

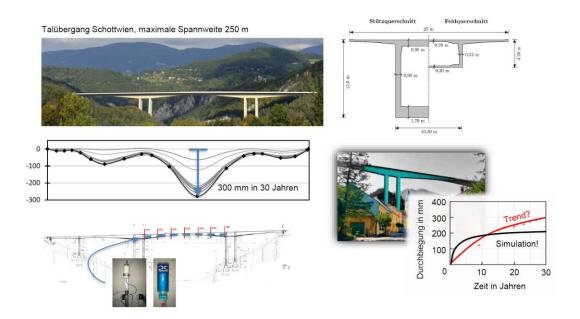




Ganzheitliche Betrachtung des Verformungsverhaltens von Freivorbaubrücken aus Spannbeton

ConDef

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung 2016 (VIF 2016)



Seite 1 ConDef





Impressum:

Herausgeber und Programmverantwortung:

Bundesministerium für Klimaschutz Abteilung Mobilitäts- und Verkehrstechnologien Radetzkystraße 2 1030 Wien Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft Rotenturmstraße 5-9 1010 Wien



Für den Inhalt verantwortlich:

Technische Universität Graz Institut für Betonbau Lessingstraße 25/I A – 8010 Graz



VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH Untere Viaduktgasse 2 A – 1030 Wien



Programmmanagement:

Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft mbH Thematische Programme Sensengasse 1 1090 Wien



Seite 2 ConDef





Ganzheitliche Betrachtung des Verformungsverhaltens von Freivorbaubrücken aus Spannbeton

ConDef

Ein Projekt finanziert im Rahmen der Verkehrsinfrastrukturforschung 2016 (VIF2016)

AutorInnen:

TU Graz - Institut für Betonbau

Assoc.Prof. Dr. Dirk SCHLICKE
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue NGUYEN
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Duc Tung NGUYEN
DI Eva DORFMANN
DI Daniel GHEORGHIU

VCE ZT GmbH

DI Peter FURTNER
DI Martin FRITZ

Seite 3 ConDef





Auftraggeber:

Bundesministerium für Klimaschutz

Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs-Aktiengesellschaft

Auftragnehmer:

Technische Universität Graz - Institut für Betonbau VCE Vienna Consulting Engineers ZT GmbH

Seite 4 ConDef





Inhaltsverzeichnis

Arbeits	paket 2 – Literaturstudie und Bestandsaufnahme	8
2.1	Allgemeines und Zielsetzung	8
2.2	Internationale Erfahrungen zur Thematik	8
2.3	Zusammenfassung der Literaturstudie	11
2.4	Verformungsentwicklung von Bauwerken als Datenbasis für AP4 und AP7	12
2.4	.1 TÜ Schottwien	12
2.4	.2 TÜ Lavant	17
Arbeits	paket 3 – Analyse wesentlicher Kriechmodelle	21
3.1	Allgemeines und Zielsetzung	21
3.2	Wesentliche Kriechmodelle für die Tragwerksplanung und deren Unterschiede	21
3.2	.1 Allgemeines	21
3.2	.2 Modellvergleich Schwinden	23
3.2	.3 Modellvergleich Kriechen	26
3.3	Festlegungen für die rechnerische Untersuchung in AP4 und AP7	28
Arbeits	paket 4 – gewöhnliche Balkenmodellrechnungen	30
4.1	Allgemeines und Ziele	30
4.2	Berechnung der zeitlichen Verformung des TÜs Schottwien	31
4.3	Zwischenfazit	39
Arbeits	paket 5 – Bauwerkmonitoring TÜ Schottwien	41
5.1	Allgemeines und Zielsetzung	41
5.2	Aufbau des Monitoringprogramms	42
5.2	.1 Allgemeine Anforderungen an ein Bauwerksmonitoringsystem	42
5.2	.2 Anforderungen an das Bauwerksmonitoringsystem am TÜ Schottwien	42
5.2	.3 Systemkonzept	43
5.2	.4 Sensorlayout	44
5.2	.5 Sensoren	47
5.2	.6 Messsystem, Systemarchitektur	50
5.2	.7 Web-User-Interface	51
5.3	Messergebnisse	
5.3	.1 Temperaturen	57
5.3	3 3	
5.3		
5.4	Monitoringempfehlung	61





