

# ENDBERICHT

<b>FFG Projektnummer</b>	860138	<b>FörderungsnehmerIn</b>	Österreichische Bautechnik Veranstaltungs GmbH
<b>Bericht Nr.</b>	1	<b>Berichtszeitraum</b>	01.02.2018- 31.01.2019
<b>Bericht erstellt von</b>	Dipl.-Ing. Michael Pauser		

**Richtwert für den Umfang: 10-20 Seiten**

## • Ziele und Ergebnisse

- Wurden die dem Förderungsvertrag zugrunde liegenden Ziele erreicht?  
Sind diese Ziele noch aktuell bzw. realistisch?  
Achtung: Änderungen von Zielen erfordern eine Genehmigung durch die FFG.
- Vergleichen Sie die Ziele mit den erreichten Ergebnissen.
- Beschreiben Sie „Highlights“ und aufgetretene Probleme bei der Zielerreichung.

Die Planung von dauerhaften und wirtschaftlichen Bauwerken aus Stahlbeton und Spannbeton erfordert die Bereitstellung von wirklichkeitsnahen und praxistauglichen Modellen zur Beschreibung des Materialverhaltens von Beton. Im Planungsstadium ist die zutreffende Modellierung der durch das Abfließen der Hydratationswärme und der durch Schwind- und Kriechprozesse ausgelösten Vorgänge im jungen Beton entscheidend für die spätere Dauerhaftigkeit von Ingenieurbauwerken. Auch die Gebrauchstauglichkeitseigenschaften, wie zum Beispiel die Durchbiegungen in weitgespannten Tragwerken, werden maßgeblich durch eine genaue Beschreibung der Materialeigenschaften im Planungsstadium beeinflusst.

Obwohl dem planenden Ingenieur heute durch die Eurocodes umfassende Normenwerke zur Verfügung stehen, sind die Angaben in den Normen zur Beschreibung des Verhaltens des Betons im Bauwerk oft nicht ausreichend genau. Beispielsweise beträgt der Variationskoeffizient für durch Schwinden und Kriechen hervorgerufene Bauteilverformungen ca. 30 %. Maßgebliche Gründe dafür sind unzureichend erfasste Maßstabs- und Betonrezeptureinflüsse.

Das Ziel des Forschungsprojekts ist deshalb die Entwicklung von Modellen und Methoden, die den planenden Ingenieur in die Lage versetzen, das spätere Verhalten des tatsächlichen Bauwerks genauer zu modellieren.

Zur Erreichung dieses Projektziels wurden im zweiten Jahr des Projekts zwei zusätzliche Winterversuchsserien mit großformatigen Betonprismen und entsprechende Vergleichsproben für Laboruntersuchungen unter Baustellenbedingungen hergestellt. Die Betonprismen wurden im Freien gelagert, wobei sie aber durch eine Überdachung vor direkter Sonneneinstrahlung und vor Niederschlag geschützt sind. Während der Freilagerung erfolgte eine durchgängige Aufzeichnung des Umgebungsklimas (Temperatur, relative Luftfeuchte). Die Betonprismen weisen alle die gleiche Länge (3,0 m), aber unterschiedliche quadratische Querschnittsabmessungen mit Seitenlängen von 1,0 m, 0,5 m und 0,25 m auf. Die Messung der Kriech- und Schwindverformungen, des Elastizitätsmoduls und des Temperaturausdehnungskoeffizienten in den ersten beiden Forschungsjahren und der Vergleich mit den Messergebnissen der Laboruntersuchungen ermöglichte die Bestimmung der Materialeigenschaften (AP6) und einen Vergleich der Materialkennwerte mit den Werten gemäß *fib* Model Code (AP7). Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die im zweiten Forschungsjahr angestrebten Ziele erreicht werden konnten.

## • Arbeitspakete und Meilensteine

### 2.1 Übersichtstabellen

**Erläuterung:**

Die Tabellen sind analog zum Förderungsansuchen aufgebaut.

Basistermin: Termin laut Förderungsansuchen bzw. laut Vertrag gültigem Projektplan  
 Aktuelle Planung: Termin laut zum Zeitpunkt der Berichtslegung gültiger Planung

In dem Förderansuchen wurde der Projektbeginn mit 01.01.2017 angenommen. Das Projekt wird ab dem 01.02.2017 gefördert.

In dem Förderansuchen wurde im Abschnitt 6 ein Zeitplan für das Gesamtprojekt angegeben. Der Fertigstellungsgrad in der nachfolgenden Tabelle bezieht sich auf das Gesamtprojekt.

Wenn nur das erste und das zweite Forschungsjahr betrachtet werden, wäre ein Fertigstellungsgrad von 100% für die Erreichung der Ergebnisse in den einzelnen Arbeitspaketen einzutragen.

**Tabelle 1: Arbeitspakete**

AP Nr.	Arbeitspaket Bezeichnung	Fertigstellungsgrad	Basistermin		Aktuell		Erreichte Ergebnisse / Abweichungen
			Anfang	Ende	Anfang	Ende	
1	Projektmanagement	67%	02/17	01/20	02/17	01/20	Die Kontrolle der Projektabwicklung wurde durchgeführt.
2	Wissenschaftliche Leitung	67%	02/17	01/20	02/17	01/20	Die wissenschaftliche Leitung erfolgt durch die TU Wien und das KIT.
3	Recherche derzeitiger Kennwerte	100%	02/17	01/19	02/17	01/19	Die Untersuchungen zur Herkunft der Angaben im Eurocode zur Bestimmung der Materialkennwerte sind abgeschlossen.
4	Herstellung Probekörper	100%	02/17	04/18	02/17	04/18	Für die Versuche steht ein Lagerplatz zur Verfügung, welcher teilweise geräumt werden musste. Die Fundierung des Modells der Klappbrücke musste im Zuge der Räumung entsorgt werden. Die Versuchskörper aller vier Serien wurden bereits hergestellt und eine zusätzliche Überdachung für die zwei neuen Winterserien wurde gebaut. Das komplette Monitoring für die Bestimmung der Materialeigenschaften wurde eingerichtet.
5	Charakterisierung Gesteinskörnung	100%	02/17	07/18	02/17	07/18	Die Charakterisierung der Gesteinskörnung aller Versuchsserien wurde durchgeführt.
6	Bestimmung Materialeigenschaften	67%	02/17	01/20	02/17	01/20	Bei den großformatigen Versuchskörpern wurde ein kontinuierliches Monitoring-System mit Schwingensensoren installiert. Damit können die Betonverzerrungen vom Zeitpunkt Null (Körperherstellung) an überwacht werden. Gleichzeitig werden die Betonstauchungen auch mit Setzdehnungsmessern gemessen. Die aktuelle Vorspannkraft, die Temperatur der Versuchskörper, die Lufttemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit werden ebenfalls aufgezeichnet.  Normgemäße Probekörper

							(Betonzylinder) wurden hergestellt und unter Laborbedingungen geprüft.  Die Druckfestigkeit, die Elastizitätsmoduln und die Kriech- und Schwindverformungen wurden an den Laborversuchskörpern bestimmt.
7	Vergleich Materialkennwerte	70%	09/17	01/20	09/17	01/20	Die Messergebnisse der Dehnungsentwicklung an den Betonzyllindern und an den großformatigen Betonprismen wurden mit den theoretischen Modellen des EC 1992-1-1 und MC2010 verglichen. Es wurde auch an einem Upgrade der bestehenden EC und MC Modelle gearbeitet, um die wesentlichen Einflüsse der Veränderung der Umgebungsbedingungen realitätsnah zu beschreiben.
8	Entwicklung Materialmodelle	40%	02/18	01/20	02/18	01/20	Es wurde ein neues Upgrade des EC 1992-1-1 und MC2010 Kriechmodells vorgestellt, welches die Entwicklung der Kriechstauchungen unter dem Einfluss der Veränderung der Umgebungsbedingungen realitätsnah beschreibt. Es wurde auf die Abweichungen zwischen den Messergebnissen des Ausdehnungskoeffizienten und des E-Moduls zu den bekannten Modellen eingegangen.
9	Empfehlungen	0%	02/19	01/20	02/19	01/20	Dieses Arbeitspaket beginnt erst im Februar 2019.

**Tabelle 2: Meilensteine**

Es wurden keine Meilensteine im Projekt definiert.

## 2.2 Beschreibung der im Berichtszeitraum durchgeführten Arbeiten

- Beschreiben Sie die im Berichtszeitraum durchgeführten Arbeiten, strukturiert nach den Arbeitspaketen.
- Konnten die Arbeitsschritte und -pakete gemäß Plan erarbeitet werden? Gab es wesentliche Abweichungen?
- Die Beschreibung beinhaltet ebenso eine allfällige Änderung der angewandten Methodik. Achtung: Änderungen an der Methodik und wesentliche Änderungen im Arbeitsplan erfordern eine Genehmigung durch die FFG.

### Arbeitspaket 1: Projektmanagement

Die Abwicklung des Projekts wurde kontrolliert.

### Arbeitspaket 2: Wissenschaftliche Leitung

Die wissenschaftliche Leitung durch die Professoren Kollegger und Müller wurde durchgeführt.

**Arbeitspaket 3: Recherche zur Herkunft der derzeitigen Kennwerte im Eurocode**

**Elastizitätsmodul:**

Der Elastizitätsmodul (E-Modul) stellt eine für die Planung und Bemessung von Bauwerken wichtige Materialkenngröße dar. Schon sehr früh muss der planende Ingenieur hierzu Festlegungen treffen, um rechnerische Abschätzungen von Zwangsschnittgrößen, Verformungen etc. treffen zu können. Gleichzeitig ist der E-Modul allerdings von vielen unterschiedlichen Parametern abhängig. Die Betonzusammensetzung spielt hierbei, abgesehen vom Erhärtungszustand, die größte Rolle, wobei vor allem die verwendete Gesteinskörnung die elastischen Verformungseigenschaften des Betons beeinflusst.

Der E-Modul von herkömmlich verwendeten Gesteinskörnungen schwankt sehr stark mit Werten zwischen 20 000 bis 100 000 N/mm<sup>2</sup> laut [1] bzw. zwischen 10 000 N/mm<sup>2</sup> (Sandstein) und 90 000 N/mm<sup>2</sup> (Basalt) laut [2]. Die genaue Zusammensetzung des Betons ist allerdings zu Planungsbeginn meist nicht bekannt, wodurch der planende Ingenieur gezwungen ist, eine Abschätzung des E-Moduls zu treffen.

Der Eurocode 2 (EN 1992-1-1) gibt „Richtwerte für den Elastizitätsmodul  $E_{cm}$ “ [4] an. Dabei handelt es sich um den Sekantenmodul nach 28 Tagen zwischen den Betondruckspannungen  $\sigma_c=0$  und  $\sigma_c=0,4 \cdot f_{cm}$ , wobei  $f_{cm}$  die mittlere Druckfestigkeit am Zylinder darstellt (siehe Abbildung 1).

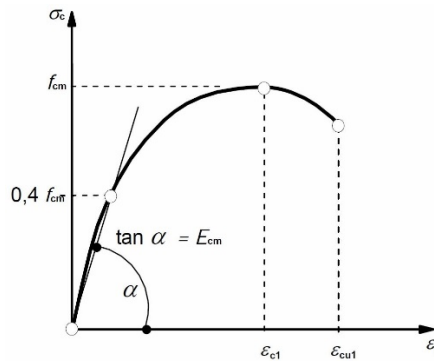


Abbildung 1: Empfohlenes Spannungs-Stauchungs-Diagramm des Betons für nichtlineare Berechnungen mit Darstellung  $E_{cm}$  laut [4]

Da die Betondruckfestigkeit einen der wenigen zum Planungszeitpunkt festgelegten Materialparameter darstellt, gibt der EN 1992-1-1 den E-Modul in Abhängigkeit von dieser mit  $E_{cm}=22 \cdot [f_{cm}/10]^{0,3}$  (siehe Abbildung 2) an.

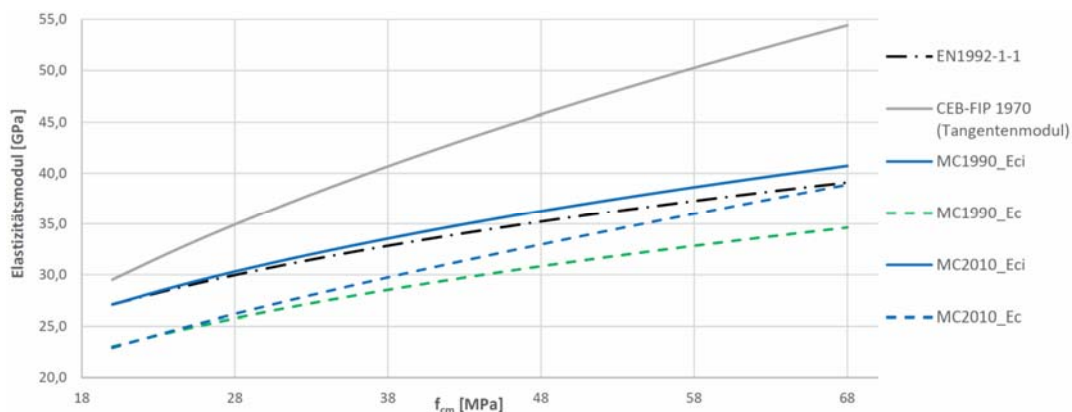


Abbildung 2 : Vergleich der Ansätze für den Elastizitätsmodul: Betonalter 28 Tage

Der EN 1992-1-1 [4] basiert auf den Ausführungen des MC1990 [5]. Dieser gibt den E-Modul mit  $E_{ci}=E_{c0} \cdot [f_{cm}/f_{cm0}]^{1/3}$  an, wobei  $E_{c0}=2,15 \cdot 10^4$  MPa und  $f_{cm0}=10$  MPa vorgegeben sind. Die Angaben im Eurocode 2 weisen somit nur einen geringen Unterschied zu jenen des MC1990 auf, wie auch ein Vergleich der Verläufe in Abbildung 2 zeigt. Bei  $E_{ci}$  handelt es sich gemäß MC1990 um den statischen Tangentenmodul bei Erstbelastung im Ursprungspunkt des Spannungs-Stauchungs-Diagramms. Dieser wird als „initialer“ Tangentenmodul bezeichnet und ist ungefähr äquivalent zu der Neigung der Sekante bei schneller Entlastung.

Der MC2010 [6] gibt für  $E_{ci}$  die gleichen Angaben wie der MC1990 [5] vor (siehe Abbildung 2) und schlägt vor, diesen Wert als mittleren E-Modul  $E_{cm}$  zu betrachten ( $E_{ci} = E_{cm}$ ) (siehe Abbildung 3). Bei der Erstbelastung von Beton treten plastische Stauchungen auf, die gemäß MC1990 und MC2010 bei einer rein elastischen Analyse durch eine Reduzierung von  $E_{ci}$  auf  $E_c$  berücksichtigt werden können. Im MC1990 geschieht dies durch einen konstanten Faktor von 0,85, wohingegen gemäß MC2010 mit  $\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{cm}/88 \leq 1,0$  abzumindern ist.

