den momentana elastiska töjningen (beroende på belastning) och den totala krympningstöjningen från den totala töjningen.

Resultaten från denna provning visar att den specifika krypningen vid spänningsnivåer motsvarande 70 % av tryckhållfastheten är större än för provkropparna som belastades med 30 respektive 50 % av tryckhållfastheten. Vidare indikerar även resultaten att det förekommer ett linjärt beteende mellan krypning och residualtöjningar (för både förseglade och oförseglade prover). Rossi et al. (2013) föreslår även att detta förklaras av att baskrypningen till största del beror på bildandet av mikrosprickor vilka i sig ger upphov till ytterligare uttorkningskrypning.

Följande slutsatser kan noteras från ovanstående studie:

- Baskrypningen från tryckbelastade provkroppar är icke linjär för lastnivåer överstigande 70% av tryckhållfastheten
- Den specifika krypningen avtar linjärt relaterad till förseglade respektive oförseglade provkroppar
- Samtlig uppmätt specifik krypningstakt liknar korttidskrypning

- Den specifika krypningstakten är större för oförseglade provkroppar jämfört med förseglade provkroppar vid krypbelastning överstigande 100 dygn
- Den specifika krypningstakten blir oberoende av den pålagda spänningsnivån för krypbelastningar överstigande 100 dygn



Figur 2. Den tidsberoende totala longitudinella töjningen samt specifik krypning för samtliga provkroppar, Rossi et al. (2012), Rossi et al. (2013).

## 2.4 Beräkningsmetodik för analys

### 2.4.1 Allmänt

Flertalet olika integrerade teorier har hitintills föreslagits, Vaishnav & Kesler (1961), Powers (1966), Reutz (1968), Bazant & Xi (1995), Tamtsia & Beaudoin (2000), Jennings (2004), VanDamme et al. (2010), Rossi et al. (2012), Idiart (2012), som förklarar mekanismerna bakom krypning under tryckspänning. I dessa teorier avses krypningen associeras med följande mekanismer:

- 
- Deformation (mekanisk)
  - Plasticitet
  - Visköst och visko-elastiskt flöde
  - Fördröjd elasticitet
  - Läckage
  - Mikrosprickbildning
  - Energiaktivering
  - Härdning/solidifiering

Inom ramverket för superpositionsprincipen som Boltzmann föreslog 1878, Boltzmann (1878), kan kryptöjningar uttryckas som tidsintegralen för samtliga spänningar multiplicerat med krypfunktionen enligt:

$$\varepsilon(t) = J_0\sigma + \int_0^t J(t - \tau) \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} d\tau \quad (1)$$

Krypningen kan teoretiskt beräknas godtyckligt för lastfall baserade på superpositionsprincipen. Dock är det vanligtvis svårt att särskilja mellan kryp- och elastiska töjningar under den initiala belastningsprocessen. Generellt definieras krypningen i betong baserat på försöksfenomen. Figur 1 visar de olika komponenterna hos betong utsatt för belastning under lång tid och krypningen kan härifrån ytterligare förtydligas:

1. När betongprovkroppen belastas uppvisar provkroppen först en momentan deformation. Detta efterföljs sedan av långsam ytterligare ökning av deformationen (vilket benämns som krypning), Bazant & Wittmann (1982).
2. Om material uppvisar deformationsökningar under konstant spänningstillstånd under tid är det krypningsbenäget, Neville (2012).
3. Den tidsberoende ökningen av töjningar under konstant belastning sker efter den initiala töjningen vid belastningen, ACI Committee 209. (2005).
4. Under oavbruten tryckbelastning kommer betong av försatta deformeras under längre tidsbelastning, skillnaden mellan det initiala deformationstillståndet och den tillkommande deformationen kallas alltså generellt för krypning, Neville, A.M. (2012).
5. Den lastberoende deformationen av betong består alltså i princip av två delar (se Figur 1), dels det initiala deformationstillståndet i samband med belastningen och sedermera deformationstillståndet som uppkommer under belastningen. Den sistnämnda deformation är självfallet, återigen, benämnt som krypning.

Som tidigare nämnts förekommer flertalet teorier om mekanismerna bakom krypning i betong, Scheiner & Hellmich (2009), Neville (1970), Tamtsia & Beaudoin (2000), Rossi et al. (2012), Ruiz et al. (2007). Dock är det ingen av dessa teorier som förklarar samtliga beteenden som kan observeras i samband med försöksstudier. Av den här anledningen förekommer tre utmaningar relaterat till krypning i betong som bör nämnas:

- Krypning definieras alltid som en ökning av deformation under konstant eller oavbruten belastning, dock försummas den tidsberoende deformationen som uppstår under själva belastningsprocessen
- De kortsiktliga krypegenskaperna hos betong (deformation i samband med belastning och kort därefter) har inte fått stor uppmärksamhet varpå mycket data kring detta saknas.
- De långsiktliga försöken på krypning i betong är relativt komplicerat baserat på flertalet faktorer och det fundamentala tidsberoende beteendet har inte studerats fullt ut hittills och kommer förmodligen fortsättas att undersökas.

Den här rapporten avser ge ytterligare information om de tidsberoende krypbeteendet hos betong under hög belastning i tryck (>50% av tryckhållfastheten). Den specifika analysmetoden för just denna rapport är beskriven i kapitel 2.4.2 och försöksprogrammet tillsammans med resultat och analys är redovisad i kapitel 0

## 2.4.2 Specifik analysmetod för denna rapport

Begreppet krypning definieras som deformationsökningen i tid som sker för en belastad betongkropp. Krypning sker för både tryck-och dragbelastad betong.

Utifrån ett tekniskt perspektiv är det vanligt att definiera elastisk och tidsberoende deformation för betong enligt ekv 2:

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{c0}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)} (1 + \varphi(t, t_0)) \quad (2)$$

där

- $t$  = tiden (åldern på betongen) då töjningen studeras [sek, min, h eller d]
- $t_0$  = tiden (åldern på betongen) då pålastning sker [sek, min, h eller d]
- $\varepsilon_0$  = betongens totala töjning [-]
- $\varepsilon_{c0}$  = betongens elastiska ("kvasi-elastiska" eller "momentana") töjning [-]
- $\varepsilon_{cc}$  = betongens kryptöjning [-]
- $\sigma_c$  = pålagd betongspänning[Pa]
- $E_c$  = betongens elasticitetsmodul [Pa]
- $\varphi(t, t_0)$  = betongens kryptal [-]

Ett alternativt sätt att beskriva totala töjningen är att ange töjning per pålagd spänningsenhet, vilket definieras som kompliansen,  $J$  [Pa<sup>-1</sup>], enligt ekv 3 och 4:

$$J_c(t, t_0) = \varepsilon(t, t_0)/\sigma(t_0) = J_{c0}(t_0) + J_{cc}(t, t_0) \quad (3)$$

med

$$J_{c0}(t_0) = 1/E(t_0) \quad (4)$$

---

Ekvation 3 är praktisk att använda då man har s.k. linjär krypning, vilket innebär att både elastiska töjningen och kryptöjningen är linjärt beroende av pålagd spänning. För tryckbelastningar anses (EK2, 2008) linjär krypning gälla upp till en spänningsnivå på 45 % av brottspänningen vid pålastningsögonblicket. För linjär krypning gäller additionsprincipen, och det finns ett antal tekniska lösningar för praktisk tillämpning att beakta betongens krypning.

Ett val som alltid måste göras vid beaktande av krypning enligt ekv. 2 eller 3 är att man måste utgå från en elasticitetsmodul,  $E_c(t_0)$  eller  $J_c(t_0)$ . Här finns ingen konsensus varken i normer eller tekniska rapporter hur detta val ska göras, men det spelar praktiskt sett mindre roll, eftersom det alltid är totala deformationen,  $\varepsilon_c(t, t_0)$  eller  $J_c(t, t_0)$  som måste beskrivas i en modell. Ett alternativt val av elasticitetsmodul resulterar då bara i ett alternativt kryptal.

Detta kommer att framgå tydligt senare i denna rapport.

---

## 3 Experimentella försök och analys

### 3.1 Utveckling av försöksuppställning och provutrustning

#### 3.1.1 Förutsättningar

Betong kvalitet 50/60, sluthållfasthet 28 d uppskattas till 75-80 MPa.

Antaget är:

- att betongens egenskaper efter 28 dygn ändras så lite att de inte behöver beaktas under försökens genomförande.
- att fjäderpaketet tidigare föreslaget, med laständring 15 kN/ mm kan användas. Lasten kan givetvis justeras under provets gång vid behov.

Tillverkning av provkroppar och kuber:

#### **Gjutning dag 1.**

Fyra cylindriska provkroppar  $\varnothing$  80 mm gjuts i formar för krypning, sex kuber gjuts (150 mm)

#### **Gjutning dag 2.**

Samma formar används som gjutning dag 1 efter avformning. Gjutningen dag 1 upprepas.

#### **Gjutning dag 3.**

Upprepning av gjutningarna dag 1 och 2.

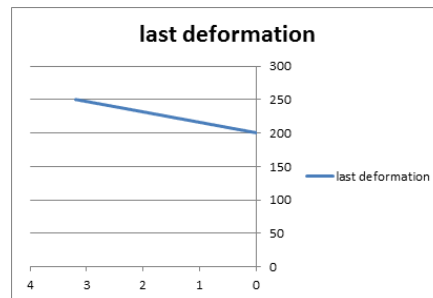
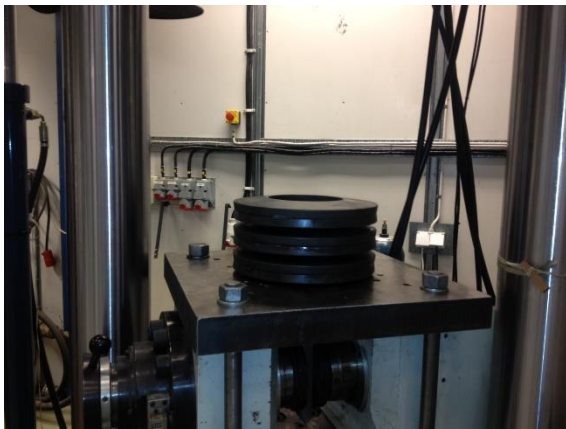
Sammantaget har vi nu 12 st. betong cylindrar och 18 st. kuber av nästan samma ålder. Alla ska vattenlagras efter avformning.

Tre av de fyra betongcylindrarna från samma gjutning är avsedda att belastas i de nya belastningsriggarna se skiss, tre på samma spänningsnivå, och den fjärde ska fungera som dummy. Alla fyra betongcylindrar ska ha svarvade ändtytor. Dummycylindrarna från varje belastningsnivå kan efter provningen bestyckas för provning för E-modul med FTG.

#### 3.1.2 Utrustning

Tre belastnings riggar ska tillverkas med passande fjäderpaket för att kunna hålla spänningsnivåerna 50, 60, och 70 % av beräknad sluthållfasthet 75- 80 MPa på  $\varnothing$  80 mm. Uppskattad last från fjäderpaketen bör vara ca 201, 241 och 281 kN. Tre lastceller 500 kN ska ordnas. Fyra set om två lägesgivare behövs för att mäta töjningarna, tre belastade och en dummy.

Försök med fjäderbrickor, det är sex st. Dy 250, Di 130 och T 15 mm, stackade på varandra enl. bild för att ge maximal rörelse med minsta kraftförlust, se Figur 3.



Figur 3: Fjäderpaket och lastförlust.

Diagrammet visar last Y (kN), och rörelse X (mm), för en provbelastning av fjäderpaketet enl. bild i det lastområde vi är intresserade av, 250 – 200 kN.

Granskning av värdena visar att lasten sjunker med ca 15 kN/ mm rörelse.

### 3.1.3 Provnings genomförande

När gjutningen dag 1 är ca 28 dygn görs kubprovning för att fastställa uppnådd tryckhållfasthet. Tre cylindrar monteras i belastningsriggarna och lastas upp till vald spännings nivå, 50 60 eller 70 % alla lika samt en dummy. Provningsen pågår ca 2 veckor under vilken tid last och töjning loggas. Försöken avbryts om de inte krupit till brott. Provkropparna från gjutning dag 2 är nu ca 42 dygn gamla och de monteras i belastningsriggarna med den nu valda spännings nivån, på samma vis som ovan. Mätning ca 2 veckor, avbryt försöken.