5.4.	1 Tragwerke mit einer Feldlänge unter 100m:	61
5.4.	2 Tragwerke mit einer Feldlänge über 100m	61
Arbeitsp	oaket 6 – Kriechen des Bauwerkbetons	62
6.1	Allgemeines und Zielsetzung	62
6.2	Entnahmeprogramm	62
6.3	Probenvorbereitung und Versuchsaufbau	64
6.4	Messergebnisse	65
6.5	Diskussion der Messergebnisse	66
Arbeitsp	paket 7 – 3D-FE-Modell und Parameterstudie	71
7.1	Allgemeines und Zielsetzung	71
7.2	Vorbemerkungen	71
7.3	3D-FE-Simulation TÜ Schottwien	73
7.3.	1 FE-Idealisierung	73
7.3.	2 Materialmodell	76
7.3.	3 Zeitsteuerung inklusive Bauablauf	79
7.3.	4 Einwirkung und klimatische Randbedingungen	81
7.3.	5 Berechnungsergebnisse	81
7.4	Parameterstudie	85
7.4.	3	
7.4.	2 Wesentliche Ergebnisse	86
7.5	Schlussfolgerung für Praxismodelle von Freivorbaubrücken	89
Arbeitsp	paket 8 – Auswertung des Monitorings	92
8.1	Allgemeines und Zielsetzung	92
8.2	Bleibende Verformung im Überbau gemäß Schlauchwaagenmessung	92
8.3	Analyse der Temperaturmessungen	95
8.3.	1 Darstellung der Messergebnisse für Tages- und Jahresgang	96
8.3.	Nachrechnung der Temperaturfelder in den Messquerschnitten	100
8.3. und	Vergleich der punktuellen Temperaturen aus der thermodynamischen der tatsächlichen Messung	
8.3.	Zerlegung der Temperaturverteilung im Querschnitt	105
Arbeitsp	paket 9 – Ursachenfindung	109
9.1	Allgemeines und Zielsetzung	109
9.2	Resümee zu den bisherigen Erkenntnissen	109
9.3	Bereinigung der geodätischen Messkurve um Temperatureffekte	111





	9.4	Dezidierte Analyse der einzelnen Verformungsanteile	. 114
	9.5	Einfluss von lokalem Erreichen der Zugfestigkeit	. 116
	9.5.	1 Spannungen infolge Last im Gebrauchszustand	. 116
	9.5.	2 Spannungen infolge behinderter Temperaturverformungen	. 121
	9.5.	3 Verformungszunahme bei erhöhten Zugspannungen	. 124
A	rbeitsp	oaket 10 – Empfehlungen für die Praxis	.128
	10.1	Allgemeines und Zielsetzung	. 128
	10.2	Vorschläge für den Umgang mit den Bauwerksmessdaten des TÜ Schottwiens	. 128
		Empfehlungen für die Planung von neuen Brücken und Nachrechnungen nenden Brücken	





ARBEITSPAKET 2 – Literaturstudie und Bestandsaufnahme

AutorInnen: Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Tung Duc Nguyen (ehem. TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

DI Eva Dorfmann (TU Graz – IBB)

DI Daniel Gheorghiu (TU Graz – IBB)

2.1 Allgemeines und Zielsetzung

In diesem Arbeitspaket sollen zunächst die internationalen Erfahrungen zu dieser Thematik recherchiert werden. Der Fokus liegt hierbei darauf mögliche Zusammenhänge von Bauwerkseigenschaften und Verformungszunahme zu identifizieren Des Weiteren sollen die Verformungsentwicklungen von ausgewählten Bauwerken als Datenbasis für AP4 und AP7 ausgewertet werden.