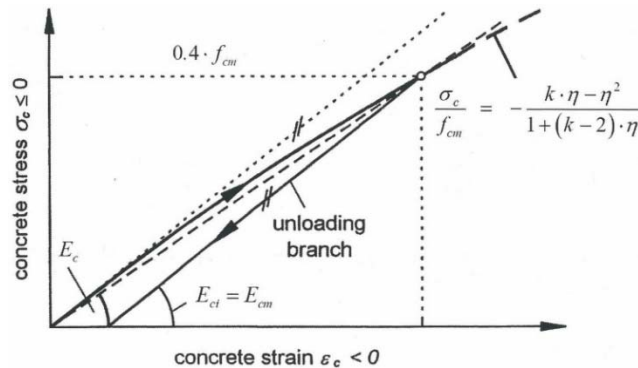


Abbildung 3: Reduzierter E-Modul  $E_c$  bei Erstbelastung [6]

Die Angaben für den E-Modul im MC1990 [5], im EC2 [4] und auch im MC2010 [6] beziehen sich alle auf Betone mit quarzithaltigen Gesteinskörnungen. Alle drei Dokumente empfehlen die Werte bei der Verwendung von Basaltzuschlägen um 20% zu erhöhen bzw. bei Kalkstein- und Sandsteingesteinskörnungen um 10% bzw. 30% zu reduzieren.

CEB-FIP empfahl 1970 in den „International recommendations for the design and construction of concrete structures“ [7], für Normalbetone bis zu einer Belastungsintensität von 40% der Druckfestigkeit, unabhängig von der verwendeten Gesteinskörnung, den Tangentenmodul mit  $E_{bj} = 66000 \cdot (R'_{bj})^{0,5}$  anzunehmen, wobei  $R'_{bj}$  die mittlere Zylinderdruckfestigkeit zum Betrachtungszeitpunkt darstellt. Im Vergleich mit den bisher betrachteten Ansätzen ergeben sich mit dem Ansatz gemäß [7] die höchsten Werte, wie in Abbildung 2 zu sehen ist. Dabei muss allerdings beachtet werden, dass es sich hierbei um den Tangentenmodul handelt, im Gegensatz zu den als Sekantenmodulen (außer bei Erstbelastung) definierten Werten im MC1990, EC2 und MC2010.

Laut [8] weisen moderne Betone jedoch im Mittel tatsächlich einen geringeren E-Modul auf. Dies liegt einerseits an den heutzutage verwendeten Betonzusatzmitteln und andererseits an den damals meist größeren Gesteinszuschlägen. Des Weiteren wurde früher zum Teil mit einer höheren Energie beim Verdichten gearbeitet [8].

Sowohl im EC2 [4], als auch in [1] und [3] wird darauf hingewiesen, dass es sich bei den gegebenen Werten nur um Richtwerte handelt, wovon deutliche Abweichungen in beide Richtungen möglich sind. Hat der E-Modul für die Bemessung eines Tragwerks maßgebenden Einfluss, wird deshalb empfohlen, selbigen durch Versuche zu bestimmen.

### Temperaturausdehnungskoeffizient:

Ändert sich die Temperatur eines Tragwerks, erfährt es Dehnungen (Erwärmung) beziehungsweise Stauchungen (Abkühlungen). Für einen mittleren Temperaturbereich [3] hängen die entstehenden Temperaturdehnungen  $\epsilon_T$  direkt proportional von den Temperaturänderungen  $\Delta T$  gemäß  $\epsilon_T = \alpha_{cT} \cdot \Delta T$  ab, wobei  $\alpha_{cT}$  den Temperaturausdehnungskoeffizienten des Betons darstellt, welcher auch oft als Temperaturdehnzahl oder Wärmedehnzahl bezeichnet wird.

Gemäß EN 1992-1-1 (Abschnitt 3.1.3(5)) [4] darf die lineare Wärmedehnzahl mit  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  angesetzt werden, soweit keine genaueren Informationen vorliegen. Dieser Wert wurde vom MC1990 (Abschnitt 2.1.8.3.) [5] übernommen, wobei dieser in den Anmerkungen angibt, dass der Wert beispielsweise für einen Beton mit quarzithaltigen Zuschlägen gedacht ist. Des Weiteren wird in diesem Abschnitt darauf hingewiesen, dass die Wärmedehnzahl von der Art der verwendeten Zuschläge, sowie vom Feuchtigkeitszustand des Betons abhängt und Werte zwischen circa  $6 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  und  $15 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  annehmen kann.

Bereits CEB-FIP1970 (Abschnitt R 12.5 in [7]) weist auf die bei Versuchen beobachtete Streuung der Temperaturdehnzahl hin und gibt einen für Normalbeton üblichen Bereich zwischen  $7 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  und  $13 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  an, wobei auch dieser den Wert  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  für einen Temperaturbereich zwischen  $0^\circ C$  und  $150^\circ C$  empfiehlt. Kleine Werte stellen sich demnach für Gesteinskörnungen aus Kalkstein, große Werte bei Zuschlägen aus silikatischen Gesteinen ein.

Grundsätzlich ist die Wärmedehnzahl des Betons  $\alpha_{cT}$  von der Wärmedehnzahl der Gesteinskörnung  $\alpha_{gT}$  und jener des Zementsteins  $\alpha_{hpT}$  sowie von den Volumenanteilen des Zuschlags  $v_g$  bzw. des Zementsteins  $v_{hp}$  und dem Feuchtigkeitszustand des Betons abhängig. Für einen Temperaturbereich zwischen 0°C und 100°C kann der Temperaturexpansionskoeffizient zu  $\alpha_{cT} = \alpha_{gT} \cdot v_g + \alpha_{hpT} \cdot v_{hp}$  abgeschätzt werden [1]. Die starke Abhängigkeit der Wärmedehnzahl des Zementsteins  $\alpha_{hpT}$  von dessen Feuchtigkeitsgehalt ist in Abbildung 4 zu sehen.

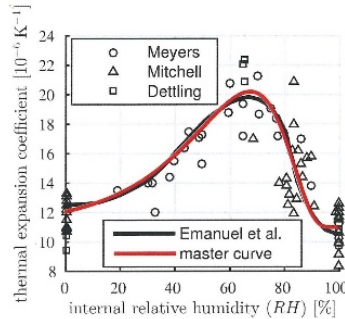


Abbildung 4: Einfluss der Feuchtigkeit auf die Wärmedehnzahl von Zementstein [9]

Dettling [10] gibt Richtwerte für die Temperaturdehnzahl von Beton  $\alpha_{cT}$  in Abhängigkeit von der verwendeten Gesteinskörnung, dem Feuchtigkeitszustand und dem Zementgehalt an (siehe **Tabelle 1**).

Gesteinskörnung	Feuchtezustand bei Prüfung	Temperaturdehnzahl $\alpha_{bT}$ in $10^{-6}/K$ von Beton mit einem Zementgehalt $[kg/m^3]$ von				
		200	300	400	500	600
Quarzgestein	wassergesättigt	11,6	11,6	11,6	11,6	11,6
	lufttrocken <sup>a)</sup>	12,7	13,0	13,4	13,8	14,2
Quarzsand und Quarzkies	wassergesättigt	11,1	11,1	11,2	11,2	11,3
	lufttrocken <sup>a)</sup>	12,2	12,6	13,0	13,4	13,9
Granit, Gneis, Liparit	wassergesättigt	7,9	8,1	8,3	8,5	8,8
	lufttrocken <sup>a)</sup>	9,1	9,7	10,2	10,9	11,8
Syenit, Trachyt, Diorit, Andesit, Gabbro, Diabas, Basalt	wassergesättigt	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0
	lufttrocken <sup>a)</sup>	8,5	9,1	9,6	10,4	11,1
Dichter Kalkstein	wassergesättigt	5,4	5,7	6,0	6,3	6,8
	lufttrocken <sup>a)</sup>	6,6	7,2	7,9	8,7	9,8

<sup>a)</sup> Bei 65 bis 70 % rel. Luftfeuchte und bis zum Alter von rd. 1 Jahr, danach etwas geringer.

Tabelle 1: Richtwerte für die Temperaturdehnzahl von Beton  $\alpha_{cT}$  gemäß [10], entnommen aus [3]

Die, sowohl im MC1978, MC1990, MC2010 als auch im EC2 empfohlene Annahme von  $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$  für die Wärmedehnzahl von Beton kann bei Betrachtung von Tabelle 1 als passend angesehen werden, wenn keine anderwärtigen Informationen zur Betonzusammensetzung vorliegen. Analog zum E-Modul ist aber auch an dieser Stelle eine genauere Ermittlung im Zuge von Versuchen zu empfehlen, sollte die Konstruktion empfindlich auf eine Änderung der Wärmedehnzahl reagieren.

**Kriechen:**

Als Kriechen bezeichnet man die last- und zeitabhängigen Verformungen des Betons.

Grundsätzlich sind die kriecherzeugenden physikalischen Vorgänge noch nicht soweit aufgeklärt, um ein entsprechendes Materialgesetz auf Mikroebene aufstellen zu können. Die bekannten Modelle zur Beschreibung des Kriechverhaltens von Beton bauen deshalb hauptsächlich auf der Auswertung von durchgeführten Versuchen auf.

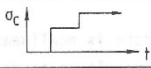
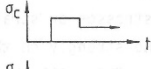
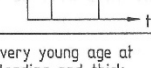
Grundsätzlich gibt es für die Analyse des Kriechverhaltens von Betonkonstruktionen zwei Möglichkeiten. Entweder es wird, zum Beispiel im Zuge einer Finite-Elemente Berechnung, Punkt für Punkt der Querschnitte betrachtet, wodurch auch die lokal vorhandenen Spannungen und der lokale Feuchtigkeitszustand in Betracht gezogen werden können oder es wird mit einem über den Querschnitt gemittelten Verhalten (Feuchtigkeit, Bauteilgeometrie etc.) gearbeitet [11]. Für die ingenieurpraktische Anwendbarkeit kommt fast ausschließlich die zweite Möglichkeit in Betracht. Auch die Kriechmodelle im EC2 und MC2010 bauen darauf auf.

In der Regel wird bei der rechnerischen Erfassung der Kriechverformungen davon ausgegangen, dass sich diese proportional zu den kriecherzeugenden Spannungen einstellen. Dies ist allerdings nur (ebenfalls nur näherungsweise) bis zu einem gewissen Spannungsniveau der Fall. Der EC2 definiert hierfür als Grenze für lineares Kriechen für die Druckspannung zum Belastungsbeginn  $t_0$  den Wert  $0,45 \cdot f_{ck}(t_0)$  (Abschnitt 3.1.4(2) in [4]). Die Kriechverformung  $\epsilon_{cc}(t, t_0)$  im Alter  $t$  bei konstanter Druckspannung  $\sigma_c$ , aufgebracht im Betonalter  $t_0$ , darf laut EC2 zu  $\epsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c / E_c)$  berechnet werden.  $E_c$  ist hierbei der Tangentenmodul, welcher mit  $1,05 \cdot E_{cm}$  angenommen werden darf. Bei der Ermittlung der Kriechverformung zu einem beliebigen Zeitpunkt  $t$ , ist demnach die Kriechzahl  $\varphi(t, t_0)$  des im EC2 verwendeten Modells immer auf den E-Modul nach 28 Tagen zu beziehen. Ermittelt darf die Kriechzahl zu  $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$  (Anhang B in [4]) werden. Man spricht hierbei von einem Produktansatz, da der Grundwert der Kriechzahl  $\varphi_0$  und  $\beta_c(t, t_0)$ , eine Funktion zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs (siehe auch Ausführungen im Abschnitt Schwinden zur Gleichung (4) zur Erfassung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens), miteinander multipliziert werden.

Ein Summationsansatz wäre die zweite Möglichkeit zur Erstellung eines linearen Modells zur Beschreibung der Kriechverformungen. Dabei werden die Anteile aus Fließen, was den irreversiblen Anteil des Kriechens darstellt mit den verzögerten elastischen Verformungen additiv miteinander verknüpft [11], [1].

Beide Ansätze haben Vor- und Nachteile, was die Betrachtung von Tabelle 2 zeigt. Die Kriechstauchungen unter einer konstanten Spannung bilden demnach Produktmodelle besser ab. Diese zeigen jedoch insbesondere bei einer Abnahme der Spannungen Schwächen, wo der Rückgang der Stauchungen in der Regel überschätzt wird.

Tabelle 2 wurde aus dem 1990 publizierten CEB Bulletin d'Information No. 199 [11] entnommen. Vor allem die Produktmodelle wurden seit dieser Zeit weiterentwickelt, um bestehende Schwachpunkte zu reduzieren. Die prinzipiellen Unterschiede bezüglich den Vor- und Nachteilen zwischen Produkt- und Summenmodell bestehen jedoch weiterhin.

load history	criterion	accuracy of prediction	
		product model	summation model
constant stress	effect of age at loading	+	o
	time development	+	o
increasing stress		o	o
decreasing stress		o	o
		-	o
relaxation	very young age at loading and thick member or high relative humidity	-	o
	other cases	o	o

legend: (+) good; (o) acceptable; (-) poor

Tabelle 2: Vergleich der Vorhersagegenauigkeit von Produkt- und Summenansatz bei verschiedenen Belastungsgeschichten, entnommen aus [11]

Im MC1978 (beschrieben in [11]) findet sich ein Kriechmodell aufbauend auf einem Summationsansatz, welches Basis für ein in [11] vorgestelltes überarbeitetes Modell zur Verbesserung der Vorhersagegenauigkeit darstellte. Abgesehen vom MC1978 verwenden fast alle anderen Regelwerke ([7], [5], [4], [6]) Produktmodelle, vor allem aufgrund der deutlich einfacheren Anwendbarkeit bei händischen Berechnungen.

Das im EN 1992-1-1 (Anhang B) [4] aufgezeigte Produktmodell zur Vorhersage des Kriechens wurde vom MC1990 [5] übernommen, weshalb es in Folge als MC1990-Modell bezeichnet wird. Es wurde in der Zeit zwischen September 1980 und Juli 1987 von der General Task Group 9 (GTG 9) „Evaluation of the time dependent behavior of concrete“ der CEB (Comité Européen du Béton) erarbeitet und ähnelt im Grunde dem Kriechmodell des CEB-FIP Model Code 1970. Deutliche Verbesserungen im Vergleich zum MC1970-Modell konnten jedoch beim Einfluss der Bauteilgröße durch die Berücksichtigung der Grundlagen der Diffusionstheorie erreicht werden. Des Weiteren benötigt es nur Eingangsgrößen, welche dem planenden Ingenieur in der Regel auch zur Verfügung stehen. Die Unzulänglichkeiten eines Produktmodells bei der Abbildung von Kriechverformungen unter variablen Spannungen gegenüber dem MC1970-Modell konnten

reduziert werden. Im Endeffekt gab die GTG 9 dem Produktmodell den Vorzug gegenüber dem überarbeiteten Summationsmodell des MC1978, vor allem aufgrund der einfacheren Anwendbarkeit für die Nutzer der Normen. [11]

Der Einfluss von erhöhten oder verminderten Temperaturen auf den Grad der Aushärtung des Betons und somit den zeitlichen Verlauf des Kriechens, kann in den Modellen des EN 1992-1-1 [4] und MC2010 [6] durch die Anpassung des Betonalters mittels (1) erfasst werden. Ein zeitlich veränderlicher Temperaturverlauf kann berücksichtigt werden, indem der Zeitpunkt  $t$  in den Gleichungen durch  $t_T$  laut (1) ersetzt wird und somit die Zeitachse skaliert wird. Bei Temperaturen über 20°C altert der Beton demnach schneller, bei niedrigeren Temperaturen langsamer.