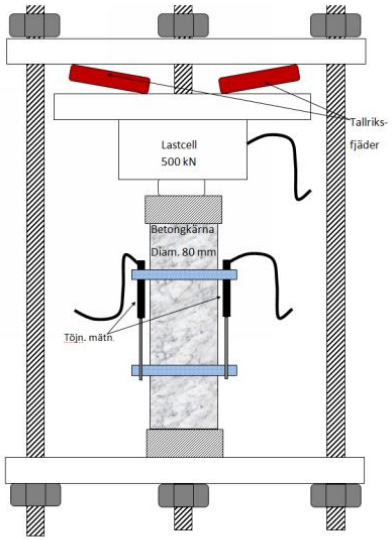
Provkropparna från gjutning dag 3 är nu ca 56 dygn monteras och provas som ovan.

Vid varje belastning kontrolleras betonghållfastheten med kubprovning.

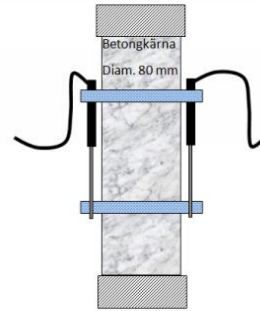
När alla tre spänningsnivåer är kontrollerade prepareras dummy för enaxiellprovning med FTG och E-modul bestäms.

Provresultaten levereras i form av rådata och tabeller tillsammans med en kortfattad provnings beskrivning.

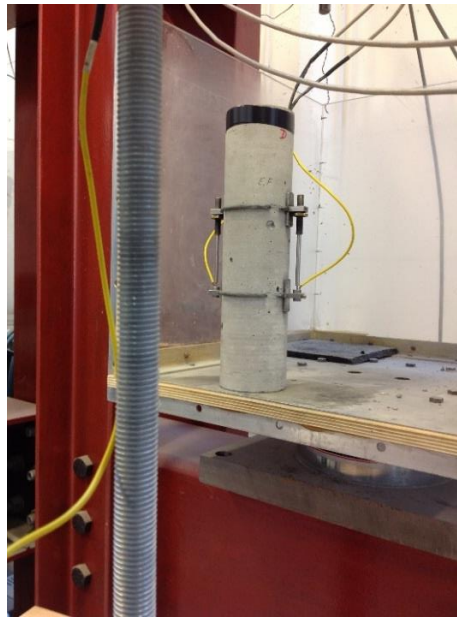
Belastningsförsök och dummy arrangemang visas i skisser nedan, se Figur 4.



Belastningsrigg



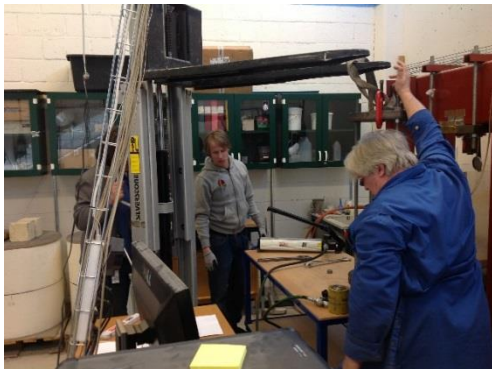
Arrangemang för dummy



Figur 4: Idéskiss (ovan) verkligt utförande av provningen.



### 3.1.4 Några bilder från genomförandet av provningen



Start av montage – belastade provkroppar.



Tunga lyft.



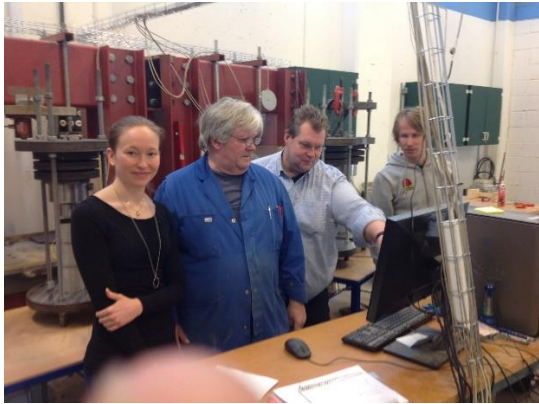
Passning av topplock på gängstänger.



Montage av lastcylinder.



Lossa och spänna låsmuttrar samt belasta fjäderpaket för varje provkropp.



Labbgänget.

### 3.1.5 Betongrecept

Ett betongrecept har studerats, och betongsammansättningen beskrivs enligt:

- Bindemedel Bascement från Cementa Ab
- Vattencementtal (vct) 0.38
- $D_{\max}$  (största stenstorlek) 16 mm
- Konsistensklass S4 (målvärde 170 mm)
- Cementhalt 486 kg/m<sup>3</sup>
- Ballast, 0-8 mm 991 kg/m<sup>3</sup>
- Ballast, 8-16 mm 814 kg/m<sup>3</sup>
- Flytmedel/vattenreducerare Sikament 46

### 3.1.6 Provplan och tilläggs-mätningar

Försöken genomfördes med tre gjutomgångar, benämnda Prov 1 – Prov 3, se Tabell 1.

Tabell 1: Planerade försöksomgångar för studier av krypning

Prov-omgång	Ålder vid pålastning, d	Lastnivå <sup>1</sup> vid pålastning, %	Belastnings-tid, d	Cylindrar: Ø = 80 mm H = 300 mm	Kuber: 150 mm
Prov 1	32	50	14	4 st	6 st
Prov 2	48	60	21	4 st	6 st
Prov 3	70	70	14	4 st	6 st

1) Lastnivån planeras enligt ekvation 3.

Alla provkroppar lagrades i vatten fram till aktuell provning. Det gäller både cylindrar och kuber, där dock cylindrarna togs ur vattnet ca 2 dagar före respektive krypprovning för att man skulle kunna montera mätutrustningen på yttorra provkroppar. Att man vattenlagrar och

provar kubers tryckhållfasthet snarast efter vattenlagringen är helt i enlighet med dagens europanormer.

Efter att de tre huvudserierna enligt tabell 1 genomförts har ett antal tilläggsprovningar genomförts, och utformningen av dessa kommenteras senare i samband med att resultaten redovisas. Dessutom finns ett fåtal provningar av elasticitetsmodul vid tryckprovning enligt svensk standard (SS 13 72 32, 1983). Resultatet av dessa E-modulsbestämningar redovisas i Tabell 2.

Tabell 2: Bestämning av elasticitetsmodul vid tryckprovning av hårdnad betong enligt SS 13 72 32 (1983).

Provkroppar iordningställda ur	Ålder vid bestämning av E-modul, d	E-modul från 1:a belastningscykeln, GPa	E-modul från 3:e belastningscykeln, GPa	Tryckhållfasthet (cylindrar), MPa
Prov 1A	179	35,0	36,5	78,0
Prov 1C	179	36,7	36,5	78,0
Prov 3	164	37,6	39,2	82,6

E-modulerna redovisade i Tabell 2 bestäms som sekantmoduler inom belastningsnivån 45 % av tryckhållfasthetens medelvärde, varför man kan anse att spänning-töjnings-kurvan huvudsakligen är inom det linjära belastningsområdet. Belastningshastigheten är relativt hög (ca 5 kN/s), varför man kan betrakta de bestämda elasticitetsmodulerna som ”momentana” värden utan statistiskt krypning. Detta kommenteras mer senare i samband med att respektive huvudserie analyseras.

### 3.2 Krypning vid olika spänningsnivåer

I samband med pålastningen för respektive provomgång (Prov 1 – Prov 3, se Tabell 1) bestämdes, innan start av krypförsöken, tryckhållfastheten som medelvärde av 3 st kuber gjutna i en stålform för tre kuber. Resultatet av dessa tryckhållfasthetsmätningar redovisas i Tabell 3.

Tabell 3: Bestämning av tryckhållfasthet för 150 mm kuber, som vattenlagrats och provats snarast efter upptagning ur vattnet.

Prov-omgång	Betongens ålder, d	Tryckhållfasthet, kub nr 1, MPa	Tryckhållfasthet, kub nr 2, MPa	Tryckhållfasthet, kub nr 3, MPa	Tryckhållfasthet, medel, MPa
Prov 1	32	74,8	74,4	75,1	74,8
Prov 2	48	74,7	74,3	72,9	74,0
Prov 3	70	81,8	79,6	78,9	80,1

Som framgår av Tabell 3 är det praktiskt taget ingen skillnad på tryckhållfastheten vid 32 d respektive 48 d ålder, och detta kan anses ligga inom normal variation vid bestämning av tryckhållfasthet. Däremot är tryckhållfastheten vid 70 d ålder ca 8 % större, vilket är rimligt. Den belastande kraften på cylindrarna för krypbelastning ( $\phi$  = diameter = 80 mm och H = höjd = ca 300 mm) beräknas på följande sätt:

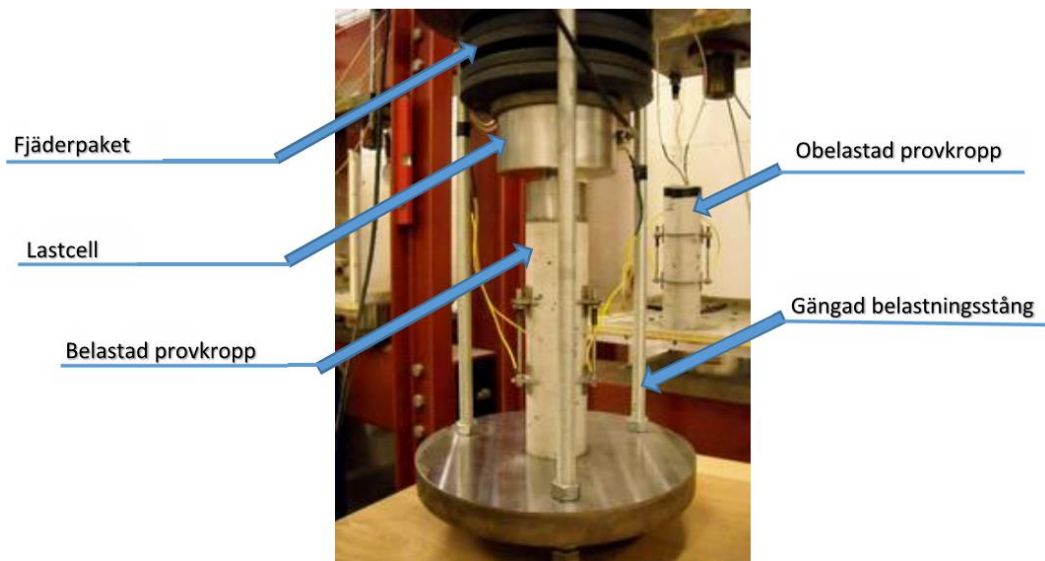
$$F_{kryp} = \text{last på krypcylindern} = \begin{cases} \pi \cdot (0,08)^2 / 4 \cdot 0,50 \cdot 74,8 \cdot 1000 = 188 \text{ kN för Prov 1} \\ \pi \cdot (0,08)^2 / 4 \cdot 0,60 \cdot 74,0 \cdot 1000 = 223 \text{ kN för Prov 2} \\ \pi \cdot (0,08)^2 / 4 \cdot 0,70 \cdot 80,1 \cdot 1000 = 282 \text{ kN för Prov 3} \end{cases} \quad (3)$$

Tolkningen av belastningsnivåerna (50, 60 respektive 70 %) är dock inte entydig, eftersom tryckhållfastheten är bestämd för 150 mm kuber och krypprovkropparna är cylindrar med slankheten =  $H/\phi$  = ca 3,75. Om man i stället bestämt tryckhållfastheten för dessa cylindrar skulle man erhållit ca 20 - 25 % lägre hållfasthetsvärden (Betonghandboken, 1994). Om man räknar om hållfasthetsnivåerna i relation till en 20 % lägre hållfasthet för aktuella cylindrar fås följande "reella" belastningsnivåer:

$$\text{Belastningsnivå för krypcylindrarna} = \begin{cases} \text{Prov 1: } 50/0,8 = 62,5 \% \\ \text{Prov 2: } 60/0,8 = 75,0 \% \\ \text{Prov 3: } 70/0,8 = 87,5 \% \end{cases} \quad (4)$$

### 3.2.1 Prov 1

Sex provkroppar belastades samtidigt, tre med last och tre utan last, se Figur 5. Den belastade provkroppen i Figur 5 har tre st deformationsgivare och den obelastade provkroppen har två st deformationsgivare. Detta varierar mellan olika provkroppar, men på sikt ska alla provkroppar ha tre st deformationsgivare, eftersom ett plan definieras entydigt av tre givare även om en snedställning skulle uppkomma. Fjäderpaketet eller "tallrikkpaketet" visat i Figur 5 kan hålla en någorlunda konstant last trots att deformationen ändras, men beroende var man befinner sig på fjäderpaketets last-deformationskurva behöver ändå lasten justeras då och då under belastningsperioden.