Neben einer Studie der einschlägigen Literatur werden die internationalen Erfahrungen auf diesem Gebiet über eine Mitarbeit im WP 2.1 des *fib* und Austausch mit Mitgliedern des abgeschlossenen TC 242-MDC von RILEM gesammelt. In Abstimmung mit dem Betreuerkreis werden außerdem die Ergebnisse der Verformungsmessung für das Bauwerk TÜ Schottwien und des TÜ Lavant ausgewertet.

Ziel dieses Arbeitspaket ist die Schaffung einer breiten Wissensbasis zum bisherigen Kenntnisstand hinsichtlich unerwarteter Verformungszunahme von Freivorbaubrücken. Darüber hinaus wird eine Datenbasis zur Nachrechnung von ausgewählten Freivorbaubrücken erstellt.

2.2 Internationale Erfahrungen zur Thematik

Die tatsächlichen Verformungen von Freivorbaubrücken weichen in vielen Fällen von den prognostizierten Werten ab. Dies kann sich dadurch äußern, dass die Absolutwerte der Verformungen nach einer gewissen Zeit die Anforderungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit überschreiten. In vielen Fällen können aber auch deutliche Unterschiede im zeitlichen Verlauf, mit dem sich diese Verformungen einstellen, gegenüber der rechnerisch prognostizierten Verformungshistorie beobachtet werden. Wenngleich in diesen Fällen die Absolutwerte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit noch eingehalten werden, so wird hierdurch die Beurteilung der zukünftigen Verformungsentwicklung und die Planung von Sanierungsmaßnahmen stark erschwert.

Seite 8 ConDef





Große Aufmerksamkeit für diese Thematik entstand mit dem extremen Fall der Karor-Babeldaob-Brücke in Palau, die nach einer erheblichen Verformungszunahme im Zeitverlauf saniert werden sollte. Kurze Zeit nach der teilweisen Rückstellung dieser Verformungen durch nachträgliche Vorspannung stürzte die Brücke jedoch ohne Vorankündigung ein. Daraufhin wurden umfangreiche Untersuchungen zu den Ursachen angestellt und das Forschungsfeld sehr breit aufgerollt. Es entstanden verschiedenste Arbeitsgruppen und Empfehlungen, abgesichert durch zahlreiche Forschungsprojekte und Dissertationen. Im Rahmen der Literaturstudie wurden ausgewählte Freivorbaubrücken näher betrachtet und relevante Aspekte vertieft. Nachfolgend wird ein Ausschnitt dieser Literaturstudie gegeben und anschließend eine kleine Zusammenfassung gegeben.

Karor-Babeldaob-Brücke, Palau

Die Karor-Babeldaob-Brücke befindet sich zwischen den Inseln Koror und Babeldaob in der Republik Palau, einem Inselstaat im Pazifischen Ozean. Die Brücke wurde im Jahr 1977 als Dreifeldsystem mit einem Gelenk in der Mitte des Hauptfelds errichtet und hatte eine Spannweite im Hauptfeld von 240,8 m (Abb. 2-1).

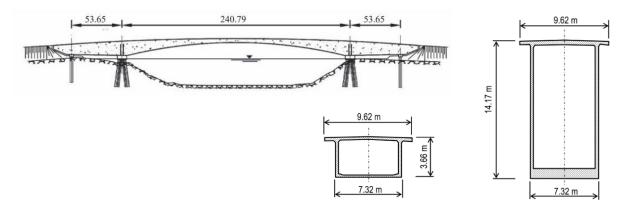


Abb. 2-1 Brücke Karor-Babeldaob: Längsschnitt und Querschnitte in Brückenmitte sowie am Stützanschnitt

In den ersten zwei Jahren nach Brückenerrichtung waren die Verformungen relativ klein, danach konnte eine schnelle Zunahme beobachtet werden, s. [1]. Die Durchbiegung in der Mitte des Hauptfelds erreichte im Jahr 1996 schließlich einen Wert von 1,61 m, [2]. Um die entstandenen Verformungen auszugleichen, wurde eine zusätzliche, externe Vorspannung im Inneren des Querschnittskastens ausgeführt. Die Spannglieder erstreckten sich über die gesamte Überbaulänge und wurden an den Randfeldern verankert. In Feldmitte wurden die Spannglieder zudem nach unten geführt, um eine Auftriebskraft zu erzeugen.