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \cdot \exp \left[ 13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right] \quad (1)$$

Angewendet werden darf (1) laut EN 1992-1-1 (B.1(3) in [4]) für einen Temperaturbereich zwischen 0°C und 80°C.  $T(\Delta t_i)$  entspricht der Temperatur, die im Zeitintervall  $\Delta t_i$  vorherrscht. Grundlage für diese Gleichung ist die Arrhenius Gleichung, mit welcher im Allgemeinen näherungsweise die Temperaturabhängigkeit von physikalischen und chemischen Prozessen beschrieben werden kann.

Eine Unterscheidung zwischen Grund- und Trocknungskriechen ist in den Kriechformeln des EN 1992-1-1 [4] nicht explizit dargestellt, im Gegensatz zum in EN 1992-2 (Anhang B) [12] vorgestellten Modell, welches für die Anwendung von hochfesten Betonen (>C50/60) gedacht ist. Das Modell in der EN 1992-2, bei dem zwischen Betonen mit und ohne Mikrosilica unterschieden wird, allerdings ohne hierbei explizit den prozentuellen Anteil davon zu berücksichtigen, ergibt bei Betrachtung der Endwerte des Trocknungskriechens teilweise negative Kriechzahlen, was physikalisch keinen Sinn macht. Geprägt ist das Modell vor allem von Forschungsarbeit in Frankreich, was sich auch an der im EN 1992-2 (Anhang B) für Hintergrundinformationen empfohlenen Literatur ([13], [14], [15]) zeigt.

### **Schwinden:**

Im Gegensatz zum Kriechen, sind die physikalischen Ursachen für das Schwinden von Beton weitgehend erforscht. Dies spiegelt sich auch in den vorhandenen Modellen zur Beschreibung des Schwindverhaltens wider. Grundsätzlich lässt sich die gesamte Schwindverformung in einen Anteil aus Grundswinden und einen Anteil aus Trocknungsswinden aufteilen. Durch diese Aufteilung lassen sich die einzelnen Verformungsanteile mit auf Materialgesetzen beruhenden Formeln erfassen. Die hierbei ermittelten Endwerte des Schwindens werden anschließend mit einer Funktion zur Berücksichtigung des zeitlichen Verlaufs multipliziert. Der konventionelle Ansatz zur Beschreibung des Schwindens besteht in der Regel jedoch nur aus einem Produkt aus dem Endschwindmaß mit einer passenden Zeitfunktion. Für normalfesten Beton kann dies eine hinreichend genaue Näherung darstellen, da das Grundswinden sehr klein gegenüber dem Trocknungsswinden ist. Derartige Modelle zur Vorhersage der Schwindverformungen finden sich unter anderem sowohl im MC1978 (beschrieben in [11]), als auch im MC1990 [5]. Das MC1978 Modell für Schwinden, wurde ebenso wie jenes für Kriechen durch die GTG 9 in den 1980ern auf Basis der Analyse einer aus 103 Versuchen bestehenden Datenbank bewertet und einer Überarbeitung unterzogen, was zu einem verbesserten MC1978-Schwindmodell geführt hat [11].

Das im MC1990 enthaltene Schwindmodell unterscheidet sich jedoch von dem überarbeiteten MC1978 Modell, brachte jedoch ebenfalls eine deutliche Steigerung der Vorhersagegenauigkeit, was die Reduzierung des Variationskoeffizienten auf 32,9% gegenüber 47,1% zeigt. Betrachtet man nur den Endwert des Schwindens, beträgt der Variationskoeffizient für das MC1990-Modell 19,0% [11].

Speziell für hochfeste Betone ist die Beschreibung des Schwindens mit dem konventionellen Ansatz nicht zielführend, da hier der Anteil des Grundswindens gegenüber dem Trocknungsswinden mitunter sogar deutlich überwiegen kann. Die materialtechnologisch korrekte Aufteilung in einen Anteil aus Grundswinden und einen Anteil aus Trocknungsswinden geschieht sowohl in den Schwindmodellen des Eurocodes 2 [4] [12], als auch im aktuellen fib Model Code [6].

Wie auch schon beim Kriechen wird die Betondruckfestigkeit als Parameter für die mathematische Beschreibung des Schwindverhaltens herangezogen. Im Grunde hat diese keinen Einfluss auf das Schwinden, steht jedoch bei der Planung bereits zur Verfügung und kann gut als Maß für die Betonzusammensetzung, insbesondere den W/Z-Wert, herangezogen werden.

Als Grundlage für die mathematische Beschreibung des Trocknungsswindens wird in den Modellen die Diffusionstheorie herangezogen, da das Trocknungsswinden in einem annähernd linearen Zusammenhang mit dem Wasserverlust des Betons steht. Beschrieben wird der zeitliche Verlauf im MC1990 und MC2010



durch die Gleichung (2). Bei der analogen Gleichung im EN 1992-1-1 (Gleichung (3.10) in [4]) wurde lediglich  $0,035 \cdot h^2$  durch  $0,04 \cdot (h_0^3)^{(1/2)}$  ersetzt.

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left( \frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (2)$$

Grundlage für (2) ist das zweite Fick'sche Gesetz (siehe (3)), wobei D der Diffusionskoeffizient ist.

$$\frac{\partial \varphi}{\partial t} = D \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \quad (3)$$

Löst man (3) mithilfe einer Taylorreihe, so stellt (2) den ersten Term der Lösung dar, wobei 0,035 als Diffusionskoeffizient D interpretiert werden kann.

Wie bereits erwähnt, sind die physikalischen und chemischen Vorgänge beim Kriechen im Gegensatz zum Schwinden noch nicht vollständig erforscht. Allerdings ist davon auszugehen, dass das Trocknungskriechen und das Trocknungsschwinden auf den gleichen Prozessen beruhen. Aus diesem Grund wird im MC2010 (Gleichung (5.1-71a) in [6]) für die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Trocknungskriechens mit (4) eine angepasste Form der auf dem Fick'schen Gesetz basierenden Gleichung (2) benutzt.

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left( \frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right)^{\gamma(t_0)} \quad (4)$$

Der EN 1992-1-1 benutzt für die Beschreibung des zeitlichen Verlaufs des Kriechens (keine explizite Unterscheidung zwischen Grund- und Trocknungskriechen im EC2) ebenfalls eine ähnliche Formel (Gleichung (B.7) in [4]). Lediglich der in (4) vom Belastungszeitpunkt  $t_0$  abhängige Wert  $\gamma(t_0)$  wurde hierbei durch 0,3 ersetzt.

Bei der Erstellung des Schwindmodells für den MC2010 wurde unter anderem der in EN 1992-1-1 (Tabelle 3.3) [4] enthaltene Wert  $k_h$  entfernt. Dieser ist im EN 1992-1-1 [4] Modell für die Ermittlung der Trocknungsschwinddehnung erforderlich (siehe Gleichung (3.9) in [4]) und sollte den Einfluss der Querschnittsgröße erfassen. Diese wird allerdings bereits durch den Wert  $h_0$  in der Formel (Gleichung (3.10) in [4]) für den zeitlichen Verlauf des Trocknungsschwindens berücksichtigt. Der Endwert für die Trocknungsschwinddehnung, welcher gemäß Diffusionstheorie unabhängig von den Bauteilabmessungen ist, wird durch den Faktor  $k_h$  bei großen Querschnitten jedoch fälschlicherweise reduziert.

### **Ausblick Kriechen und Schwinden Model Code 2010:**

Eine Überarbeitung des MC1990-Modells war unter anderem notwendig, um die Anwendbarkeit der Modelle auch für hochfeste und selbstverdichtende Betone zu ermöglichen. Die Entwicklung des Modells fand in der fib (Fédération internationale du béton) Task Group 8.7 „Code-type models for concrete behaviour“ ab dem Jahr 2008 statt [7]. Wie schon im MC1990 [5] und EC2 [4], [12] wurden Produktmodelle für die Beschreibung des Kriech- und Schwindverhaltens gewählt.

Eine große Neuerung im neuen Eurocode 2 bei den Modellen zur Vorhersage des Kriechens und Schwindens soll die Möglichkeit sein, die Vorhersagegenauigkeit mittels, an Versuchen ermittelten, Anpassungsfaktoren deutlich zu verbessern. Hierbei wird zwischen zwei Typen von Anpassungsfaktoren unterschieden. Einerseits können die Endwerte für die Kriech- beziehungsweise Schwinddehnungen angepasst werden und andererseits können die zeitlichen Verläufe adaptiert werden.

Mit [7] sind alle relevanten Hintergrundinformationen zu den jeweiligen MC2010-Modellen durch die Task Group 8.7 zusammengestellt worden. Ein derartiges Dokument ist für den MC1990 (Kapitel „Material Properties“) leider nicht vorhanden.

- [1] Grübl, P. et al.: Beton - Arten, Herstellung und Eigenschaften. 2. Auflage, Hrsg.: Kupfer, H., Ernst & Sohn, 2001
- [2] Verein Deutscher Zementwerke: Zement-Taschenbuch 2008. 51. Ausg., Verein Deutscher Zementwerke, Düsseldorf 2008
- [3] Müller, H.S. und Wiens, U.: Beton. In: „Betonkalender“, Hrsg.: Bergmeister, K., Fingerloos, F., Wörner, J.-D., Ernst & Sohn, 2014
- [4] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, ÖNORM EN 1992-1-1, 01.07.2009
- [5] CEB-FIP Model Code 1990, Comite Euro-International du Beton (CEB-FIP), Thomas Telford

- Services Ltd, Lausanne, Schweiz, 1993
- [6] fib Model Code 2010, International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, Schweiz, 2013
- [7] CEB-FIP International recommendations for the design and construction of concrete structures. Information Bulletin No. 72, Cement and Concrete Association, London, 1970
- [8] Vitek, J. L. et al.: Modul pružnosti betonu. Technická pravidla ČBS 05, Česká betonářská společnost ČSSI, Prag, 2016
- [9] Wang, H.: Thermomechanical multiscale analysis of concrete and traffic infrastructure made of this material. Dissertation TU Wien, 2018
- [10] Dettling, H.: Die Wärmedehnung des Zementsteins, der Gesteine und der Betone. Schriftenreihe des Otto-Graf-Instituts der TH Stuttgart, Nr. 3, Stuttgart, 1962
- [11] Comité Euro-International du Béton (CEB), Evaluation of the time dependent behaviour of concrete. Bulletin d'information No 199, Lausanne, Schweiz, 1990
- [12] Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken, Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln, ÖNORM B 1992-2, 01.09.2007
- [13] Le Roy, R. et al.: The AFREM code type model for creep and shrinkage of high performance concrete. 1996
- [14] Toutlemonde, F. et al.: Structural application of HPC: a survey of recent research in France. 2002
- [15] Le Roy, R. et al.: Structures sensitive to creep: from laboratory experimentation to structural design – The case of the Avignon high-speed rail viaduct. 1999

## **Arbeitspaket 4: Herstellung der Probekörper und Frischbetonuntersuchungen**

### **Komplette Freiräumung des Versuchsgeländes**

Das vorliegende Projekt wurde in Gars am Kamp in einem Randbereich des Lagerplatzes der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG realisiert. Um an der beschriebenen Stelle ausreichend Platz zu schaffen, mussten der Prototyp des Turms für Windenergieanlagen aus Doppelwandelementen und die restliche Teile des Modells der Klappbrücke (FFG Projekt Nr. 827536) entsorgt werden (siehe Abb. 5).

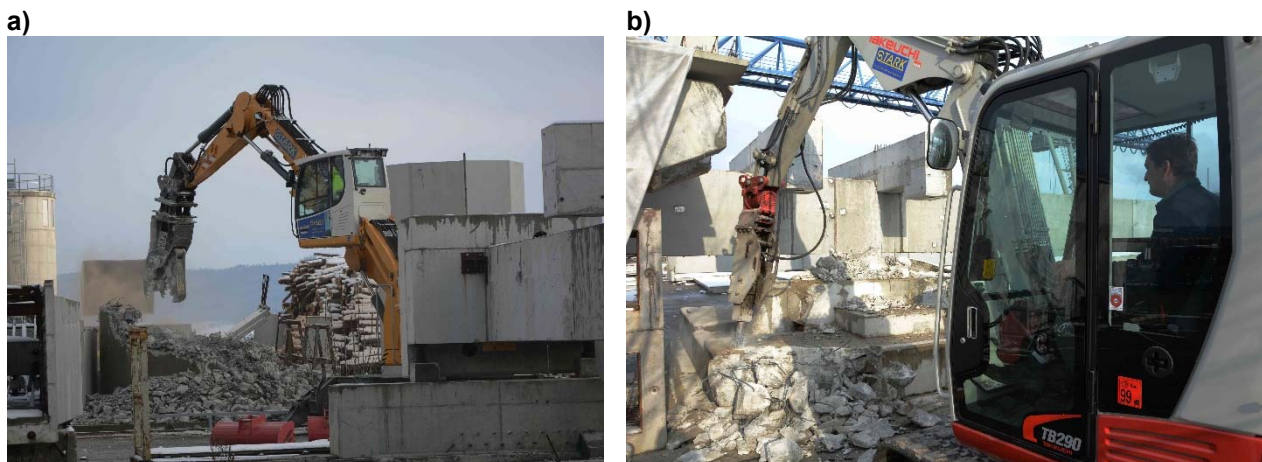


Abbildung 5 : a) Entsorgung des Turms für Windenergieanlagen aus Doppelwandelementen  
b) Entsorgung des Pfeilers und des Fundaments der Klappbrücke

### **Herstellung der Probekörper der Winter Versuchsserien S3 und S4**

Insgesamt wurden vier Versuchsserien realisiert (siehe Abb. 6). Die Versuchsserien S1 und S2 wurden im Juli 2017 hergestellt und unterscheiden sich untereinander hinsichtlich der Betongüte (Serie 1: C30/37, Serie 2: C50/60).

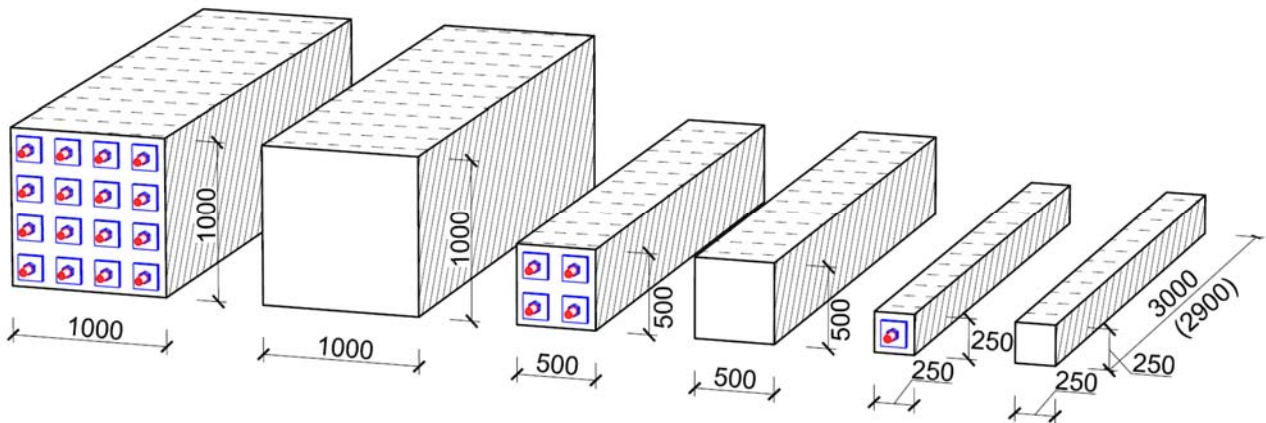


Abbildung 6 : Übersicht über eine Versuchsserie: Die Hälfte der Körper ist vorgespannt.