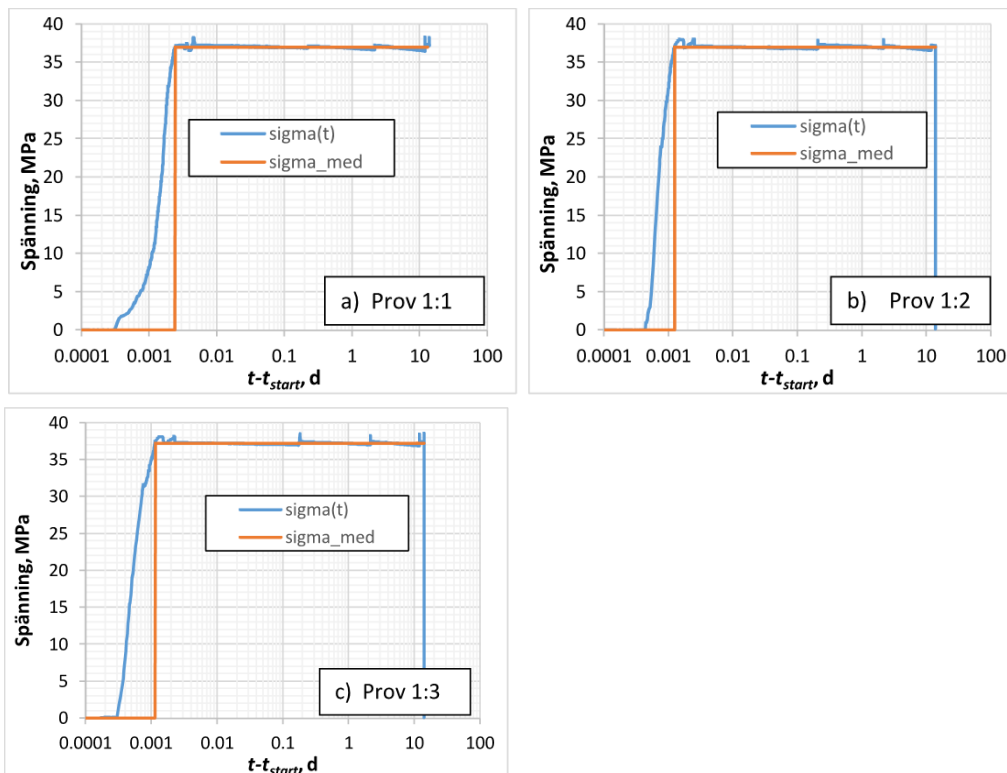


Figur 5: Provkroppar vid mätning av deformationer (töjning) med och utan last.

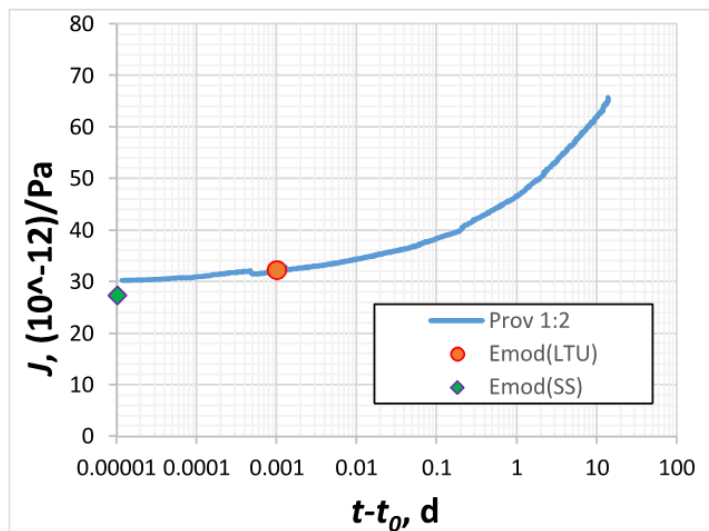
För de tre belastade provkropparna för Prov 1 visas uppmätt last i Figur 6. Som framgår av figuren har lasten kunnat hållas stabil vid avsett målvärde med hjälp av ett fåtal justeringar av pålagd last under hela provperioden.

Resultatet från krypmätningen för Prov 1:2 visas i Figur 7. Vid tidpunkten för start av mätningen har lagts in en punkt som beräknats genom att använda elasticitetsmodulen från bestämningen enligt SS 13 72 32 redovisad i Tabell 2, där  $J_{c0} = 1/E_c = 1/36.5 \cdot 10^{-9} = 27.4 \cdot 10^{-12} \text{ Pa}^{-1}$ , och den punkten är i figuren betecknad ” $E_{mod}(SS)$ ”. Den andra punkten representerar det sätt LTU vanligen använder som effektiv E-modul vid utvärdering av krypkurvor för beräkningen av ”ung betong” (Westman, 1999), nämligen vid tiden 0.001d (= ca 1 min 26 sek) efter pålastning. Det kan betecknas  $E(t, t_0) = E(t_0 + 0.001d, t_0)$ , där  $t_0$  = tiden (betongåldern) vid pålastning. Tiden för pålastning representeras i Figur 6 av den vertikala linjen för kurvan ”sigma\_med”, dvs när avsedd lastnivå har uppnåtts.





Figur 6: Registrerad belastning för Prov 1:1, 1:2 och 1:3.



Figur 7: Uppmätt komplians, se ekvation 2, för Prov 1:2.

Användningen av  $E(t_0+0,001d, t_0)$  innebär att man gör en enstegs-beräkning, formellt en beräkning av "elastisk" eller "momentan" deformation, fram till  $t_0 + 0.001d$ , och att

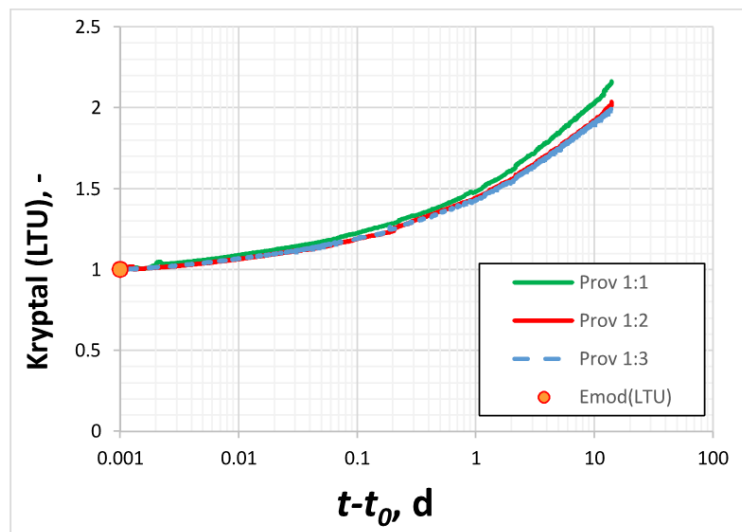
krypningen beaktas för tiden därefter. Man skulle kunna välja någon annan tidpunkt, men belastningstiden 0.001d har visat sig fungera bra vid beräkningarna för ung betong. Tyvärr finns ingen "sann" statisk E-modul för betong, och man måste alltid definiera vad man menar med E-modul eller hänvisa till någon mätteknisk bestämning eller annan konvention. Det anses däremot finnas en "sann dynamisk" E-modul för betong, som kan bestämmas utifrån hur en stötvåg fortplantas i materialet, men det är utanför området för aktuell studie.

De på liknande sätt som i Figur 7 bestämda effektiva E-modulerna för  $t-t_0 = 0.001d$  erhöll följande värden:

$$E\text{-modul för } t-t_0 = 0,001 d = \begin{cases} 28,1 \text{ GPa för Prov 1:1} \\ 31,0 \text{ GPa för Prov 1:2} \\ 29,0 \text{ GPa för Prov 1:3} \end{cases} \quad (5)$$

med medelvärdet  $E_{eff}(t-t_0 = 0.001d) = 29.3 \text{ GPa}$  för Prov 1.

Med en känd E-modul kan krypningen beaktas med ett kryptal, se faktorn  $\gamma(t, t_0)$  i ekvation 1. Kryptalet ökar med belastningstiden, och utifrån  $E_{eff}(t-t_0 = 0.001d)$  från respektive tester för serien Prov 1 redovisas resulterande kryptal i Figur 8.

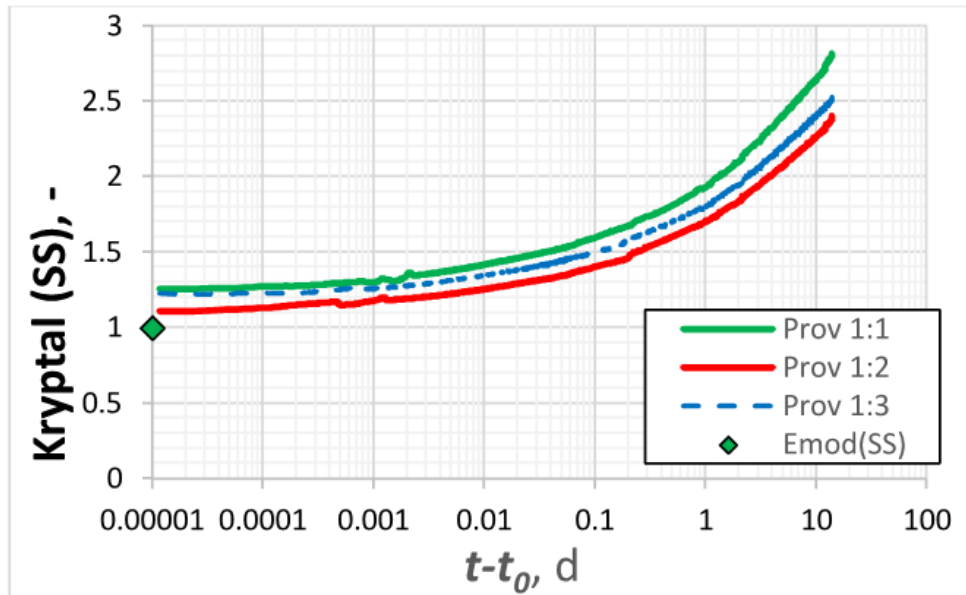


Figur 8: Kryptal för Prov 1 utifrån  $E_{eff}(t-t_0 = 0.001d)$ , betecknad  $E_{mod}(LTU)$  i figuren.

Genom att i stället utgå från den enligt SS 13 72 32 bestämda E-modulen (26.5 GPa) blir resulterande kryptal enligt Figur 9.

Att kryptalen blir olika i Figur 8 och Figur 9 är en konsekvens av att "statiska" eller "momentana" deformationen för  $\gamma(t_0 + 0.01d, t_0) = 1$  är olika stor för olika definitioner av E-

modul, och man måste alltid utgå från den sanna totala deformationen, dvs det som här redovisas som kompliansen,  $J$ , i Figur 7 för Prov 1:2. I Figur 9 innebär det att redan vid tiden för första mätvärdet, ca vid belastningstiden 1 sek, måste man beakta ett kryptal  $> 1$ .



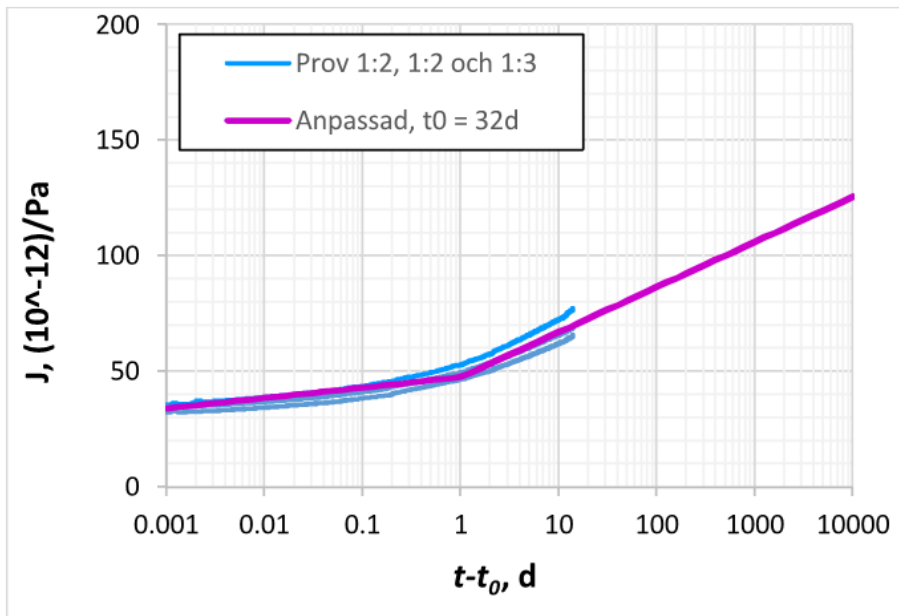
Figur 9: Kryptal för Prov 1 utifrån E-modulen bestämd enligt SS 13 72 32, betecknad  $E_{mod}(SS)$  i figuren.