Zusätzlich zu der externen Vorspannung wurde eine Änderung des statischen Systems vorgenommen. Dabei wurde das Gelenk in Feldmitte des Hauptfeldes zu einer monolithisch biegesteifen Verbindung der Kragarme umgebaut. Hierdurch sollte im Überbau eine Durchlaufwirkung aktiviert werden, um eine mögliche anhaltende Verformungszunahme zu verlangsamen. Die Verstärkung führte jedoch in weiterer Folge zum Versagen des Bauwerks.

Seite 9 ConDef





Am 26. September 1996, ungefähr drei Monate nach der beschriebenen Maßnahme, stürzte die Brücke ein.

Viadukt La Lutrive

Viadukt La Lutrive wurde im Jahr 1973 in der Schweiz gebaut.

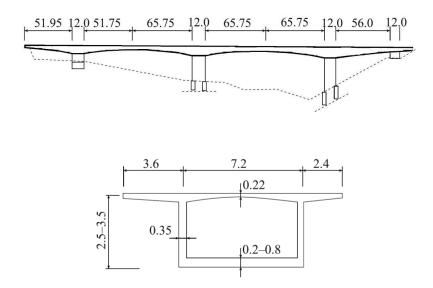


Abb. 2-2 Viadukt La Lutrive: Längsschnitt und Feldquerschnitt

Die Verformung in der Mitte der Hauptspannweite betrug nach 15 Jahren 150 mm. Zuvor stellte sich aber eine Verformung nach oben ein, die nach ca. 3,5 Jahren 22 mm betrug. Nach [3] wird dieses Verformungsverhalten auf das Schwindverhalten bei Hohlkastenquerschnitten zurückgeführt. Zunächst führte das schnellere Trocknungsschwinden im dünneren Obergurt zu einer Verkürzung gegenüber dem dickeren Untergurt, was zum Abheben des Überbaus führt. Erst als das später einsetzende Trocknungsschwinden im Untergurt eine nennenswerte Größe gegenüber dem Obergurt aufwies, kehrte sich das Vorzeichen in der Verformungszunahme um. Die Analyse des Tragwerks basierte auf mittleren Kriech- und Schwindwerten des gesamten Querschnitts, was sich lt. [3] als ungeeignet für die Ermittlung der Langzeitverformungen der Brücke erwies. Die Auswirkung der ungleichmäßigen Trocknung sollte berücksichtigt werden. Für eine ungefähre Abschätzung dieser Effekte ist es sinnvoll, das Schwinden und Kriechen in den verschiedenen Teilquerschnitten getrennt zu betrachten [3].

Savines Brücke

Savines Brücke (Le pont de Savines) befindet sich in Provence-Alpes-Côte d'Azur in Frankreich. Die Brücke wurde im Jahr 1960 im Freivorbau errichtet und hat eine Gesamtlänge von 924 m. Die Spannweite des Hauptfelds beträgt 77 m. Der Lückenschluss in der Feldmitte ist als Gelenk ausgeführt. In [4] wurde die Entwicklung der Langzeitverformungen

Seite 10 ConDef





entsprechend Eurocode 2 [5] betrachtet. Im Detail wurde die Verformungszunahme für einen Kragarm mittels Balkentheorie berechnet. Die so ermittelten Verformungen wurden hierbei mit den Höhenkontrollmessungen verglichen und dieser Vergleich zeigt deutlich, dass die Langzeitverformungen mit diesen Berechnungen deutlich unterschätzt wurden. Das Prognosemodell für die Verformungen wurde daher mit Hilfe einer Gewichtung der Koeffizienten korrigiert.