Die Versuchsserien S3 und S4 wurden im Februar 2018 produziert. Die Versuchsserie S4 wurde mit dem gleichen Beton wie die Versuchsserie S1 geplant. Die Versuchsserie S3 unterscheidet sich von allen anderen Serien (S1, S2 und S4) durch die verwendete Gesteinskörnung. Bei den Serien S1, S2 und S4 wurden Zuschläge aus Ostösterreich verwendet. Deswegen wurden die Probekörper der Serie S3 in Terfens in Tirol (Westösterreich) bei der Firma Lang, unter der Verwendung der lokal vorhandenen Gesteinskörnungen, betoniert und anschließend nach Gars am Kamp transportiert.

Bei allen Versuchsserien wurden die Hälfte der Körper nach sechs Tagen vorgespannt. Nach dem Abklingen der kurzzeitigen Verluste sollte die Vorspannkraft 610 kN pro Stab betragen. Diese Kraft verursacht am Nettoquerschnitt eine gleichmäßige Spannung von 10 MPa. Diese Spannung ist gemäß EC 1992-1-1 im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für lineares Kriechen zulässig (die maximale erlaubte Spannung ist  $0,45 \cdot f_{ck}$ ).

Die Versuchskörper wurden von der Firma Swietelsky hergestellt. Dabei wurde auf eine möglichst praxisnahe Herstellung und das Vorherrschen gleicher Bedingungen bei allen Probekörpern (Betonqualität, Nachbehandlung und Ausschaltzeitpunkte) besonderes Augenmerk gelegt. Die Versuchsserie S3 wurde am 01.02.2018 hergestellt (siehe Abb. 7 a) und 8 a)). Am 05.02.2018 erfolgte das Ausschalen und anschließend wurden die Körper von Terfens (Tirol) nach Gars am Kamp transportiert (siehe Abb. 7b)). Vorgespannt wurde die Serie S3 dann am 07.02.2018 in Gars am Kamp.



Abbildung 7 : a) Betonmischwagen mit Beton für Versuchsserie S3  
 b) Transport der großformatigen Betonkörper der Serie S3 von Terfens (Tirol) nach Gars am Kamp

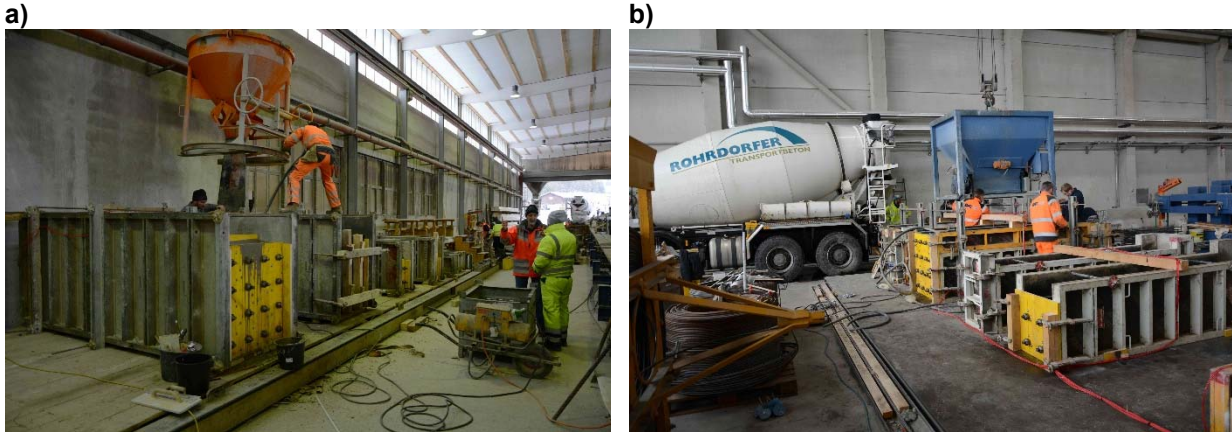


Abbildung 8 : a) Herstellung der Versuchsserie S3 in Terfens (Tirol)  
 b) Herstellung der Versuchsserie S4 in Gars am Kamp

Die Versuchsserie S4 wurde in Gars am Kamp am 08.02.2018 hergestellt (siehe Abb. 8 b)) und am 14.02.2018 vorgespannt (siehe Abb. 9 a)). Beide Versuchsserien (S3 und S4) wurden bis 20.02.2018 in der Produktionshalle der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG gelagert (siehe Abb. 9 a)) und anschließend auf den angrenzenden Lagerplatz transportiert (siehe Abb. 9b)).

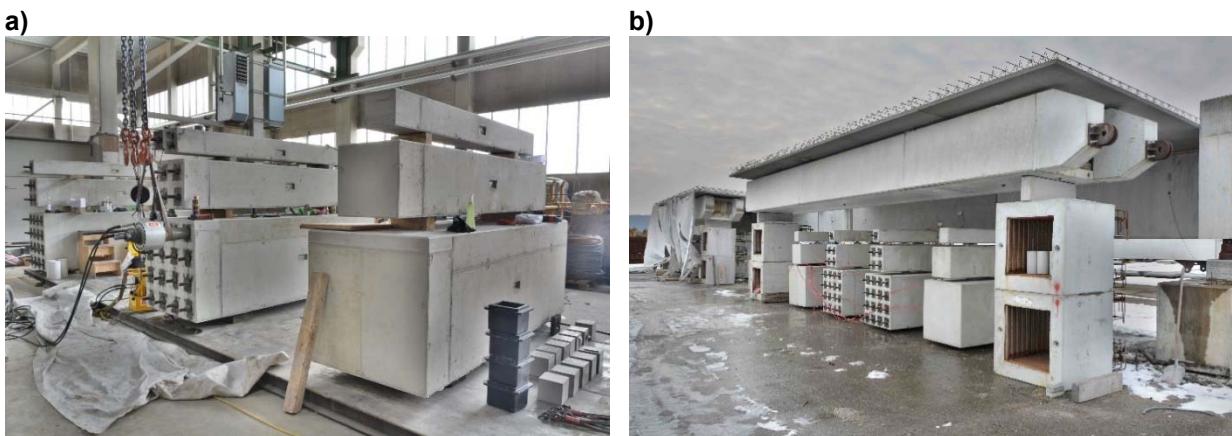


Abbildung 9 : a) Vorspannen der Winterserie S4 im Werk der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG  
 b) Lagerung der großformatigen Probekörper im Freien (vor der Installation des Sonnenschutzes)

Die Verläufe der Vorspannkkräfte aller vier Serien sind in Abbildung 10 dargestellt. Das Vorspannen sämtlicher großformatiger Probekörper erfolgte jeweils nach sechs Tagen. Die Körper der Winterserien wurden in den darauffolgenden Tagen nachgespannt, um die zeitabhängigen Spannkraftverluste auszugleichen. Die Vorspannkkräfte sollten sich möglichst nahe um den Sollwert von 610 kN/Spannstange einpendeln. Es wurde darauf geachtet, die Abweichungen vom Sollwert auf maximal +/- 5% zu begrenzen.

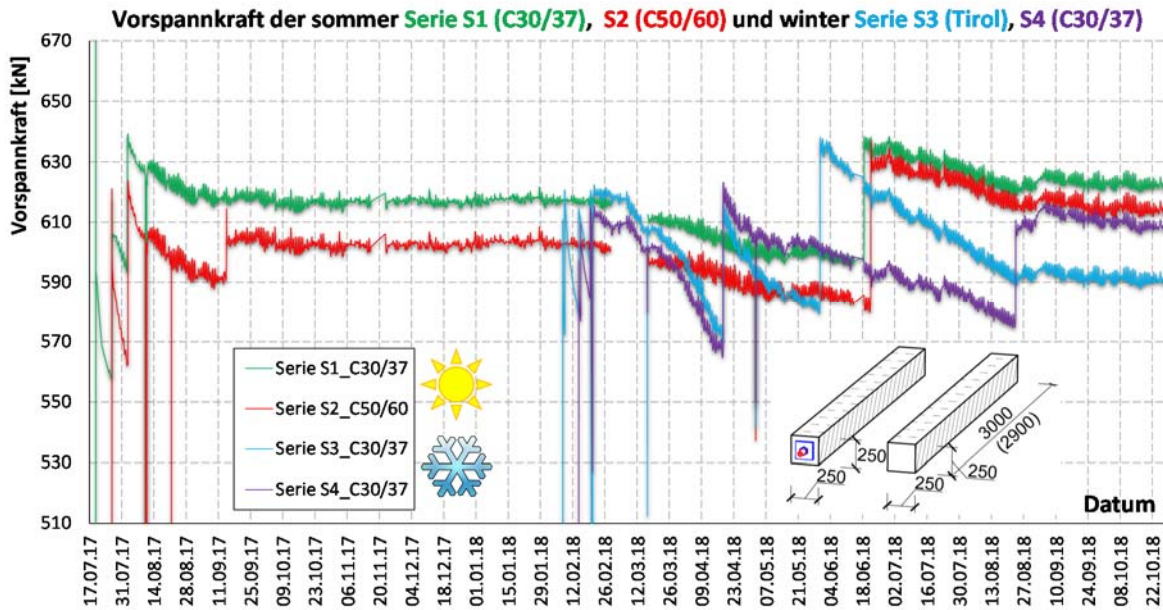


Abbildung 10 : Verlauf der Vorspannkraften: Sommerserien S1 (C30/37) & S2 (C50/60), Winterserien S3 (Tirol C30/37) & S4 (C30/37)

## Arbeitspaket 5: Charakterisierung und Bestimmung der Eigenschaften der Gesteinskörnungen

### Methodischer Ansatz

Es wurden an drei Proben (S3, S4/2, S4/3) Untersuchungen zur petrographischen Charakterisierung der Gesteinskörnungen durchgeführt. Bei Probe S3 handelt es sich um Kies/Sand mit überwiegend gebrochenem Korn und nur untergeordnet vorkommendem Rundkorn. Bei den Proben S4/2 und S4/3 handelt es sich um Kies/Sand mit gut gerundeten Komponenten.

Die Gesteinsbestimmung erfolgte nach den üblichen geowissenschaftlichen Methoden mit Hilfe einer Lupe mit 10-facher Vergrößerung am Korngrößenspektrum 8/32, wobei jeweils mehr als 350 Komponenten gesteinskundlich klassifiziert wurden.

Dieser Stichprobenumfang wurde deshalb gewählt, weil diese Vorgehensweise einen in den Erdwissenschaften üblichen Kompromiss zwischen der Reproduzierbarkeit der Bestimmungsergebnisse und dem damit verbundenen Zeitaufwand, mit ausreichend genauen Ergebnissen darstellte. Bei diesem Stichprobenumfang liefert die Bestimmung von Komponenten, die zu rund 50% am Gesteinsaufbau beteiligt sind, im üblichen Konfidenzintervall von 95% Abweichungen in der Größenordnung von +/- 5,8% (Tab. 3). Nach Wimmenauer (1985) und Boenigk (1983) kann folgende Formel für die Standardabweichung angegeben werden:

$$\sigma = \sqrt{\frac{pxq}{n}} \quad \text{und} \quad 2\sigma = 2x \sqrt{\frac{pxq}{n}}$$

$\sigma$  = Standardabweichung [%],  $2\sigma$  = Fehler im 95%-Konfidenzintervall [%],

$p$  = Anteil einer Komponente [%],

$q$  = Anteil der restlichen Komponenten [%],

$n$  = Summe aller Komponenten = Stichprobenumfang [Stück].

Anteil der Komponente [%]	$\sigma / 2\sigma$ n = 200	$\sigma / 2\sigma$ n = 300	$\sigma / 2\sigma$ n = 400	$\sigma / 2\sigma$ n = 500	$\sigma / 2\sigma$ n = 1000	$\sigma / 2\sigma$ n = 2000
5	1,5 / 3,1	1,3 / 2,5	1,1 / 2,2	1,0 / 1,9	0,7 / 1,4	0,5 / 1,0
10	2,1 / 4,2	1,7 / 3,5	1,5 / 3,0	1,3 / 2,7	0,9 / 1,9	0,7 / 1,3
15	2,5 / 5,0	2,1 / 4,1	1,8 / 3,6	1,6 / 3,2	1,1 / 2,6	0,8 / 1,6
25	3,1 / 6,1	2,5 / 5,0	2,2 / 4,3	1,9 / 3,9	1,4 / 2,7	1,0 / 1,9
50	3,5 / 7,1	2,9 / 5,8	2,5 / 5,0	2,2 / 4,5	1,6 / 3,2	1,1 / 2,2

Tabelle 3: Fehlerabschätzung für die quantitative Auswertung von Gesteinsproben mit  $\sigma$  = Standardabweichung [%] und  $2\sigma$  = Fehler im 95%-Konfidenzintervall [%] (nach: Wimmenauer 1985, Boenigk 1983)

## Ergebnisse

Eine Übersicht der Ergebnisse zeigt Abb. 11.

### - Probe S3

Die Probe S3 besteht zu deutlich mehr als 70% aus dunkelgrauem Dolomit, der als angulares Bruchkorn vorliegt. Gut gerundete Gneisgerölle sind mit rund 12% vertreten, schwarze, eckige Kalksteinbruchstücke (wohl aus dem gleichen Vorkommen wie der Dolomit) mit rund 4%, Gangquarz, Glimmerschiefer und Amphibolit mit je 2 – 3%. Inwieweit beim dominant vorkommenden Dolomit im basischen Milieu des Frischbetons mit AAR zu rechnen ist kann nicht gesagt werden und wäre in einer gesonderten Untersuchung zu prüfen.

### - Proben S4

Bei beiden Proben (S4/2, S4/3) dominieren mit 48 – 52% polykristalline Gangquarze eines magmatischen und/oder metamorphen Hinterlandes die gesteinskundliche Zusammensetzung. Weitere metamorphe Gesteine sind Gneis (6-8%), Amphibolit (>2%).

Die zweithäufigste Gesteinsgruppe stellen Kalksteine mit rund 24 - 30% und Dolomite mit rund 10 - 12% dar. Untergeordnet können auch Quarzit, Quarzsandstein und Hornstein beobachtet werden, die zusammen betrachtet jedenfalls <2% des Gesteinsinventars ausmachen.