### 3.2.2 Extrapolering till långtidsskrypning

Det råder olika uppfattningar bland forskare och betongtekniker huruvida det finns ett slutvärde, då krypningen stannar, eller ej. Flertalet modeller anger att krypningen fortsätter linjärt med logaritmen i belastningstiden. I praktiken har det dock liten betydelse, eftersom tiden passeras ”mycket fort” i slutet av en logaritmisk skala, och om man redovisar en logaritmisk krypmodell i linjär tidsskala ser det för betraktaren ut ”som om” krypningen avstannat. Här används en logaritmisk modell som kallas LL-modellen (”Linear Line model”) enligt Larson (2003), då denna modell visat sig vara ett enkelt instrument att extrapolera uppmätt korttidsskrypning till långtidsskrypning på ett stabilt sätt. I sin enklaste form modelleras krypningen med två räta linjer i belastningstidens logaritmiska tidsskala. Man utgår från en effektiv E-modul, vanligen vid LTU med ”momentana” statiska belastningstiden 0.001d, och använder en brytpunkt,  $t_{bryt}$ , vid belastningstiden 1 d.

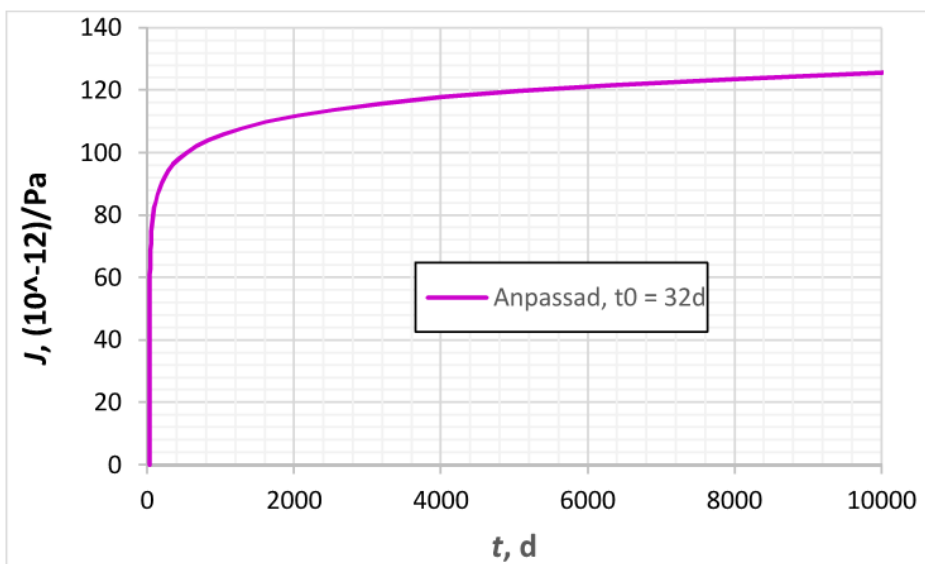
En anpassning med den enkla LL-modellen till uppmätta komplianser för Prov 1 visas i Figur 10.





Figur 10: Anpassning med den enkla LL-modellen till uppmätta komplianser för serie Prov 1. Logaritmisk tidsskala för belastningstiden.

Genom att rita upp kompliansen i Figur 10 med användning av linjär tidsskala erhålls Figur 11, och som framgår av kurvan i figuren får man visuellt en uppfattning av att krypningen ”håller på att avstanna”.



Figur 11: Anpassning med den enkla LL-modellen till uppmätta komplianser för serie Prov 1. Linjär tidsskala för tiden.

I både Figur 10 - Figur 12 är tidsskalans slutvärde  $t-t_0 = 10000$  d (ca 27.4 år), vilket kan vara en rimlig slutpunkt att studera i många tillämpningsfall. Det är dock mycket enkelt att studera effekten för variabelt slutvärde med hjälp av ekvationen som beskriver den anpassade kurvan enligt:

$$J = \begin{cases} 1/E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) + a_1 \cdot {}^{10}\log((t-t_0)/0.001) & \text{för } 0,001 \text{ d} \leq t-t_0 \leq t_{\text{bryt}} \\ 1/E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) + a_1 \cdot {}^{10}\log(t_{\text{bryt}}/0.001) + a_2 \cdot {}^{10}\log((t-t_0)/t_{\text{bryt}}) & \text{för } t-t_0 > t_{\text{bryt}} \end{cases} \quad (6)$$

För Prov 1 (Figur 10 och Figur 11) är anpassningsparametrarna:

$$E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) = 29.3 \text{ GPa, se ekvation 5.}$$

$$t_{\text{bryt}} = 1 \text{ d.}$$

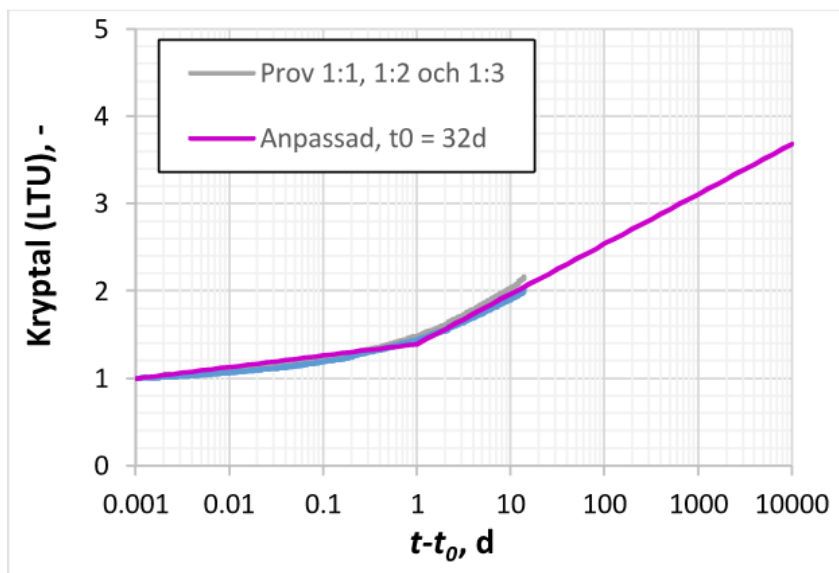
$$1a = 4.5 \cdot 10^{-12}/\text{Pa} \quad {}^{10}\log\text{-enhet.}$$

$$2a = 19.5 \cdot 10^{-12}/\text{Pa} \quad {}^{10}\log\text{-enhet.}$$

Utifrån  $E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) = 29.3 \text{ GPa}$  redovisas i Figur 12 anpassningen enligt ekvation 6 omformulerad som kryptalsvärden (se definitionen i ekvation 1), vilket beskrivs av ekvation 7.

$$\varphi(t, t_0) = \begin{cases} 1 + E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) \cdot (a_1 \cdot {}^{10}\log((t-t_0)/0.001)) & \text{för } 0,001 \text{ d} \leq t-t_0 \leq t_{\text{bryt}} \\ 1 + E(t-t_0 = 0.001 \text{ d}) \cdot (a_1 \cdot {}^{10}\log(t_{\text{bryt}}/0.001) + a_2 \cdot {}^{10}\log((t-t_0)/t_{\text{bryt}})) & \text{för } t-t_0 > t_{\text{bryt}} \end{cases} \quad (7)$$

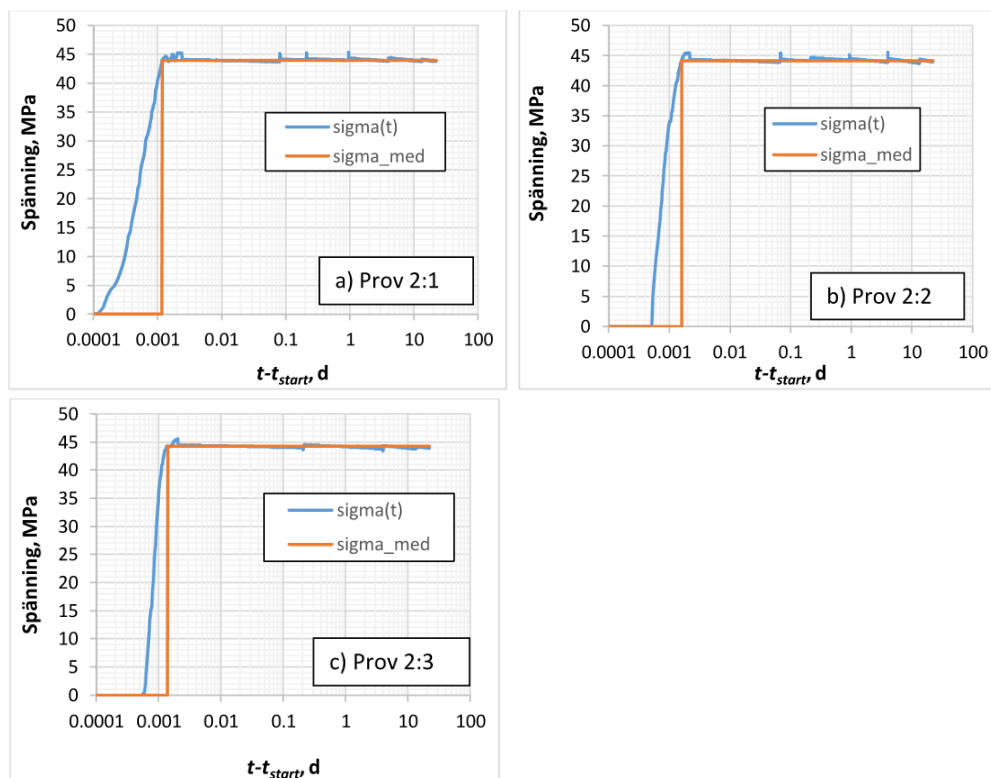
Fördelen med ekvation 6 och 7 är att man för aktuell belastningsnivå numeriskt kan välja godtyckligt sluttid,  $(t-t_0)_{\text{slut}}$ , för både kompliansen och tillhörande kryptal.



Figur 12: Anpassning enligt ekvation 6 för serie Prov 1 redovisad som kryptal.

### 3.2.3 Prov 2

Testserien Prov 2 omfattar också tre belastade och tre obelastade provkroppar, och registrerad belastning visas i Figur 13. Som framgår av figuren har lasten under pågående krypning varit mycket stabil med hjälp av ett fåtal justeringar.

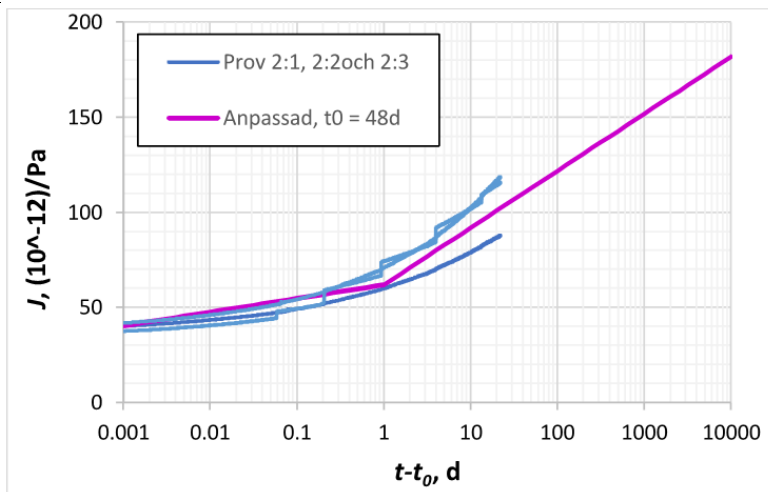


Figur 13: Registrerad belastning för Prov 2:1, 2:2 och 2:3.