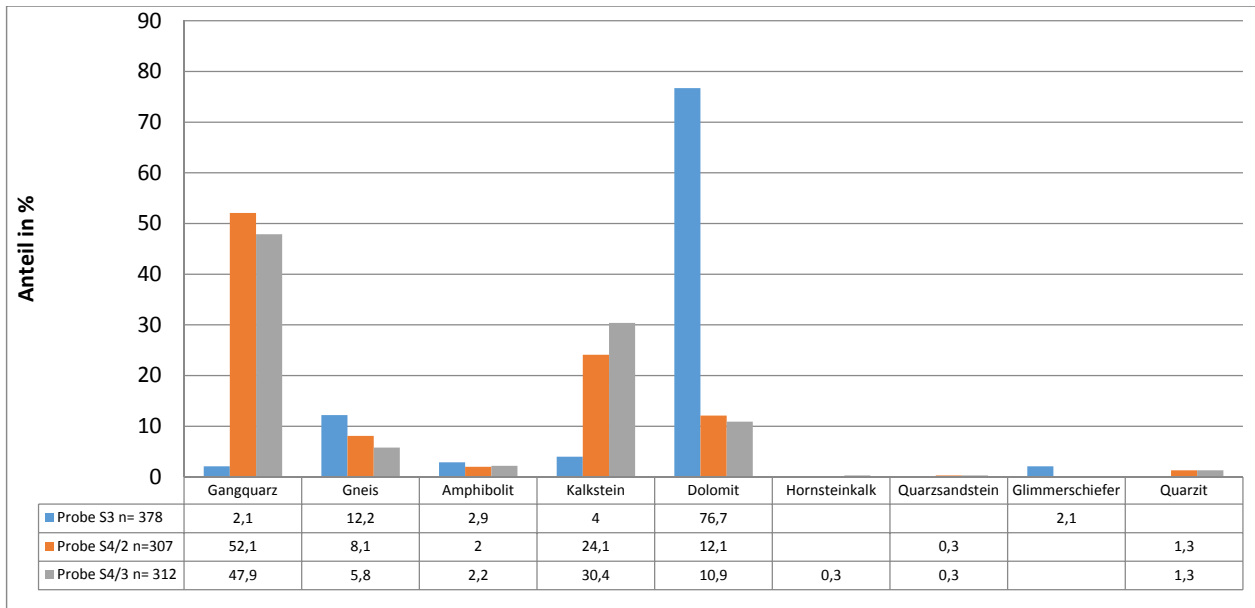


Abbildung 11: Häufigkeit der Lithotypen

**Zitierte Quellen**

Boenigk Wolfgang (1983): Schwermineralanalyse. - 158 S., 77 Abb., 4 Taf., 8 Tab., Stuttgart (Enke – Verlag).  
 Wimmenauer Wolfhard (1985): Petrographie der magmatischen und metamorphen Gesteine. – 1. Aufl., 382 S., Stuttgart (Enke Verlag).

**Arbeitspaket 6: Experimentelle Bestimmung der Betonmaterialeigenschaften**

In den großformatigen Betonkörpern wurden Schwingsaitensensoren einbetoniert (siehe Abbildung 12 a)). Damit können alle maßgebenden Stauchungsänderungen des Betons infolge der Vorspannung, der rheologischen Prozesse und der Umwelteinflüsse kontinuierlich überwacht werden.

Ein wesentlicher Vorteil bei der Messung mittels Schwingsaitensensoren ist, dass die Entwicklung der Stauchungen ab dem Zeitpunkt Null (Betonieren der Versuchskörper) kontinuierlich (ein Messwert pro Minute) aufgezeichnet werden kann. Diese Messinstrumente sind temperaturkompensiert und zeichnen auch die Temperatur im Betonkörper auf.

Neben den Schwingsaitensensoren sind für die Erfassung der Temperatur in den Betonkörpern auch K-Sonden einbetoniert. Die Messwerte dieser Thermoelemente (Betonkörper, Lufttemperatur) werden mit dem Datalogger Testo 177-T4 aufgenommen. Zwei weitere Datalogger (Lascar und Testo 174H) messen zusätzlich die Umgebungstemperatur und die relative Luftfeuchtigkeit der Umgebung.

Für die Messung der Stauchungsdifferenzen an den Oberflächen der Versuchskörper wurden Messmarken auf alle Probekörper aufgeklebt. Die Messung der Stauchungen erfolgt mit einem Setzdehnungsmesser mit einer Messlänge von 500 mm, wobei Verformungsdifferenzen ab 0,001 mm erfasst werden können. Die Messwerte an der Oberfläche der Versuchskörper dienen auch als unabhängige Vergleichsmessungen zu den Werten, die mit den Schwingsaitensensoren festgestellt werden.

Zur Kontrolle der aufgetragenen Vorspannkkräfte wurde an den kleinen Versuchskörpern jeweils eine Kraftmessdose befestigt (siehe Abbildung 12 b)). Zusätzliche Kontrollmessungen wurden mittels DMS realisiert. Die DMS wurden auf ausgewählten Spannstrangen befestigt, in Form einer sogenannten Vollbrücke verlötet (siehe Abb. 13 a)) und gegen mechanische Beschädigungen geschützt. Die Messdaten von

Schwingsaitensensoren, Kraftmessdosen und DMS werden mit dem Datalogger Campbell Scientific CR6 aufgezeichnet (siehe Abb. 13 b)).

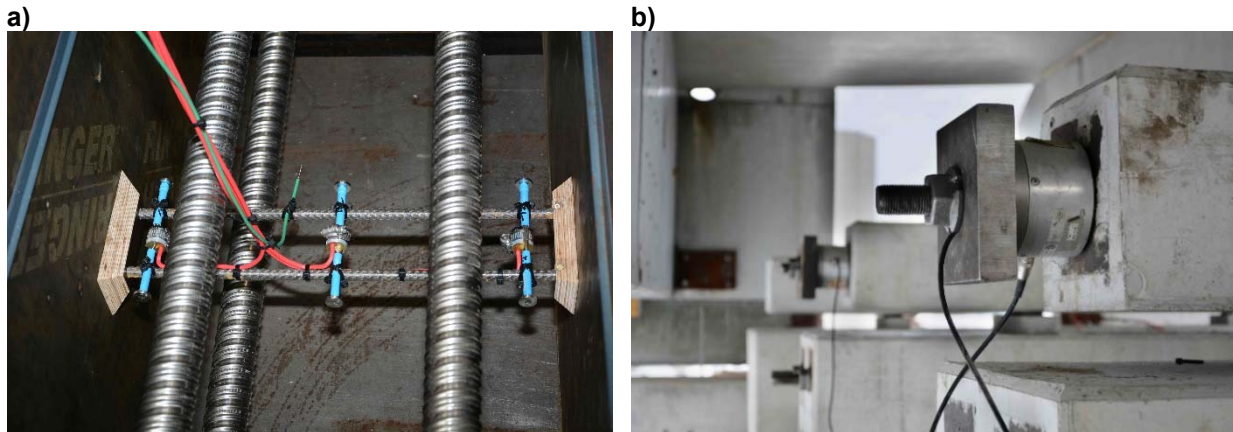


Abbildung 12 : a) Anordnung der drei Schwingsaitensensoren in einem mittelgroßen, vorgespannten Versuchskörper  
 b) Eingebaute Kraftmessdose bei dem kleinsten Versuchskörper der Serie S4; unabhängige Messung der Kraft an der Spannstange mittels DMS

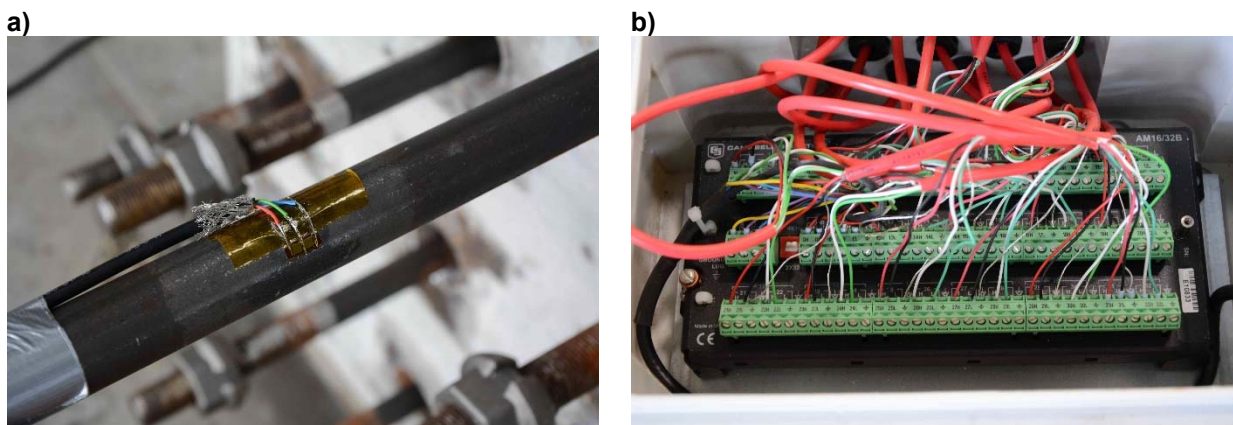


Abbildung 13 : a) Befestigung und Verkabelung der DMS auf einer Spannstange.  
 b) Anschluss der Messsensoren am Datalogger CR6 mittels eines Multiplexers

Um die Messergebnisse der großformatigen Betonprismen mit klassischen Laborversuchen vergleichen zu können, wurden bei der Herstellung der Versuchskörper auch Betonwürfel (150 x 150 x 150 mm) und Betonzylinder ( $\varnothing 150 \times 300$  mm) für die Bestimmung der Betoneigenschaften im Labor hergestellt (siehe Abb. 14).





Abbildung 14 : a) Frischbetonprüfungen im Zuge des Betonierens  
b) Herstellung der Laborversuchskörper und Auswaschen der Gesteinskörnung

Um einen Vergleich der gemessenen Werte der im Freien gelagerten großformatigen Betonprismen mit den theoretischen Modellen des Eurocodes und Model Codes zu ermöglichen, ist es erforderlich, die einzelnen rheologischen Effekte getrennt zu betrachten.

Aus diesem Grund wurden bei jeder Versuchsserie eine Hälfte der Körper vorgespannt (sogenannte Kriechkörper (K)) und die andere Hälfte der Probekörper nicht vorgespannt (sogenannte Schwindkörper (S)). Da die Probekörper (K) und (S) jeder Serie mit dem gleichem Beton hergestellt wurden und am selben Ort gelagert werden, wirken auf diese Körper die gleichen Einwirkungen aus der Umgebung und auch dieselben Einflüsse (Hydratationswärme, Schwinden, Wärmedehnung, Luftfeuchtigkeit, Wind usw.). Unterschiedliche Stauchungen, zwischen zwei gleich großen Körpern (K) und (S), können somit auf den Einfluss der einwirkenden Vorspannkraft zurückgeführt werden. Durch Subtrahieren der Stauchungen zweier gleicher Körper (K) und (S), können die reinen Kriechstauchungen dargestellt werden (siehe Abbildung 15).

In der Abbildung 15 ist eine sehr starke Abhängigkeit des Betonkriechens von der Temperatur erkennbar. Die zwei Sommerserien S1 und S2, waren bis 10. 08. 2018 in der Halle der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG gelagert. In der Abbildung 15 ist dieser Zeitraum mit dem Buchstaben „O“ markiert und der Transporttag ist mit einer strichpunktierten Linie gekennzeichnet. In diesem Zeitraum entstanden Spannkraftverluste, die durch zweimaliges Nachspannen der großformatigen Betonkörper kompensiert wurden. Ein Ansteigen der Kriechstauchungen ist bis Anfang Oktober zu beobachten. In der ganzen Winterperiode von Anfang Oktober bis Ende März wurden bei der Sommerserie S1 und S2 fast keine Kriechstauchungen beobachtet. Erst Anfang April stiegen die Kriechstauchungen bei allen Körper markant an. Die gemessenen Kriechstauchungen der Abbildung 15 korrelieren mit der Darstellung der Spannkraften in Abbildung 10.

**Kriechen mit Vorspannkraft Serie S1 C30/37 und Serie S2 C50/60**

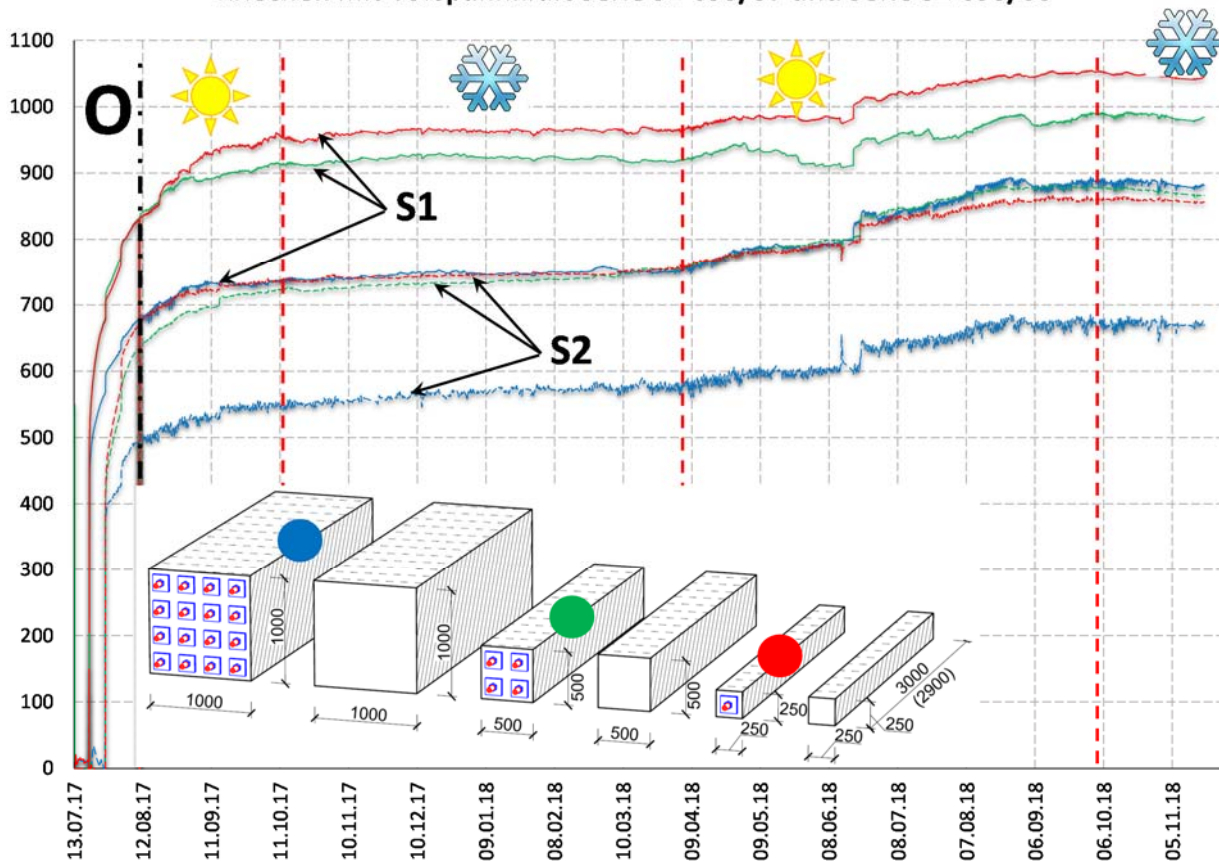


Abbildung 15 : Entwicklung der Kriechstauchungen der Serien S1 und S2

In der Abbildung 16 sind die gemessenen Schwindstauchungen des Betons mit einem kleinen Anteil an Verzerrungen infolge Temperaturänderungen dargestellt. Durch die Konstruktionsform der angewendeten Schwingensaitensensoren werden die Verzerrungen infolge Temperaturänderungen automatisch mit dem Ausdehnungskoeffizient  $\alpha_s = 12,2 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$  (Ausdehnungskoeffizient der Saite im Schwingensaitensensor) kompensiert. Der Einfluss der Temperatur ergibt sich in Abb. 16 aus der Differenz des Ausdehnungskoeffizienten des Betons  $\alpha_B$  und des Schwingensaitensensors  $\alpha_s$  multipliziert mit der Temperaturdifferenz  $\Delta T$ . Über die Ermittlung des tatsächlichen Ausdehnungskoeffizienten des Betons wird in Arbeitspaket 8 berichtet.