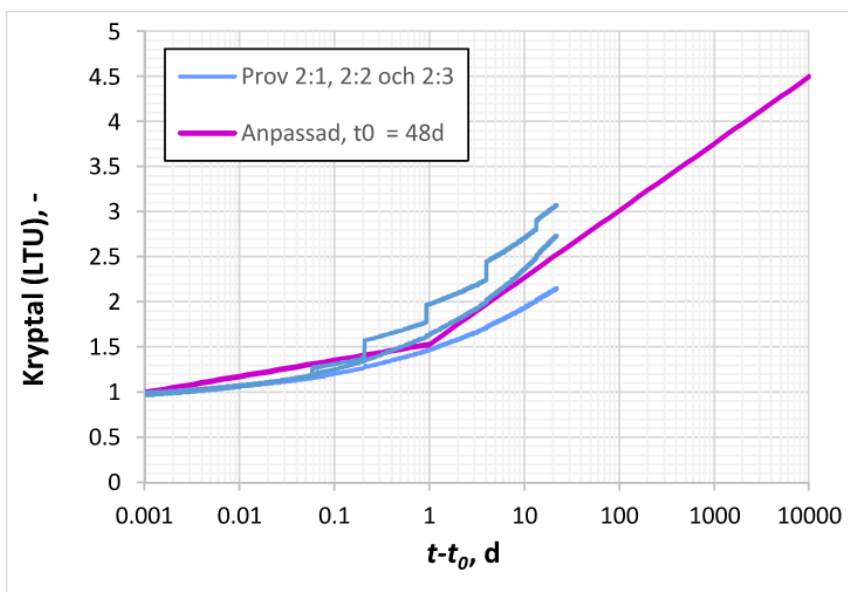
Anpassningen av uppmätta komplianser för serie Prov 2 vid användning av ekvation 6 visas i Figur 14, vilket resulterat i följande anpassningsparametrar:

$$\begin{aligned} E(t-t_0 = 0.001d) &= 24.7 \text{ GPa (=medelvärde av 24.5, 23.1 och 26.2 MPa)} \\ t_{bryt} &= 1 \text{ d} \\ 1a &= 7.2 \cdot 10^{-12}/\text{Pa}^{10} \text{log-enhet} \\ 2a &= 30 \cdot 10^{-12}/\text{Pa}^{10} \text{log-enhet} \end{aligned}$$

Tillhörande kryptal framgår av Figur 15.



Figur 14: Anpassning med den enkla LL-modellen till uppmätta komplianser för serie Prov 2. Logaritmisk tidsskala för belastningstiden.

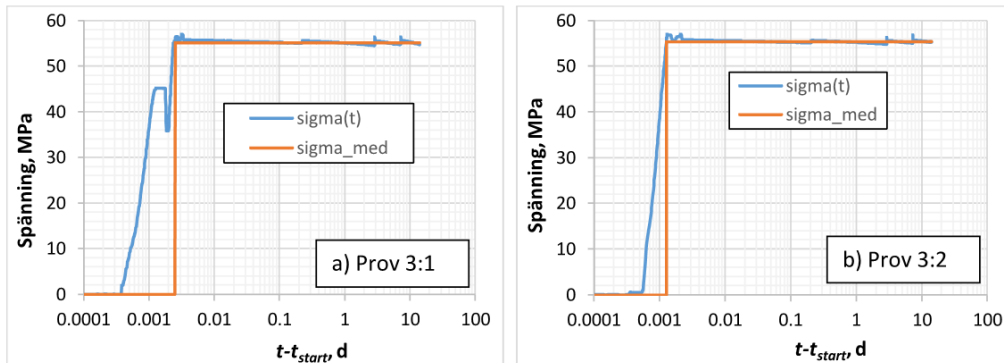


Figur 15: Anpassning enligt ekvation 6 för serie Prov 2 redovisad som kryptal.

Mätresultaten i Figur 14 och Figur 15 visar lite större spridning för lastnivån 60 % (ca 75 % för belastade cylinderprover) jämfört med lastnivån 50 % (ca 62.5 % för cylindrarna), vilket förefaller naturligt då den icke-linjära krypningen för högre lastnivåer förväntas ha större spridning vid provning beroende på sannolika uppkomster av irreguljära sprickor/sprickzoner i provkroppen.

### 3.2.4 Prov 3

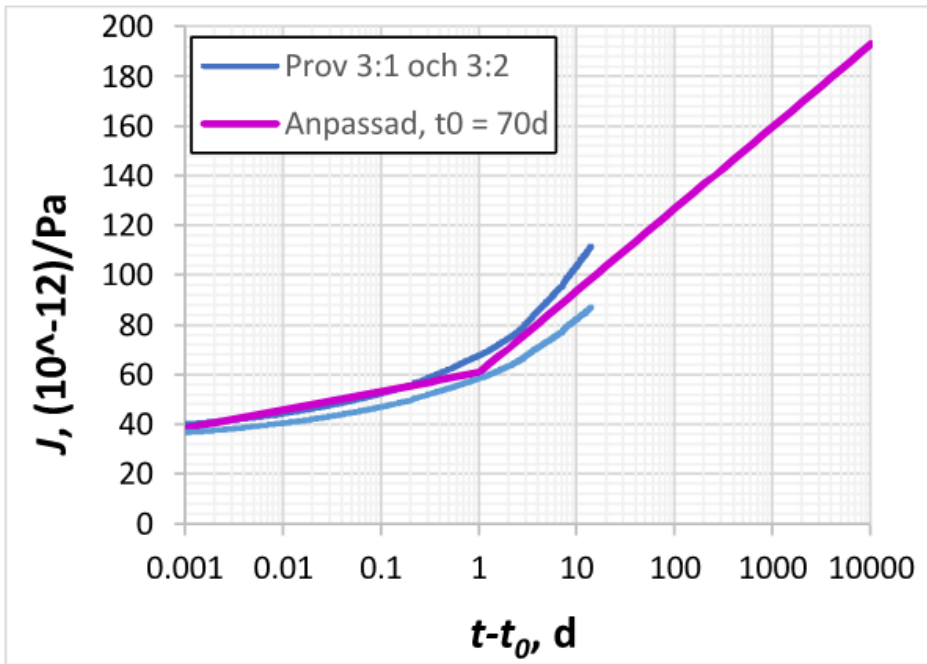
Testserien Prov 3 omfattar endast två belastade och två obelastade provkroppar, och registrerad belastning visas i Figur 16. Som framgår av Figur 6, Figur 13 och Figur 16 har lasten under pågående krypning varit mycket stabil för båda testserierna Prov 1 och Prov 2 med hjälp av ett fåtal justeringar.



Figur 16: Registrerad belastning för Prov 3:1 och 3:2.

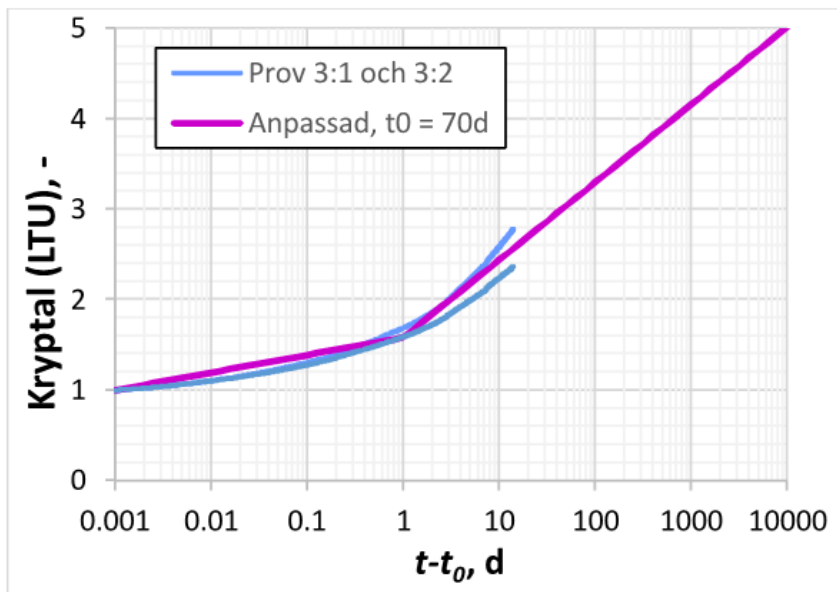
Anpassning mot uppmätta komplianser för serie Prov 3 och användning av ekvation 6 visas i Figur 17. Det har resulterat i följande anpassningsparametrar:

$$\begin{aligned} E(t-t_0 = 0.001d) &= 26.0 \text{ GPa} \quad (= \text{medelvärde av } 24.9 \text{ och } 27.2 \text{ MPa}) \\ t_{bryt} &= 1 \text{ d} \\ 1a &= 7.5 \cdot 10^{-12}/\text{Pa} \text{ }^{10}\log\text{-enhet} \\ 2a &= 33 \cdot 10^{-12}/\text{Pa} \text{ }^{10}\log\text{-enhet} \end{aligned}$$



Figur 17: Anpassning med den enkla LL-modellen till uppmätta komplianser för serie Prov 3.

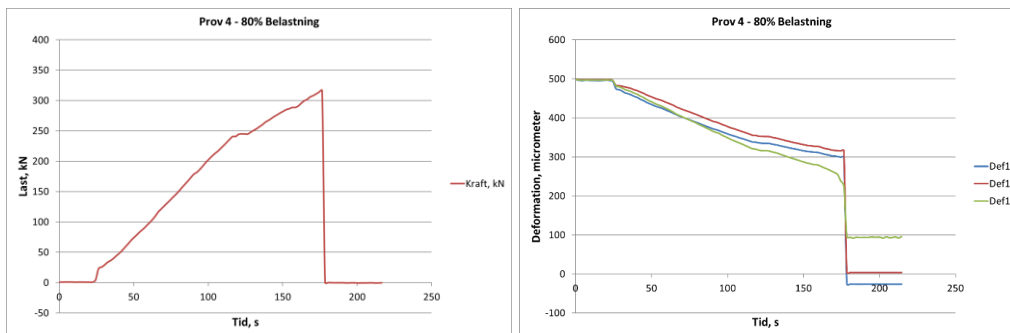
Omformuleringen till kryptal (ekvation 7) visas i Figur 18.



Figur 18: Anpassning enligt ekvation 7 för serie Prov 3 redovisad som kryptal.

### 3.2.5 Prov 3F

Testserien Prov 3F omfattar endast en belastad och en obelastad provkropp, och registrerad belastning visas i Figur 19. Som framgår av Figur 19 har provkroppen gått till brott under pålastning. För prov 3F innebar en belastningsnivå lika med 80% en last på 322 kN. Provet höll ca 316 kN. Brottet skedde efter 176 sek vid en deformation av ca 200µm.



Figur 19: Belastning och deformation vid 80% belastningsnivå.

Prov 3F efter brott ses i Figur 20. Vidare provningar på 80% belastningsnivå bedömdes som osäker vid provning mht skador på provutrustning, se vidare avsnitt 3.2.7.

Vid brott i provkroppen skadades en givaruppsättning varvid beslut togs att sänka den högsta belastningsnivån till max 75% av den aktuella tryckhållfastheten.



Figur 20: Provkropp överbelastad vid pålastning av en belastningsnivå lika med 80%.

### 3.2.6 Sammanställning för alla serier Prov 1, Prov 2 och Prov 3

Anpassningsparametrar för användning av ekvation 6 och ekvation 7 redovisas i Tabell 4 för alla tre genomförda testserier Prov 1, Prov 2 och Prov 3. Dessutom presenteras resultat för en referenssituation, Testserie Referens, utförd på annat håll.

Tabell 4: Sammanställning av försöksvillkor och parametrar vid användning av ekvation 6 och 7 för beskrivning och extrapolering av resultaten från kryptesterna i testserierna Prov 1, Prov 2 och Prov 3 och tillägg av ett på annat håll genomfört referensförsök, Testserie Referens, med låg belastningsnivå och fuktförseglade förhållanden.

Egenskap	Testserie Referens	Testserie Prov 1	Testserie Prov 2	Testserie Prov 3
Belastningsålder, d	28	32	48	70
Belastningsnivå av kubhållfasthet, %	20	50	60	70
Belastningsnivå av uppskattad cylinderhållfasthet <sup>1</sup> , %	25	62,5	75	87,5
Effektiv elasticitetsmodul för belastningsvidden ( $t-t_0$ ) 0,001 d, se ekv. 6 och 7	38,7	29,3	24,7	26,0
$t_{bryt}$ , d, se ekv. 6 och 7	1	1	1	1
$a_1$ , $10^{-12}/\text{Pa}^{10}$ log-enhet, se ekv. 6 och 7	1,5	4,5	7,2	7,5
$a_2$ , $10^{-12}/\text{Pa}^{10}$ log-enhet, se ekv. 6 och 7	8	19,5	30	33

1) Belastningsnivå relaterad till en möjlig cylinderhållfasthet för använda provkroppar vid krypförsöken

Resultaterande komplianser med parametrar enligt Tabell 4 redovisas i Figur 21 och Figur 22, där även kompletterats med kryptester för motsvarande betong vid lastnivån 20 % av kubhållfastheten för belastningsåldern 28 d. Denna "Testserie Referens" representerar linjär baskrypning under fuktförseglade förhållanden.

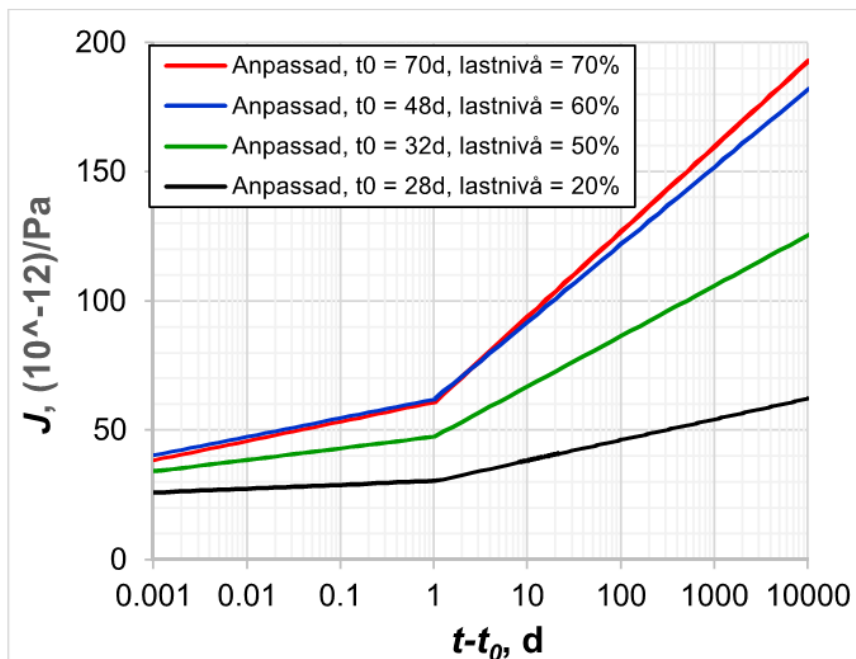
Resultaten för effektiv elasticitetsmodul för belastningsvidden ( $t-t_0$ ) 0,001 d varierar relativt mycket i Tabell 4. Man ska då komma ihåg att beteckningen E-modul sammanfattar många fenomen, varav några av de viktigaste kan specificeras enligt:

1. Under i övrigt samma förhållanden ökar E-modulen med ökad belastningsålder pga av att betongens fortsatta hydratation gör betongen styvare.
2. Vid ökad belastning över en viss nivå sjunker E-modulen för i övrigt samma förhållanden pga att krypningen ökar med belastningsnivån. Betongen sägs gå från linjär till icke-linjär krypning pga av hög lastnivå.
3. Vid samtidig uttorkning sjunker E-modulen för i övrigt samma förhållanden pga att krypningen ökar vid samtidig pågående uttorkning. Betongen sägs gå från linjär till icke-linjär krypning pga av uttorkning under belastningstiden.

Med vetskap att dessa tre fenomen pågår samtidigt och att det finns skiljande omständigheter i aktuella försök, är det i detalj inte möjligt att utreda exakta inverkan av de olika fenomenen. Om man utgår från antagandet att punkt 3 spelar en underordnad eller försumbar roll, jämför diskussionen i det inledande avsnittet "Allmänt om betongkrypning", kan observationerna av E-modul i Tabell 4 och skillnaderna i krypbeteende i Figur 21 - Figur 23 i huvudsak spegla balansen mellan fenomenen enligt punkt 1 och 2 i ovanstående lista. Det skulle krävas mer jämförande försök med t ex variation av ett eller flera fenomen i olika kombinationer för att mer i detalj försöka utreda denna balans, och även då kan olika icke-linjära fenomen och olika



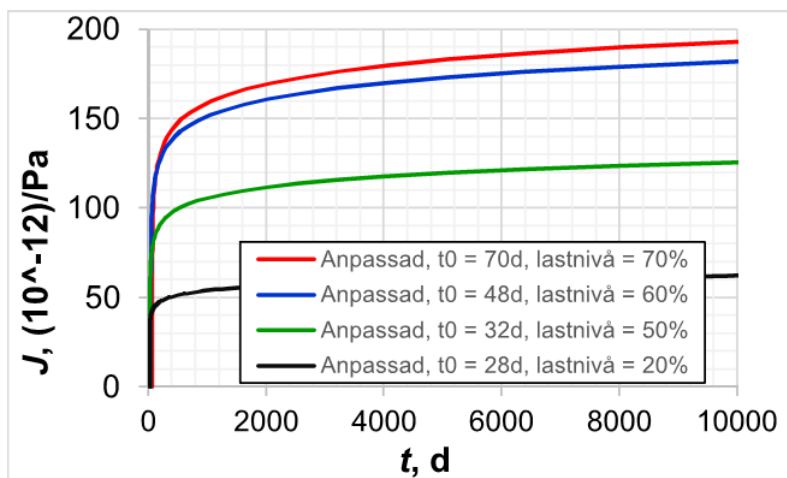
korskopplingseffekter vara svåra att tolka. För praktiskt bruk kan dock Tabell 4 och Figur 21 - Figur 23 vara till god hjälp att uppskatta totaldeformationen och krypningen för hårt belastade betongkonstruktioner.



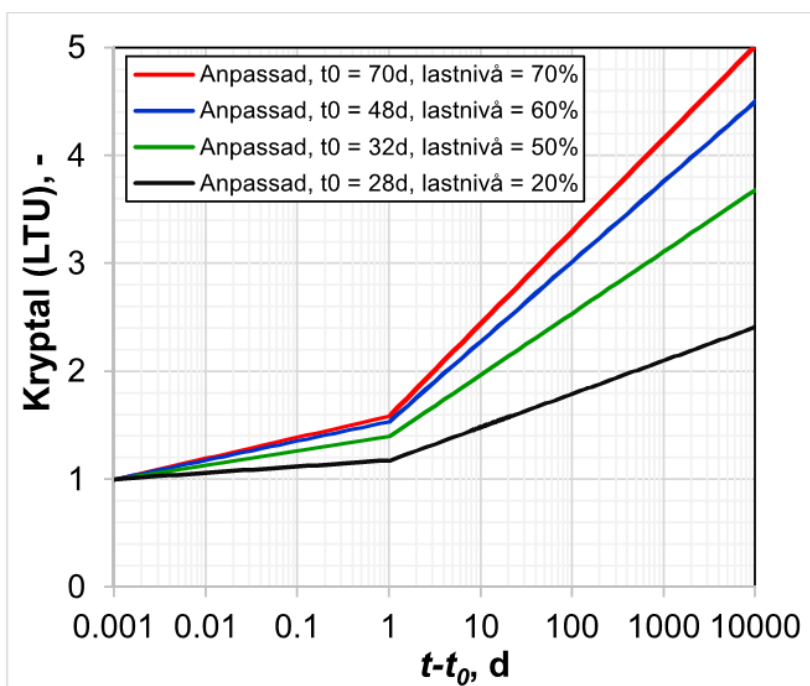
Figur 21: Sammanställning av anpassade komplianser för genomförda provserier, redovisat i logaritmisk tidsskala. Anpassnings-parametrar, se Tabell 4.

Att krypkurvorna för lastnivåerna 50, 60 respektive 70 % i Figur 21 - Figur 23 konsekvent ligger över ”referenskurvan för linjär krypning” vid 28 d belastningsålder och 20 % lastnivå visar att samtliga här genomförda provserier uppvisar icke-linjär krypning. Den successiva ökningen av krypning med ökad lastnivå i försöken speglar nettoeffekten av att graden av icke-linjärt beteende ökar med ökad belastningsnivå för här provade belastningar.

I Figur 22 redovisas samma krypkurvor som i Figur 23, men nu i linjär tidsskala, och som framgår av Figur 20 avtar kryphastigheten monotont räknat som krypdeformation per tidsenhet.



Figur 22: Sammanställning av anpassade komplianser för genomförda provserier, redovisat i linjär tidsskala. Anpassningsparametrar, se Tabell 4.



Figur 23: Sammanställning av anpassade kryptal för genomförda provserier, redovisat i logaritmisk tidsskala. Anpassningsparametrar, se Tabell 4.

### 3.2.7 Tilläggsprovningar

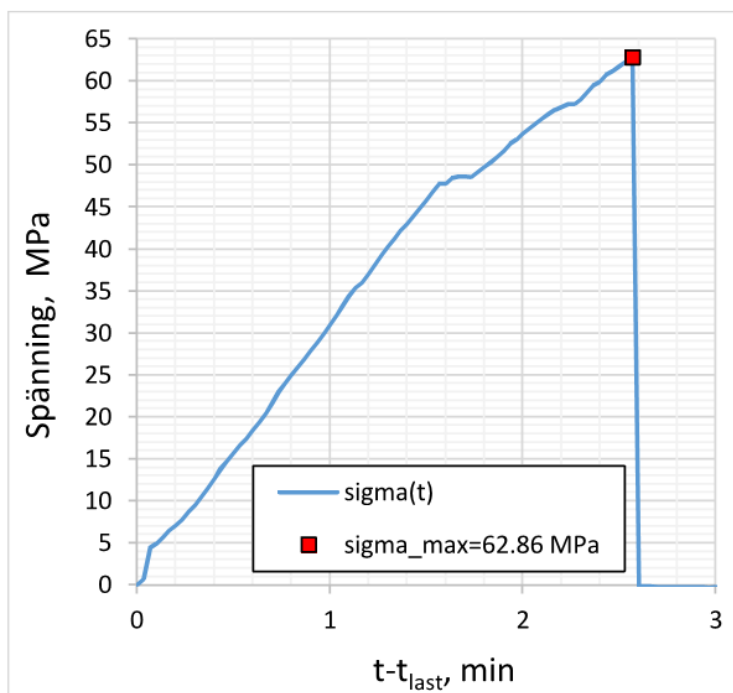
Utöver huvudserierna, Prov 1 – Prov 3, har det inom projektet genomförts tre tilläggsprovningar med följande utförande:

### 3.2.7.1 Tillägg I:

En av provkropparna (Prov 3F) från huvudserie 3 användes och lasten ökades till lastnivån 80 % bestämd på följande sätt:

Belastad spänning = 80 % av brottspänningen bestämd vid betongåldern = 70 d för provkropparna = 150 mm kuber provade i vått tillstånd (se Tabell 3), vilket ger målvärdet för provad last = 322.2 kN. Denna provserie benämns Prov 3F, och resultatet blev att provkroppen, under pågående lastpåförande, gick till brott vid ca 98 % av avsedd lastnivå, se Figur 24. Spänningsnivån vid brott kan också beskrivas som 78.6 % av kubhållfastheten för en 150 mm kub, varför detta brottvärde är i linje med att provkroppen är en cylinder med  $H/\phi$  ca 3.75 med en förväntad hållfasthet ca 20-25 % lägre än en 150 mm kub.

Resultatet kan beskrivas som en ”realistisk” belastning till korttidsbrott av aktuell provkropp. Provkroppens stukning vid brott var ca  $4.2 \cdot 10^{-3}$ , vilket är en realistisk brottstukning för endimensionellt tryckbrott vid korttidslast.



Figur 24: Spänning under pålastning för Prov 3F. Provet gick till brott för spänningen 62.9 MPa, vilket är 98 % av avsedd spänning för krypprovningsen.

### 3.2.7.2 Tillägg II:

Det bestämdes att ett försök med lägre lastnivå än 80 %, men längre belastningsvidd ( $t-t_0$ ) skulle provas. Vid återanvändning av en provkropp från ursprungsserien 2 fick den nya

---

provserien benämningen 2F, och lastnivån sattes till 70 % tänkt brottlast utifrån kubhållfastheten vid 48 d ålder, se Tabell 4. Detta resulterar i målvärdet 260.4 kN för lasten. När avsedd last uppnåtts, bibehålls lastnivån i 42 d, se Figur 25. Som framgår av Figur 26 - Figur 27 finns det, under senare delen av krypningen (från  $t-t_0$  ca 20 d till  $t-t_0$  ca 40 d), en tendens till ökad krypning relaterad till en logaritmisk tidsskala. Om dessa krypkurvor studeras i en linjär tidsskala skulle det vara "nästan omöjligt" att notera en "accelererad krypning". Anpassningen till två räta linjer i logaritmisk tidsskala i Figur 26 - Figur 27 har etablerats med avsikt att vara representativ upp till  $t-t_0$  ca 100 d. Parametrarna för de räta linjerna kan beskrivas med följande parametervärden:  $E_0 = 31.5$  GPa,  $t_{bryt} = 5$  d,  $1a = 1,9 \cdot 10^{-12}/\text{Pa}^{10}$  log-enhet och  $2a = 16 \cdot 10^{-12}/\text{Pa}^{10}$  log-enhet.