Die Messwerte in Abbildung 16 zeigen, dass nicht nur Schwindvorgänge zu sehen sind, sondern auch ein Quellen der großformatigen Betonkörper beobachtet werden konnte. Die Körper der Versuchsserie S2 (Beton C50/60) schwinden stärker, als jene der Versuchsserie S1 (Beton C30/37), weil bei diesen Körpern geringeres Quellen auftrat. Bei Schwindstauchungen kann, wie schon bei den Kriechstauchungen erwähnt wurde, ein gewisser Stillstand während der Winterperiode beobachtet werden.

**Schwinden der Serie S1 C30/37 und Serie S2 C50/60**

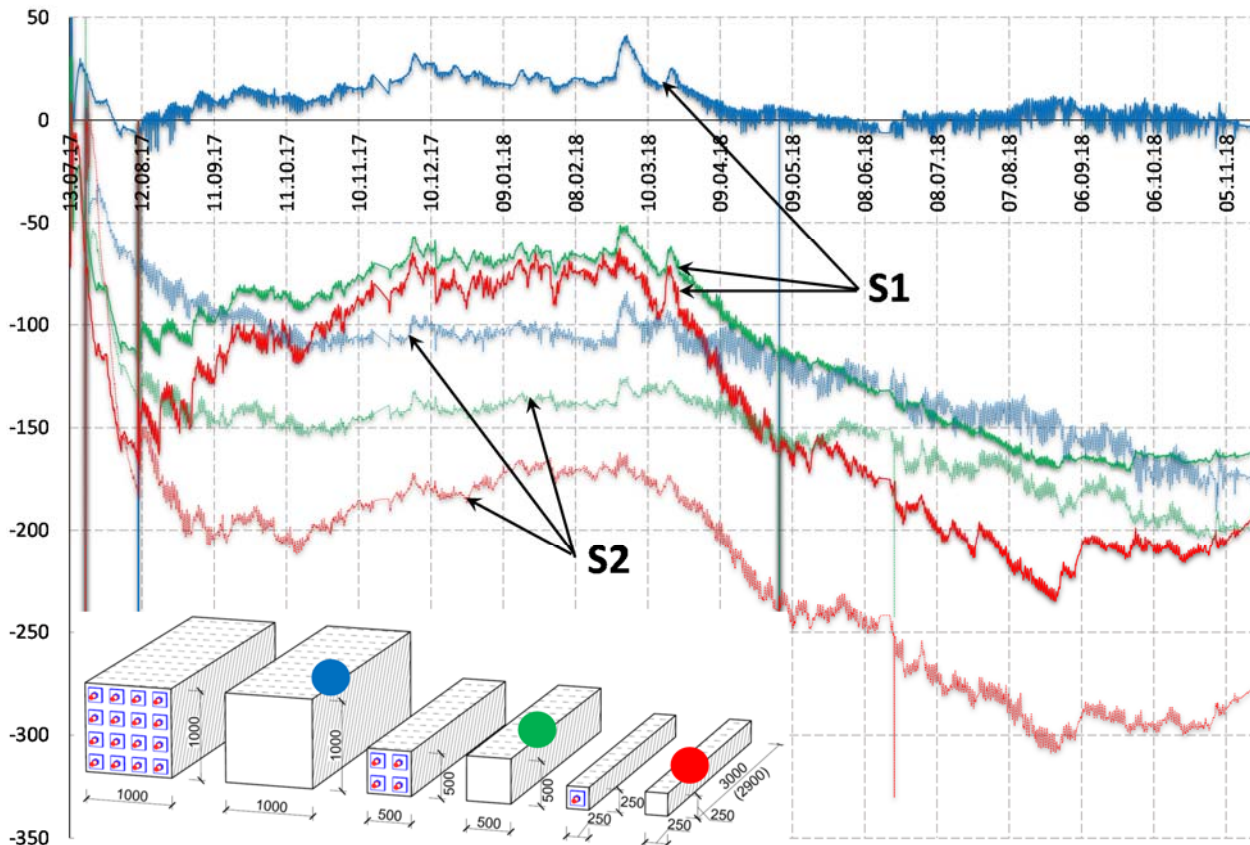


Abbildung 16 : Entwicklung der Schwindstauchungen der Serien S1 und S2 mit kleinem Einfluss der Temperatur

**Arbeitspaket 7: Vergleich der im Labor und im Freien gemessenen Materialkennwerte mit den Werten gemäß EC 2 und fib Model Code**

**Vergleich der Messergebnisse der Kriechstauchungen mit den theoretischen Modellen des EC 1992-1-1 und MC2010**

Die theoretische Funktion zur Beschreibung des Kriechens ist eine glatte Funktion mit abnehmendem Gradient. Der Gradient der gemessenen Kriechstauchungen ändert sich während der Messperiode. Dieser kann abnehmen, aber auch steigen, in Abhängigkeit von den Veränderungen der Umgebungsbedingungen (siehe Abb. 15). Aus diesem Grund ist am Anfang, als die Probekörper in der Halle der Firma Franz Oberndorfer GmbH & Co KG gelagert waren, ein sehr guter Einklang der gemessenen Kriechstauchungen mit den theoretischen Modellen (siehe Abb. 17) zu beobachten. Die Halle hatte sozusagen Laborbedingungen simuliert. Das Modell des MC2010 weist größere Stauchungen am Anfang nach der Belastung der Betonkörper auf. Dies beschreibt die Messergebnisse besser, als es bei dem Modell des EC 1992-1-1 der Fall ist (siehe Abb. 17).

In der kalten Winterperiode sind die Gradienten der gemessenen Kriechstauchungen und der theoretischen Modelle unterschiedlich. Die theoretischen und gemessenen Endwerte des Kriechens bei der Versuchsserie S1 verhalten sich jedoch über die ganze Messperiode kongruent (siehe Abb. 17).

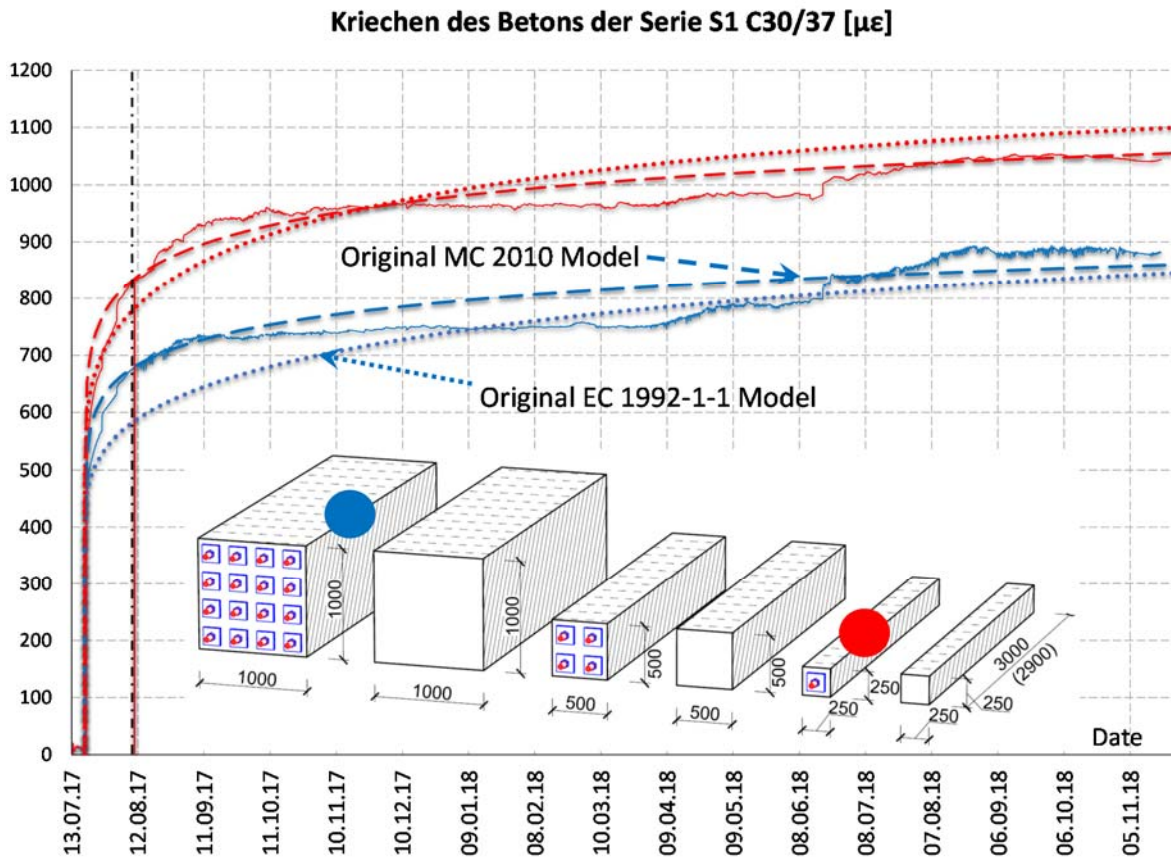


Abbildung 17 : Gemessene und theoretische Kriechstauchungen der großformatigen Betonkörper der Versuchsserie S1

Die Versuchsserie S4 weist größere Kriechstauchungen auf, als die Versuchsserie S1. Die realen Kriechstauchungen werden bei der Serie S4 von beiden theoretischen Modellen unterschätzt (siehe Abb. 18). Die größten Abweichungen zwischen den theoretischen und realen Kriechstauchungen finden ab Ende März 2018 statt. Zu diesem Zeitpunkt begannen die Kriechstauchungen, gleichzeitig mit dem Übergang von der Winter- zur Sommerperiode, rasch anzusteigen.

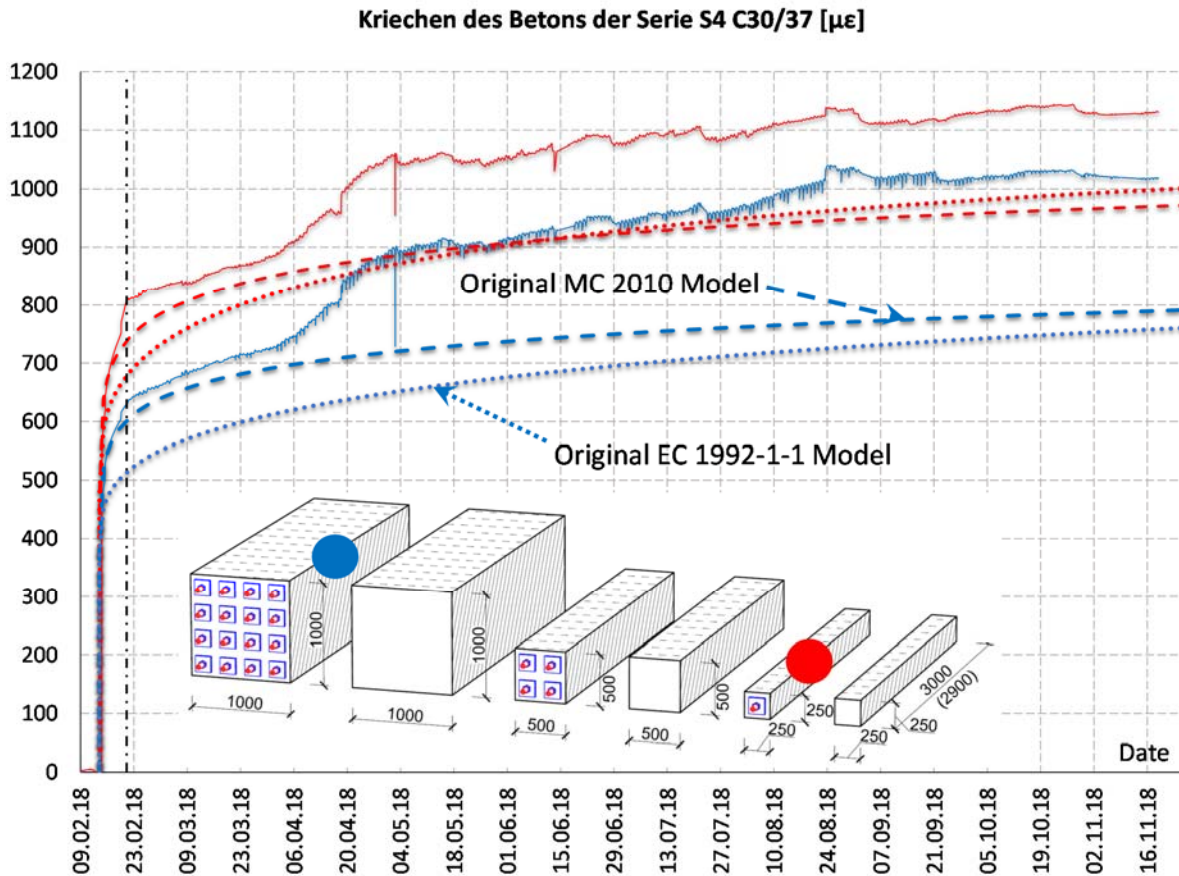


Abbildung 18 : Gemessene und theoretische Kriechstauchungen der großformatigen Betonkörper der Versuchsserie S4

### **Arbeitspaket 8: Entwicklung von geeigneten Betonmaterialmodellen zur Beschreibung des Kriechens und Schwindens sowie für $E_c$ und $\alpha_T$ von in Österreich verwendeten Betonen**

#### **Weiterentwicklung der Kriechmodelle des EC 1992-1-1 und MC2010**

Ein besserer Einklang der gemessenen mit den theoretischen Kriechstauchungen wird durch Implementierung der Gleichung (1) aus AP 3 in die bestehenden Modelle des EC 1992-1-1 und des MC2010 erhalten (siehe Abb. 19 und Abb. 20). Gleichung (1) skaliert die Zeitachse und ermöglicht es dadurch den Kriechstillstand während der Wintersaison und den darauffolgenden Anstieg des Kriechens ab Ende März 2018 realitätsnah zu beschreiben. Ein dadurch sehr guter Einklang der gemessenen Kriechstauchungen mit den Ergebnissen der theoretischen Modelle ist an dem kleinen Körper der Serie 1 zu beobachten (siehe Abb. 19). Bei anderen Körpern (S1 groß und S4 (klein und groß siehe Abb. 19 und Abb. 20)) ist zu sehen, dass das erweiterte Modell des MC2010 sehr genau die Entwicklung des Kriechens während der ersten Monate beschreibt. Später aber (nach ca. 60 Tagen), entsprechen die Gradienten der gemessenen Kriechstauchungen besser dem erweiterten EC 1992-1-1 Modell.