### 3.2.7.3 Tillägg III:

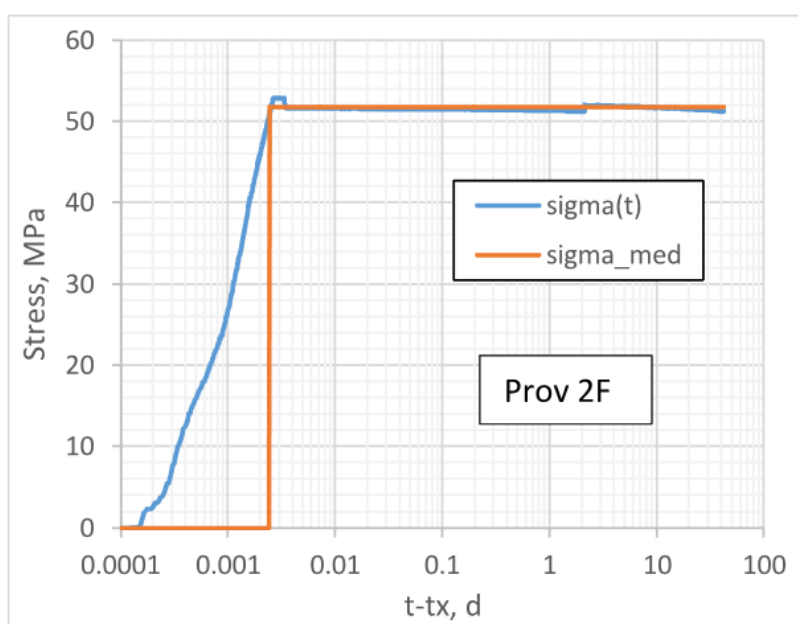
När serien 2F (= Tillägg II) inte uppvisade en tydlig accelererad krypning, beslutades att fortsätta med pålastning som testserie Tillägg III utan att provet Tillägg II avlastades. Den nya, och i denna rapport sista, provserien betecknas här Prov 2Fa. Lägesgivarna monterades om före start av Prov 2Fa, och deformationsändringarna mellan slut av Prov 2F och start av Prov 2Fa finns inte registrerade. Lasten på provkroppen kontrollerades under tiden mellan dessa provserier. Det konstaterades att lastreduceringen var mycket liten, och vid start av Prov 2Fa var lasten ca 256 kN jämfört med avsedda 260 kN. Det beslöts att höja lasten, med pålastningstid ca 2 min, successivt enligt följande planering:

1. Från 256 till 260 kN (= lastnivå 70 %)
2. Från 260 till 263 kN (= lastnivå 71 %)
3. Från 263 till 267 kN (= lastnivå 72 %)
4. Från 267 till 271 kN (= lastnivå 73 %)
5. Från 271 till 275 kN (= lastnivå 74 %)
6. Från 275 till 278 kN (= lastnivå 75 %)
7. Bibehållen last 278 kN (= lastnivå 75 %)

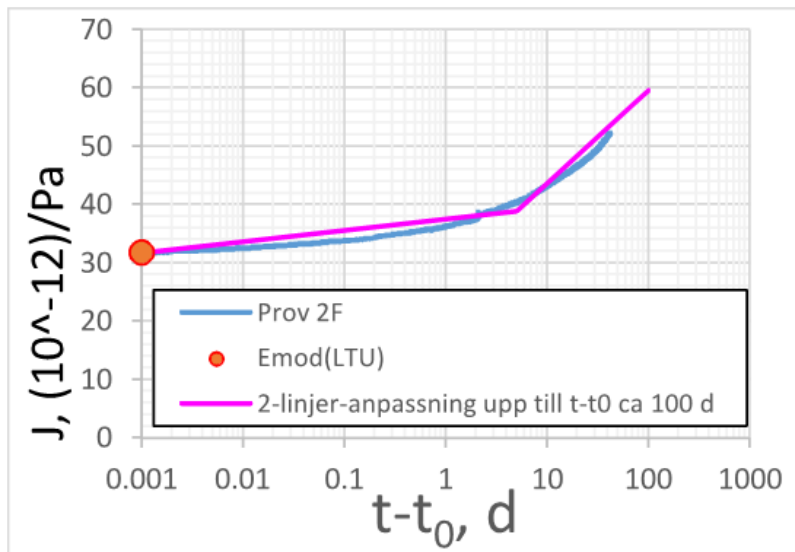
Tiden mellan slut av Prov 2F och start av Prov 2Fa är ca 26 d, och deformationsändringen kan uppskattas med hjälp av de räta linjerna i Figur 24, vilket visas av den gröna linjen i Figur 28 och Figur 29. Därefter följer deformationsändringarna under successiv pålastning upp till lastnivån 75 % och efterföljande krypning för belastningsvidden 36d. Av Figur 28 och Figur 29 framgår att det finns en tendens till ökning av krypningen i logaritmisk skala under de sista 36 dygnen, och den uppmätta totaltöjningen vid försökets slut är i storleksordningen  $3.5 \cdot 10^{-3}$ , ett värde som är relativt vanligt att ange som brotttöjning vid korttidslast. Prov 3 hade en brotttöjning vid korttidslast på ca  $4.2 \cdot 10^{-3}$ , varför man kan förmoda att brotttöjningen för långtidslast är större än  $4.2 \cdot 10^{-3}$  för här aktuella provserier. De högsta provade stukningarna vid avslutat försök uppmättes för Prov 2, som efter ca tre veckors belastningstid låg på nivåer mellan ca  $(4 \text{ a } 5) \cdot 10^{-3}$  utan att gå till brott, vilket stöder påståendet att stukningen vid långtidslast sannolikt är högre än för korttidslast.

Sammantaget ger genomförda tester att krypbrottlasten för provad betong sannolikt ligger mellan lastnivå 75 % och lastnivå 80 % för aktuell provkropp med definitionen att 100 % lastnivå anges av brottspänning för 150 mm kub.

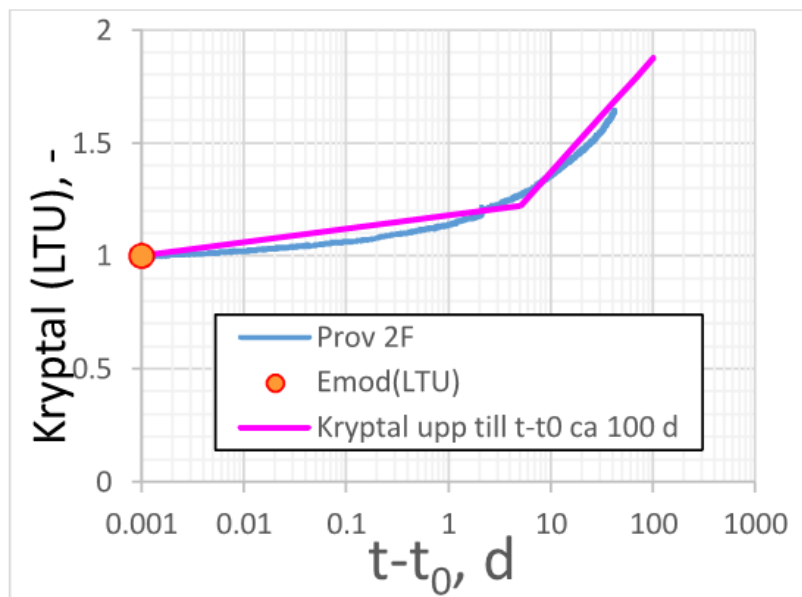
Den komplians som redovisas i Figur 28 och det kryptal som redovisas i Figur 29 för Prov 2Fa är i strikt teoretisk mening inte stringent, eftersom lasten vid  $t-t_0 \approx 68d$  ökas från lastnivån 70 % till 75 %, men det aktuella presentationsformatet från Prov 2F har bibehållits för att få en visuell uppfattning främst om hur krypningen uppför sig under de sista 36 dyggen av provserien, då lastnivån var konstant ca 75 % (= laststeg 7 i listan drygt tjugo rader tidigare i detta avsnitt).



Figur 25: Registrerad pålastning för prov 2F.



Figur 26: Anpassning enligt ekvation 6 för serie Prov 2F redovisad som komplians-värden.



Figur 27: Anpassning enligt ekvation 6 för serie Prov 2F redovisad som kryptal.

En redovisning av samtliga i projektet genomförda hållfasthetsmätningar redovisas i Tabell 5, där hållfasthetsvärdena för Prov 1 - 3 avser mätningar på 150 mm kuber, och för de tre första hållfasthetsvärdena ( $f_{cc1} - f_{cc3}$ ) har betongen gjutits i stålformar för tre kuber och de tre sista hållfasthetsvärdena ( $f_{cc4} - f_{cc6}$ ) har gjutits i stålformar för enskilda kuber. Som framgår av resultatet för Prov 1 kunde ingen signifikant skillnad i hållfasthet noteras för provkroppar från dessa två formtyper.

Tabell 5: Sammanställning av samtliga i projektet genomförda tryckhållfasthetsprovningar.

Prov	Betongålder, d	f <sub>cc1</sub> , MPa	f <sub>cc2</sub> , MPa	f <sub>cc3</sub> , MPa	f <sub>cc4</sub> , MPa	f <sub>cc5</sub> , MPa	f <sub>cc6</sub> , MPa	f <sub>cc,medel</sub> , MPa
1	32 <sup>1</sup>	74,8	74,4	75,1	72,2	75,5	75,4	74,6
2	28 <sup>1</sup>				71,9	70,7	71,1	71,2
	48 <sup>1</sup>	74,7	74,3	72,9				74,0
3	32 <sup>1</sup>				67,1	68,3	65,4	66,9
	70 <sup>1</sup>	81,9	79,6	78,9				80,1
3F	148 <sup>2</sup>	89,0	87,0	91,1				89,0
	148 <sup>3</sup>	83,1	81,3	85,2				83,2
2F	167 <sup>2</sup>	80,5	81,6	78,3				80,1
	167 <sup>3</sup>	75,2	76,3	73,1				74,9

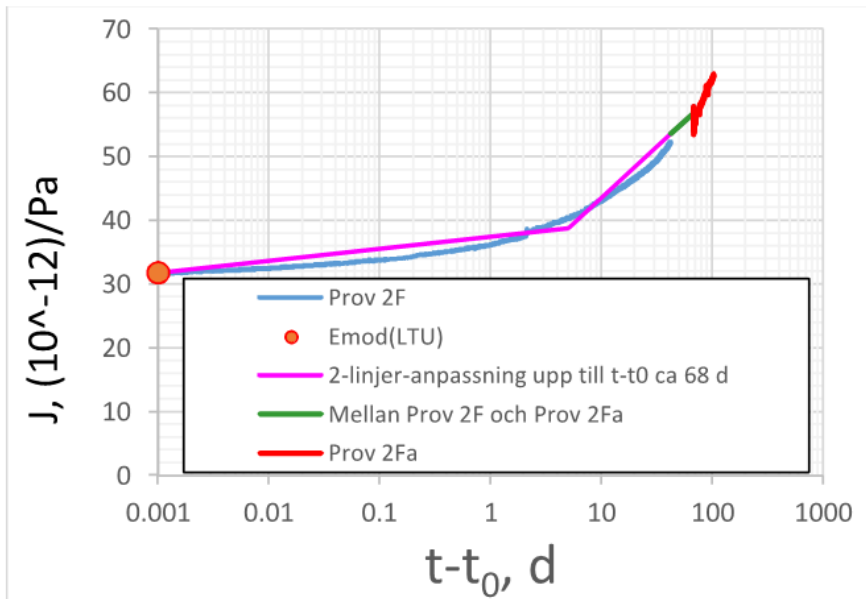
1) Provad 150 mm kub

2) Provad cylinder,  $\varnothing = 80\text{mm}$ ,  $H/\varnothing \approx 1$

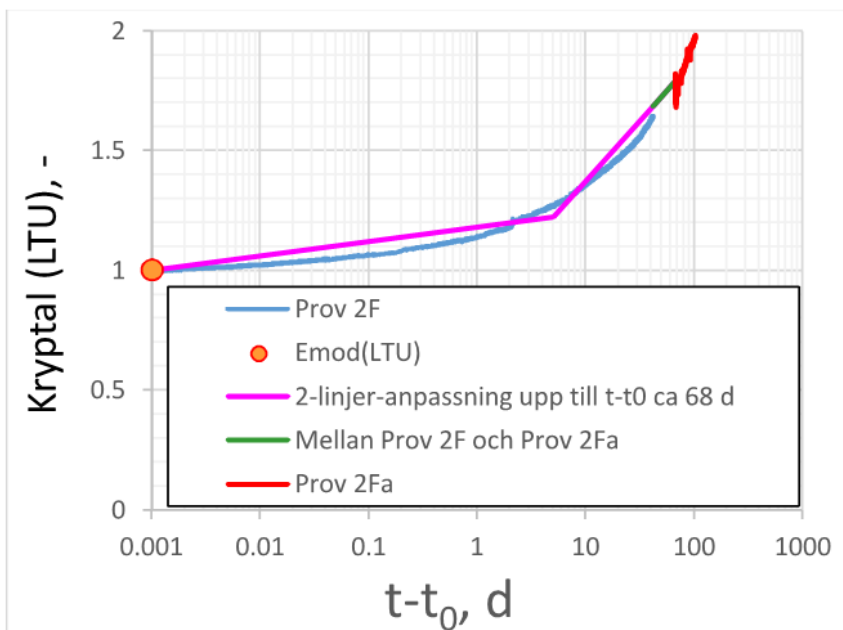
3) Omräknat till 150 mm kub. Omräkningsfaktor = 1,07

Hållfasthetsvärdena för Prov 3F och Prov 2F har uppmätts för ur krypprovkropparna utsågade cylindrar med diameter ( $\varnothing$ ) lika med 80 mm och höjden (H) ca 80 mm, dvs cylindrarnas slankhet ( $H/\varnothing$ ) är mycket nära 1. Hållfastheten för tänkta 150 mm erhålls genom att dividera med en omräkningsfaktor = 1.07.