Mit dem Upgrade der bestehenden Modelle durch die Gleichung (1) gibt es bessere Übereinstimmungen mit den Messergebnissen, als bei Verwendung der originalen Modelle (siehe Abb. 19 und Abb. 20). Bei der Winterserie S4 ergeben sich bei den erweiterten Modellen größere Kriechstauchungen und dadurch realistischere Ergebnisse, als mit den originalen Modellen, weil die Gleichung (1) das reale Betonalter bei der Erstbelastung (6 Tage) verkleinert und deswegen ein theoretisch jüngerer Betonkörper belastet wird, der dadurch größere Kriechstauchungen aufweist.

Die Gradienten des erweiterten Modells des MC2010 sind kongruent mit den gemessenen Kriechstauchungen der Betonkörper der Versuchsserie S4, mit Ausnahme des raschen Anstieges der Kriechstauchungen, der ab

Ende März 2018 stattgefunden hat (siehe Abb. 20). Es ist derzeit noch nicht klar, ob in diesem Zeitraum durch die Veränderung der klimatischen Bedingungen (Wechsel Winter/Sommer) ein bisher unbekanntes Kriechphänomen stattgefunden hat oder ob nur eine geringe Anpassung des MC2010 Modells erforderlich wäre. Das Modell im MC2010 ermöglicht eine Anpassung des Modells an die Messergebnisse mittels vier Koeffizienten ( $\xi$ ).

Die Entwicklung einer passenden Möglichkeit zur Beeinflussung/Anpassung des Modells, zur Erzielung genauerer Ergebnisse, wird im Fokus des nächsten Forschungsjahres liegen.

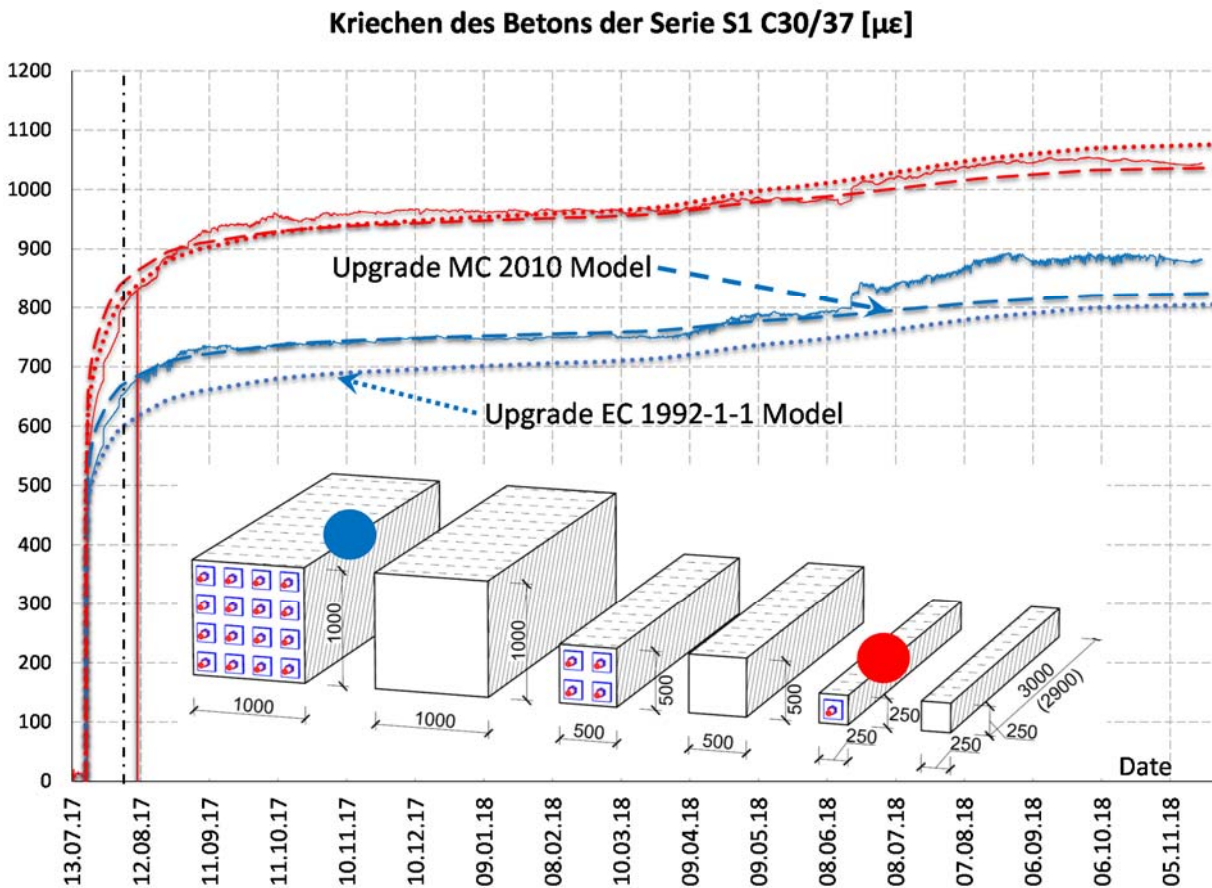


Abbildung 19 : Gemessene Kriechstauungen der großformatigen Betonkörper der Versuchsserie S1 im Vergleich mit den erweiterten, theoretischen Modellen des EC 1992-1-1 und MC2010

**Kriechen des Betons der Serie S4 C30/37 [ $\mu\epsilon$ ] Upgrade Model x1,0**

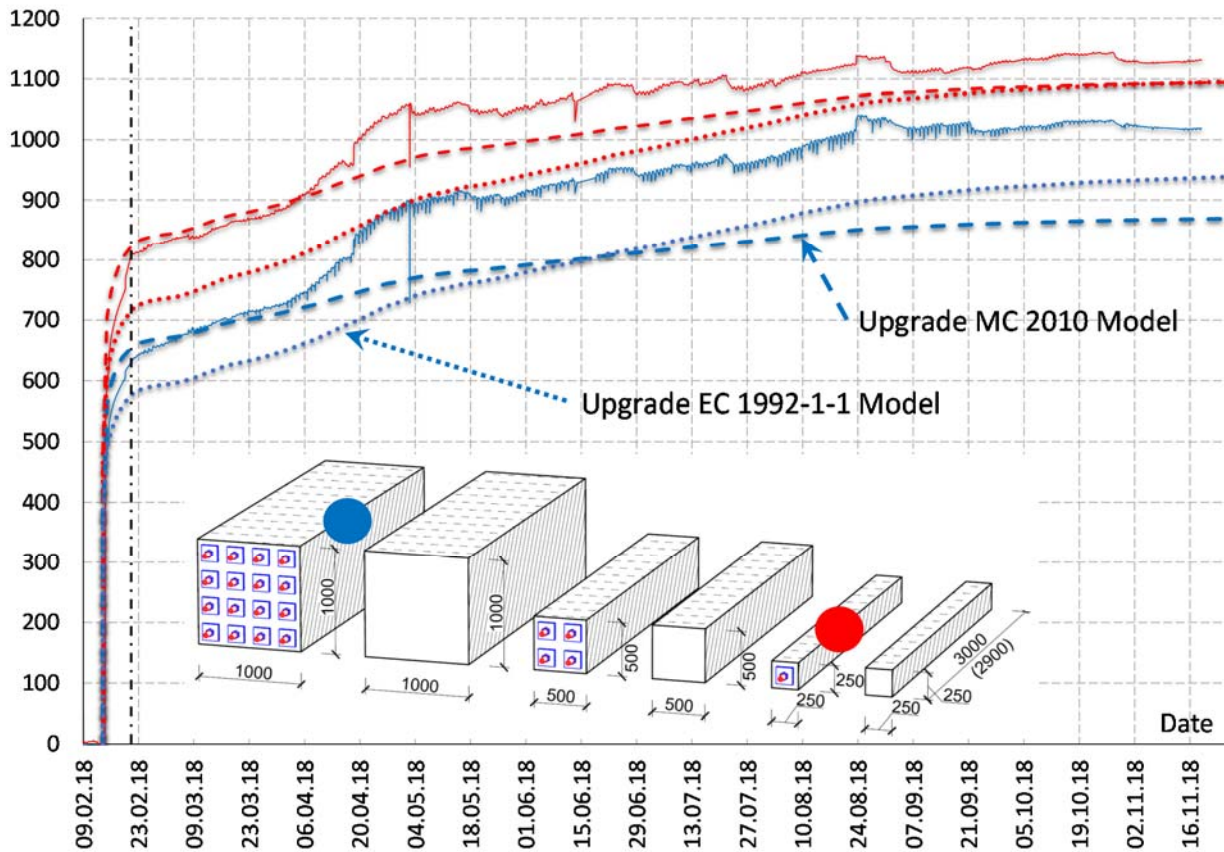


Abbildung 20 : Gemessene Kriechstauchungen der großformatigen Betonkörper der Versuchsserie S4 im Vergleich mit den erweiterten, theoretischen Modellen des EC 1992-1-1 und MC2010

**Bestimmung des Ausdehnungskoeffizienten der großformatigen Betonkörper**

Der Ausdehnungskoeffizient wird meistens in einem Labor, durch Messen der Verzerrungen während zwei Temperaturzuständen des Versuchskörpers, bestimmt. Die im gegenständlichen Projekt eingesetzte, hochgenaue Messtechnik erlaubt jedoch die Bestimmung des Ausdehnungskoeffizienten anhand der natürlichen Tagestemperaturschwankungen (siehe Abb. 21). Für die Analyse werden nur jene Tage herangezogen, bei denen die Temperaturdifferenz im betrachteten Betonkörper mindestens 6 °C betrug. In der Abb. 21 ist zu beobachten, dass der Ausdehnungskoeffizient kontinuierlich variiert (rote Punkte). Die Sinusfunktion (blau) in Abb. 21 stellt die Tendenz der Entwicklung des Ausdehnungskoeffizienten dar und dient der besseren Lesbarkeit des Diagramms. Die Veränderung des Ausdehnungskoeffizienten während der Zeit ist auf die Auswirkungen der Veränderungen der klimatischen Bedingungen zurückzuführen. Bei dem kleinsten Körper der Versuchsserie variiert die Wärmedehnzahl zwischen  $10,5 \cdot 10^{-6}$  (Winter) und  $12,25 \cdot 10^{-6}$  [ $K^{-1}$ ] (Sommer). Die Schwankung der Wärmedehnzahl beträgt somit beim aktuellen Beton unter den vorherrschenden klimatischen Bedingungen cirka 15%.

### Ausdehnungskoeffizient des Betons

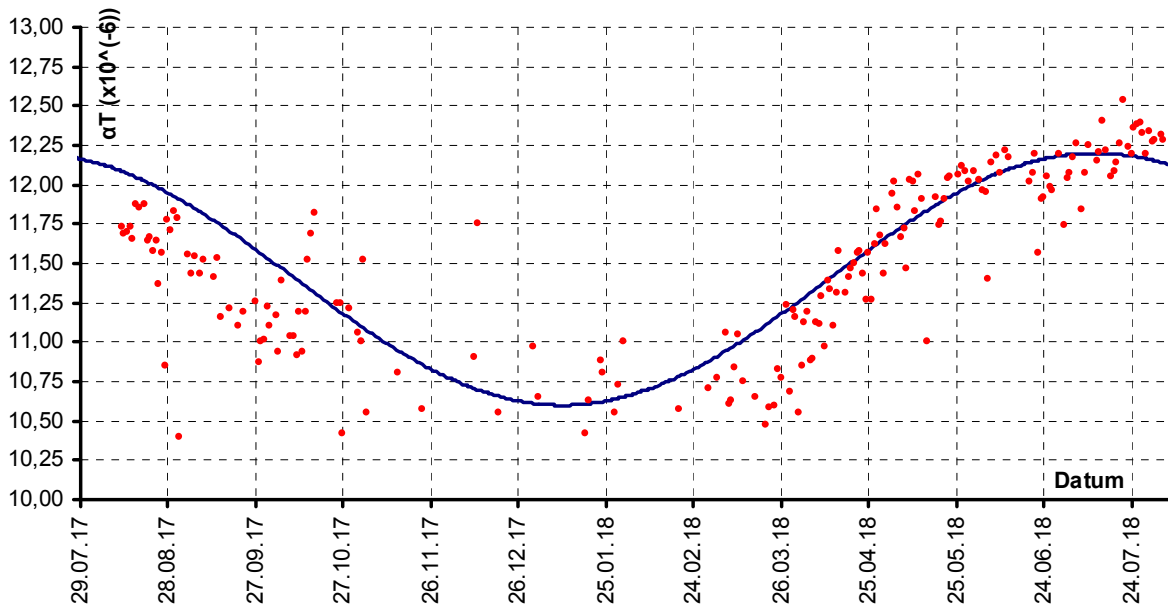


Abbildung 21 : Gemessene Ausdehnungskoeffizienten des kleinen Körpers der Versuchsserie S1 (rote Punkte) während des ersten Forschungsjahres

### Bestimmung des Elastizitätsmoduls an den großformatigen Betonkörpern

Probekörper können im Labor für die Bestimmung des E-Moduls des Betons relativ rasch belastet werden. Die DIN EN 12390-13 empfiehlt eine Belastungsgeschwindigkeit von  $(0,6 \pm 0,2)$  MPa/s und die Belastung höchstens 20 s zu halten. Diese Vorgaben wurden getroffen, damit der Einfluss des Kriechens minimiert wird.

In der Abb. 22 sind die Ergebnisse einer theoretischen Studie zusammengefasst. In dieser Untersuchung wurde der Einfluss des Kriechens auf die Bestimmung des E-Moduls in Abhängigkeit von der Belastungsdauer analysiert. Wenn die Belastung theoretisch unendlich schnell aufgebracht werden würde, dann ergibt sich ein Wert für den E-Modul, der ident mit dem Normwert ist (100%). Wird die Belastung innerhalb von zwei Minuten linear aufgebracht, erhält man im Endeffekt eine größere Stauchung, der E-Modul wird dadurch scheinbar kleiner. Er sinkt dabei auf 97,4% des tatsächlichen E-Moduls. Die Differenz von 2,6% entspricht dem Kriechanteil, der sich innerhalb von zwei Minuten einstellt. Bei einer Belastungsdauer von zehn Stunden sinkt der scheinbare E-Modul auf 75,2% des tatsächlichen E-Moduls ab. 24,8% entfallen auf den Anteil des Kriechens.

Bei einer realen Baukonstruktion kann das Aufbringen der Belastung im Zuge der Bauphasen Minuten, Stunden oder Tage dauern. Beim vorliegenden Projekt hatte das Aufbringen der vollen Vorspannkraft bei den großen Körper bis zu sechs Stunden gedauert, weil die Vorspannkraft stufenweise und gleichmäßig aufgebracht werden musste. Um den E-Modul des Betons von den Kriechanteilen zu trennen, wurde eine detaillierte numerische Analyse des Belastungsprozesses durchgeführt. Dazu wurden die Messdaten mit einem numerischen Modell verglichen (siehe Abb. 23). Das numerische Modell wurde derart angepasst, dass es dem Stauchungsverlauf während der Belastungsaufbringung und in der Zeit von mindestens zehn Tagen danach folgt. Die Idee zu dieser Vorgangsweise folgte aus der Überlegung, dass es unendlich viele Möglichkeiten gibt, um den Belastungsprozess zu beschreiben wenn der E-Modul oder die Kriechfunktion falsch definiert werden. Es gibt aber nur eine Lösung, die den ganzen Zeitraum während und nach der Belastung realitätsnah beschreiben kann. Ein Unter- oder Überschätzen der Kriechfunktion beziehungsweise des E-Moduls würde zu Unterschieden zwischen dem theoretischen Modell und den Messwerten führen. Stimmt das theoretische Modell nach der Aufbringung der Belastung mit den Messdaten überein, stimmt es auch für den Zeitraum während der Belastungsaufbringung. Diese Analyse ermöglicht es, den Kriechanteil aus den Messdaten zu separieren und somit den tatsächlichen E-Modul zu bestimmen. Der derart bestimmte E-Modul ist vergleichbar mit den Normwerten beziehungsweise mit im Labor bestimmten Werten.



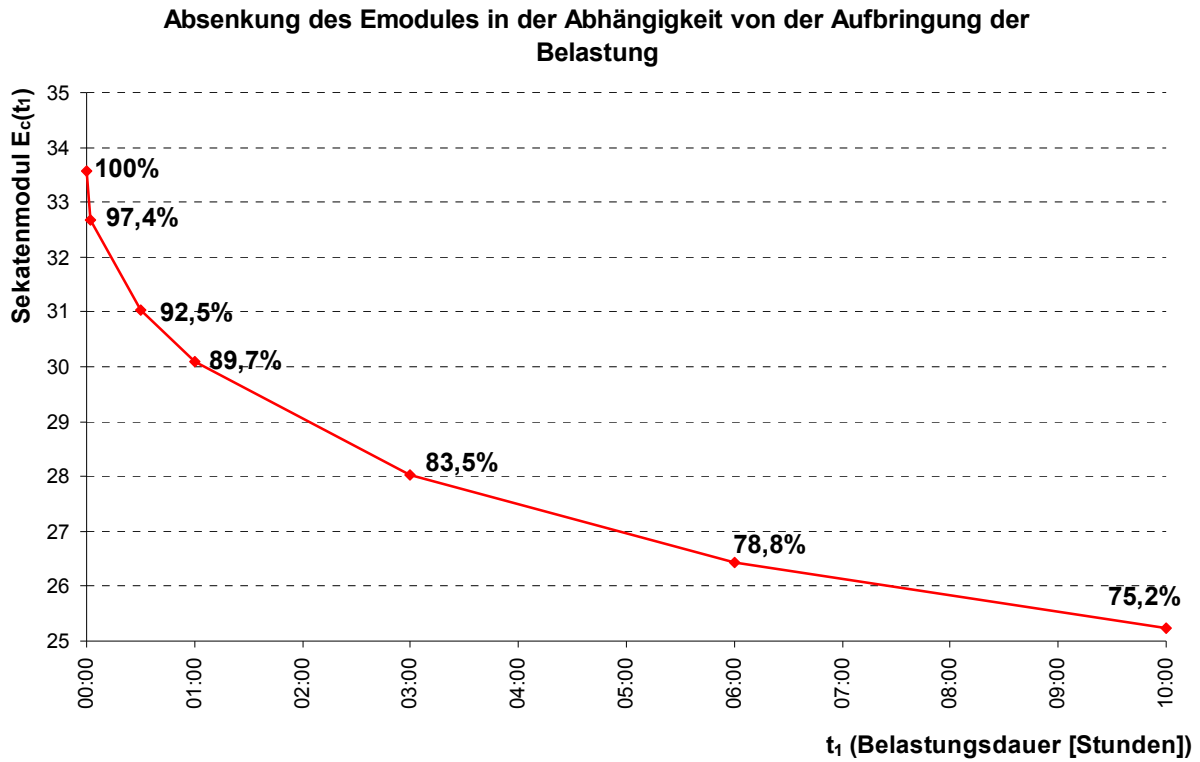


Abbildung 22 : Theoretische Abnahme des E-Moduls bei Erhöhung der Lastaufbringungsdauer

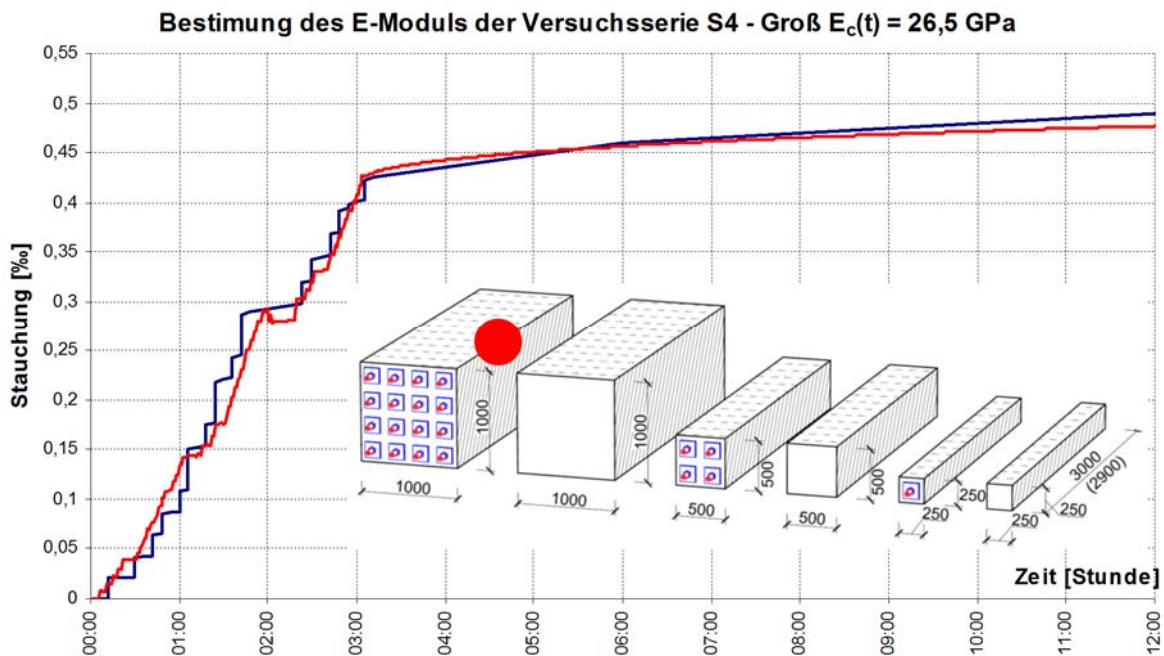


Abbildung 23 : Bestimmung des E-Moduls an dem großen Körper der Serie S4

Die Ergebnisse der Analyse sind in der Abb. 24 dargestellt. Bei allen vier Serien zeigt sich das gleiche Phänomen. Die großen Prüfkörper (blaue Säulen) jeder Serie hatten den größten E-Modul und die kleinen Körper den kleinsten E-Modul (roten Säulen). Die Labor-Probekörper wiesen jeweils einen größeren E-Modul

als sämtliche großformatige Körper jeder Serie auf. Gründe dafür sind, dass die Laborkörper anders gelagert waren (andere Umgebungstemperatur, Lagerung im Wasser) und anders belastet wurden. Die Probekörper im Labor wurden normgemäß mehrmals be- und entlastet, bis die Bestimmung des E-Moduls erfolgte. Diese Einflüsse führten dazu, dass der E-Modul jeweils größer als bei den großformatigen Probekörpern ist. Aufgrund des Betonalters ist der E-Modul der Labor-Probekörper nach 28 Tagen natürlich größer, als der E-Modul nach sechs Tagen. Der 6-Tages E-Modul der Labor-Probekörper wurde bestimmt, da das Vorspannen der großformatigen Probekörper nach sechs Tagen erfolgte.

Angaben über eine Abhängigkeit des E-Moduls von den Abmessungen der Probekörper konnten weder in den Normen, noch in sonstiger Literatur gefunden werden. Eine Erklärung für dieses beobachtete Phänomen könnte der Einfluss der Entwicklung der Hydrationswärme sein. Bei dem Versuchskörper S1 groß wurde eine maximale Temperatur in Folge Hydratation von 50 °C gemessen. Eine erhöhte Temperatur war noch fünf Tage lang nach der Herstellung der Probekörper zu beobachten. Bei dem Versuchskörper S1 klein betrug die maximale Temperatur in Folge der Hydratation nur 35 °C. Nach nur zwei Tagen nach der Herstellung war die Hydrationswärmeentwicklung abgeschlossen. Diese unterschiedlichen Randbedingungen werden ähnliche Auswirkungen auf die Betoneigenschaften haben wie eine Wärmebehandlung in einem Betonfertigteilwerk.

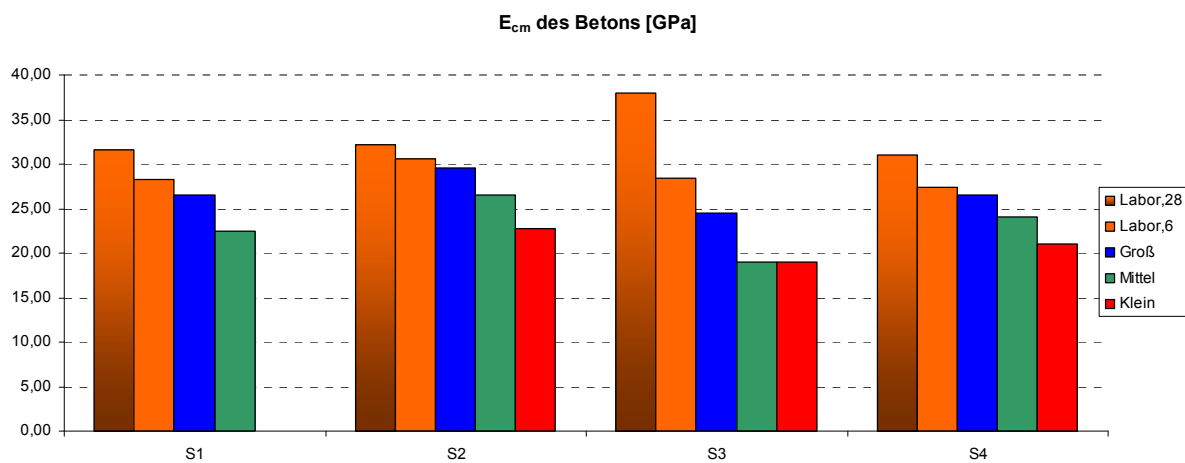


Abbildung 24 : Vergleich der ermittelten E-Moduln: Labor-Probekörper und großformatige Probekörper

### **Arbeitspaket 9: Erarbeitung von Empfehlungen für die Annahmen von $E_c$ und $\alpha_T$ sowie für die zeitliche Entwicklung der Schwind- und Kriechverformungen bei der Planung von Bauwerken**

Arbeitspaket beginnt erst im Februar 2019.

#### **• Projektteam und Kooperationen**

- Gibt es wesentliche Veränderungen im Projektteam (interne SchlüsselmitarbeiterInnen und externe Partner/Dritteleister)?
- Gehen Sie auf Änderungen in der Arbeitsaufteilung ein.  
Gibt es Auswirkungen auf die Kosten- / Finanzierungsstruktur und die Zielsetzung?

Es gibt keine Änderungen im Projektteam, in der Arbeitsaufteilung, in der Kostenstruktur und in der Zielsetzung.

#### **• Wirtschaftliche und wissenschaftliche Verwertung**

- Beschreiben Sie die bisherigen Verwertungs- und / bzw. Weiterverbreitungsaktivitäten.  
Ist eine Verwertung möglich?
- Listen Sie Publikationen, Dissertationen, Diplomarbeiten sowie etwaige Patentmeldungen,

die aus dem Projekt entstanden sind, auf.

- Welche weiterführenden F&E-Aktivitäten sind geplant?
- Wie werden die im Projekt geschaffenen Prototypen weiter verwendet?

Der Artikel: „Comparison of creep and shrinkage of large concrete specimens with theoretical models“ von Suza, Kollegger, Breiner wurde am *fib*-Kongress in Melbourne im Oktober 2018 veröffentlicht und dem wissenschaftlichen Publikum vorgestellt. Der Vortrag führte zu einer positiven und produktiven Diskussion innerhalb der Zuhörer.

Herr Eduard Bazár hat seine Diplomarbeit: „Kriechen und Schwinden von großformatigen Betonkörpern“, in welcher die Ergebnisse der ersten beiden Versuchsserien aufgezeigt werden, mit der Note: Sehr gut abgeschlossen.

Der Artikel: „Comparison of real and theoretical creep strains of large concrete specimens during changing environment conditions“ wurde für das *fib*-Symposium in Krakow 2019 eingereicht.

Für den 2019 IABSE Congress in New York City eingereicht wurde ein Abstract mit dem Titel: „Influence of changing environment conditions on development of shrinkage strain and expansions coefficient of large concrete specimens“.

Die Ergebnisse des Forschungsprojekts fließen in die Dissertation von Herrn Dipl.-Ing. Dominik Suza, Ph. D. ein.

Herr Márk Máté verfasst zur Zeit eine Diplomarbeit über die Ergebnisse der beiden Winterserien S3 und S4.

## • Erläuterungen zu Kosten & Finanzierung

- Die Abrechnung erfolgt direkt im eCall bzw. bei bis Sept. 2015 eingereichten Projekten via Excel. Im eCall wird Ihnen automatisch die für Sie richtige Variante präsentiert.
- Beachten Sie den FFG Kostenleitfaden ([www.ffg.at/kostenleitfaden](http://www.ffg.at/kostenleitfaden)) und Ausschreibungsdokumente.
- Abweichungen vom Kostenplan sind an dieser Stelle zu beschreiben und zu begründen.

Folgende Abweichungen vom Kostenplan sind aufgetreten:

## • Projektspezifische Sonderbedingungen und Auflagen

- Gehen Sie auf projektspezifische Sonderbedingungen und Auflagen (laut §6 des Förderungsvertrags) ein, sofern diese im Förderungs- bzw. Werkvertrag vereinbart wurden.

Die projektspezifische Bedingungen und Auflagen werden eingehalten.

## • Meldungspflichtige Ereignisse

Gibt es besondere Ereignisse rund um das geförderte Projekt, die der FFG mitzuteilen sind (siehe auch Richtlinien – Anhang zu 5.3., 5.3.5), z.B.

- Änderungen der rechtlichen und wirtschaftlichen Einflussmöglichkeiten bei dem/der Förderungsnehmer/in
- Insolvenzverfahren
- Ereignissen, die die Durchführung der geförderten Leistung verzögern oder unmöglich machen
- Weitere Förderungen für dieses Projekt

Im ersten Forschungsjahr gab es keine meldepflichtigen Ereignisse.