Av Figur 26 i jämförelse med Figur 14 framgår att E-modulen för Prov 2F (31.5 GPa) är signifikant, ca 28 %, större än för Prov 2 (24.7 GPa). Vid pålastning av Prov 2 var betongåldern 48 d och vid pålastning av Prov 2F var betongåldern 167 d. Dessutom var provkroppen Prov 2 obelastad före kryppförsöket redovisat i Figur 14 medan provkroppen Prov 2F hade lastats och avlastats tidigare som Prov 2. Hållfasthetsökningen för testade 150 mm kuber från Prov 2 (74.0 MPa) till omräknade värden för Prov 2F (74.9 MPa) är enbart drygt 1 %, vilket inte återspeglar ökningen i E-modul. Sannolikt kan E-modulökningen kopplas till att Prov 2F tidigare genomgått belastningssekvensen Prov 2.



Figur 28: Provs 2Fa redovisad som komplians-värden.  
Den gröna linjen är en extrapolering från resultatet i Provs 2F.



Figur 29: Provs 2Fa redovisad som kryptal.  
Den gröna linjen är en extrapolering från resultatet i Provs 2F.

Man kan förmoda att en fortsatt provning med längre belastningstider än för Provs 2F och Provs 2Fa möjligen skulle kunna svara på frågan om när krypbrottet inträffar för aktuell provkropp.



---

Det är dock mycket tidskrävande att fortsätta en försöksserie av den typ som redovisas i Figur 28 och Figur 29 då krypbeteendet är ungefär linjärt i logaritmisk tidsskala.

#### **4 Slutsatser och diskussion**

Resultaten av genomförda krypförsök visar tydligt på storleksordningen av icke-linjär krypning för höga spänningsnivåer. Uppmätta deformationer har utvärderats och extrapolerats på ett sätt som underlättar tillämningen av framtagna värden för praktiskt bruk. Erhållna resultat presenteras dels som kryptal för de studerade fallen, dels i form av s k komplianser, dvs töjning per pålagd spänning. Resultaten redovisas både i kurvform och som parametrar att använda i enkla matematiska uttryck.

Någon accelererad krypning för höga spänningsnivåer kunde inte tydligt detekteras i försöken, men det fanns vissa antydningar att krypningen ökar något relaterat till logaritmisk tidsskala vid längre belastningstider för de två sista krypförsöken.

---

## 5 Referenser

### 5.1 Skriftliga källor

AASHTO TP 95. (2014). “*Standard Test Method for Surface Resistivity of Concrete’s Ability to Resist Chloride Ion Penetration*”. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, 10 pp

ACI Committee 209. (2005). “*Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of Hardened Concrete*”. ACI 209.1R, 2005. ISBN: 9780870311871

Acker, P. (1982). ”*Drying of concrete – Consequences for the evaluation of creep tests*”. Fundamental research on creep and shrinkage of concrete (Ed. Wittmann F.H.), Martinus Nijhoff Publishers, pp. 149-169.

Bazant, Z.P. & Wittmann, F.H. (1982). “*Creep and Shrinkage in Concrete Structures*”. Wiley, New York, 1982.

Bazant, Z.P. & Raftshol, W.J. (1982). “*Effect of cracking in drying and shrinkage specimens*”. Cement and Concrete Research, Vol 12, pp. 206-226.

Bazant, Z.P. & Xi, Y. (1995). “*Continuous retardation spectrum for solidification theory of concrete creep*”. Journal of Engineering Mechanics, Vol 121, pp. 281–288.

Bazant, Z.P. (2001). “*Prediction of concrete creep and shrinkage: past, present and future*”, Nuclear Engineering and Design, Vol 203, pp. 27–38.

Bazant Z. (1993). “*Current status and advances in theory of creep and interaction with fracture*”. Proceedings of the fifth international, RILEM symposium (Ed. Bazant Z, Carol I), Spain, pp. 291–307.

Betonghandbok (1994). “*Betonghandbok - Material*”. Utgåva 2, AB Svensk Byggtjänst. ISBN 91-7332-709-3.

Betonghandboken – Material. (1994). ”*Kap 11, Hållfasthet*” och ”*Kap 15, Krympning hos hårdnad betong*”. Svensk Byggtjänst och Cements AB.

Bielenberg, A., Kerlin, M., Oppenheim, J. & Roberts, M. (2016). ”*Financing change: how to mobilize private sector financing for sustainable infrastructure*”, McKinsey Center for Business and Environment.

Boltzmann, L. (1878). “*Concerning the theory of the elastic aftereffect*”. Annalen der Physik 241, pp. 430–432.

- 
- Brooks, J.J. (2005). "30-year creep and shrinkage of concrete". *Magazine of Concrete Research*, Vol 57, pp. 545–556.
- Coutinho, A.S. (1977). "A contribution to the mechanism of concrete creep". *Materials and Structures*, Vol 10, pp. 3–16.
- EK2, 2008, (2008). "Eurokod 2: Dimensionering av betongkonstruktioner Del 1:1: Allmänna regler och regler för byggnader". Svensk Standard SS-EN 1992-1-1:2005, Fastställd 2005-01-04 Publicerad 2008-11-13.
- Gardner, N.J. & Zhao, J.W. (1993). "Creep and shrinkage revisited". *Materials Journal*, Vol 90, pp. 236–246.
- Idiart, A., Bisschop, J., Caballero, A. & Lura, P. (2012). "A numerical and experimental study of aggregate-induced shrinkage cracking in cementitious composites". *Cement Concrete Research*, Vol 42, pp. 272–281.
- Illston, J. (1965). "The components of strain in concrete under sustained compressive stress". *Magazine of Concrete Research*, Vol 17, pp. 21–28.
- Jennings, H.M. (2004). "Colloid model of C-S-H and implications to the problem of creep and shrinkage". *Journal of Materials and Structures*, Vol 37, pp. 59–70.
- Ladaoui, W., Vidal, T., Sellier, A. & Bourbon, X. (2011). "Effect of a temperature change from 20 to 50°C on the basic creep of HPC and HPFRC". *Materials and Structures*, Vol 44, pp 1629–1639.
- Larson, M. (2003). "Thermal Crack Estimation in Early Age Concrete – Models and Methods for Practical Application". Doctoral Thesis 2003:20, Luleå University of Technology, Luleå.
- McCormac, J.C. & Brown, R.H. (2015). "Design of Reinforced Concrete", 10<sup>th</sup> edition, Wiley, New York.
- Neville, A.M. (1970). "Creep of Concrete: Plain, Reinforced and Prestressed". North Holland, Amsterdam, 1970.
- Neville, A.M. (2012). "Properties of Concrete". 5<sup>th</sup> edition, PrenticeHall, San Francisco.
- Persson, B. (1996). "Early basic creep of high-performance concrete". 4th International Symposium on the Utilization of High Strength/High Performance Concrete (BHP 96.), France, pp. 405–414.

---

Powers T.C. (1966). "Some observations on the interpretation of creep data". RILEM Bulletin 33, pp. 381–391.

Ruetz W. (1968). "A hypothesis for the creep of hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage". Proceedings of the structure of concrete and its behaviour under load, pp. 365–387.

Rossi, P. & Acker, P. (1988). "A new approach to the basic creep and relaxation of concrete". Cement and Concrete Research, Vol 18, pp. 799-803.

Rossi, P., Godart, N., Robert, J., Gervais, J. & Bruhat, D. (1994). "Investigation of the basic creep of concrete by acoustic emission", Materials and Structures, Vol 27, pp. 510–514.

Rossi, P, Tailhan, J.L., Le Maou, F.L., Gaillet, L. & Martin, E. (2012). "Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission". Cement and Concrete Research, Vol 42, pp. 61-73.

Rossi, P., Tailhan, J.L. & Le Maou, F. (2013). "Creep strain versus residual strain of a concrete loaded under various levels of compressive stress". Cement and Concrete Research, Vol 51, pp. 32–37.

Ruiz, M.F., Muttoni, A. & Gambarova, P.G. (2007). "Relationship between nonlinear creep and cracking of concrete under uniaxial compression", Advanced Concrete Technology, Vol 5, pp. 383–393.

Scheiner, S. & Hellmich, C. (2009). "Continuum micro viscoelasticity model for aging basic creep of early-age concrete". Engineering Mechanics, Vol 135, pp. 307–323.

Smadi, M.M., Slate, F.O. & Nilson, A.H. (1985). "High-, medium-, and low-strength concretes subject to sustained overloads—strains, strengths, and failure mechanisms", ACI Journal, Vol 82, pp. 657–664.

Smadi, M.M., Slate, F.O. & Nilson, A.H. (1987). "Shrinkage and creep of high-, medium-, and low-strength concretes, including over-loads". ACI Journal, Vol 84, pp. 224–234.

Smadi, M.M. & Slate, F.O. (1989). "Microcracking of high and normal strength concretes under short and long-term loadings". ACI Journal, Vol 86, pp. 117–127.

Smith, D.M. & Hammons, M.I. (1993). "Creep of mass concrete at early ages". Materials in Civil Engineering, Vol 5, pp. 411–417.

SS 13 72 32. (1982). "Betongprovning – Hårdnad betong – Elasticitetsmodul vid tryckprovning". Utgåva 1, första giltighetsdag 1983-06-25.

---

Su, L., Wang, Y.F., Mei, S.Q. & Li, P.F. (2017). "*Experimental investigation on the fundamental behavior of concrete creep*". Construction and Building Materials, Vol 152, pp. 250-258.

Tamtsia, B.T. & Beaudoin, J.J. (2000). "Basic creep of hardened cement paste - A re-examination of the role of water". Cement Concrete Research, Vol 30, pp. 1465–1475.

Vaishnav R.N. & Kesler C.E. (1961). "*Correlation of creep of concrete with its dynamic Properties*". Department of Theoretical and Applied Mechanics, University of Illinois

Vandamme, M. & Ulm, F.J. (2009). "*Nanogranular origin of concrete creep*", PNAS June 30, Vol 106, pp. 10552-10557 (

Vandamme, M., Ulm, F.J. & Fonollosa, P. (2010). "*Nanogranular packing of C–S–H at substoichiometric conditions*". Cement Concrete Research, Vol 40, pp. 14–26.

Vandewalle, L. (2000). "*Concrete creep and shrinkage at cyclic ambient conditions*". Cement and Concrete Composites, Vol 22, pp. 201–218.

Westman, G. (1999). "*Concrete Creep and Thermal Stresses – New Creep Models and their Effects on Stress Development*". Doctoral Thesis 1999:10, Luleå University of Technology, Luleå.

Wittman, P.H. & Roelfstra, P.E. (1980). "*Total deformation of loaded drying concrete*". Cement and Concrete Research, Vol 10, pp. 601-610.

Woolson, I.H. (1905). "Some remarkable tests indicating 'flow' of concrete under Pressure". Engineering News, Vol 54, pp. 459–460.

---

## 5.2 Internet källor

### **McKinsey (2016)**

Bielenberg, A., Kerlin, M., Oppenheim, J. & Roberts, M. (2016). "Financing change: how to mobilize private sector financing for sustainable infrastructure", McKinsey Center for Business and Environment.

[https://newclimateeconomy.report/workingpapers/wp-content/uploads/sites/5/2016/04/Financing\\_change\\_How\\_to\\_mobilize\\_private-sector\\_financing\\_for\\_sustainable\\_infrastructure.pdf](https://newclimateeconomy.report/workingpapers/wp-content/uploads/sites/5/2016/04/Financing_change_How_to_mobilize_private-sector_financing_for_sustainable_infrastructure.pdf)

Hämtat 30 november 2018

### **PNAS (2018)**

[www.pnas.org/cgi/doi/10.1073/pnas.0901033106](http://www.pnas.org/cgi/doi/10.1073/pnas.0901033106)

Hämtad 1 November 2018