2.3 Zusammenfassung der Literaturstudie

Die Literaturstudie zeigte, dass die Verformungen bei nicht wenigen vorgespannten Freivorbaubrücken zum einen deutlich größer als die berechneten Verformungen sind, und zum anderen auch nach mehr als 20 Jahren noch keinen Endwert anstreben. In [6] und [7] werden umfangreiche Informationen zu den Aufzeichnungen der Langzeitverformungen von verschiedenen Freivorbaubrücken gegeben, wobei die Beobachtungen sehr unterschiedliches Verhalten im Einzelfall zeigen und zunächst keine allgemeingültigen Schlussfolgerungen Bspw. zeigten die zwei nebeneinanderstehenden und Freivorbaubrücken Ponts sur la Lutrive in den Feldern mit Gerbergelenken noch nach 20 Jahren eine kontinuierliche Verformungszunahme an, wobei eine Verstärkung mit externer Vorspannung in der einen Brücke zur Stabilisierung der Verformung führte, in der anderen Brücke jedoch nicht. Bei Freivorbaubrücken mit Durchlaufwirkung kann ebenfalls beides (Durchbiegungszunahme mit und ohne Stabilisierung) beobachtet werden, zum Teil sogar innerhalb einer Brücke wie im Falle der Pont sur le Talent. Eine Parameterstudie auf Grundlage von nichtlinearen Berechnungen im Rahmen der Untersuchungen von [6] zeigte vor allem, dass die endlose Verformungszunahme in den betrachteten Brücken sehr maßgeblich vom vorhandenen Vorspanngrad und in weiterer Folge durch das Auftreten bzw. die Vermeidung von Rissbildung beeinflusst werden. Die Bauwerkseigenschaften spielen hiernach eine große Rolle. Neben den genannten Fällen existiert noch eine Vielzahl von Berichten und Untersuchungen hinsichtlich anderer Brücken mit kritischen Verformungszunahmen, bspw. [8].

Seite 11 ConDef





2.4 Verformungsentwicklung von Bauwerken als Datenbasis für AP4 und AP7

Zur Analyse der Verformungsentwicklung von Freivorbaubrücken unter Berücksichtigung der Bauwerkssonderheiten wurden Unterlagen der folgenden Bauwerke zur Verfügung gestellt:

- TÜ Schottwien der Schnellstraße S6;
- TÜ Lavant der Autobahn A2;
- Murbrücke St. Michael, Objekt L204;
- TÜ Steyr der Autobahn A9; und
- Einige Bauwerke in Tirol.

In den oben genannten Bauwerken sind die Planungsunterlagen und Vermessungen der TÜs Schottwien und Lavant vollständig. Für die Murbrücke L204 sind nur die Statik und Pläne für die Verstärkung mit externer Vorspannung aus dem Jahr 1994 sowie eine Vermessung aus dem Jahr 2012 vorhanden. Für den TÜ Steyr und die Bauwerke in Tirol sind nur Bauwerkspäne vorhanden. Für die Analyse in AP2 und AP4 wurde daher zunächst nur näher auf die TÜs Schottwien und Lavant eingegangen. Diese beiden Bauwerke sind große Brücke, jedoch von ihren Eigenschaften her sehr unterschiedlich. Der Zusammenhang zwischen den Bauwerkseigenschaften und dem Verformungsverhalten wird nachfolgend durch eine ausführliche Analyse verdeutlicht.

2.4.1 TÜ Schottwien

Der im Zuge der Schnellstraße S6 verlaufende TÜ Schottwien hat eine Gesamtlänge von 632,5 m und überführt die Straße mit insgesamt vier Feldern über die Marktgemeinde Schottwien Der Längsschnitt des TÜ Schottwiens ist in Abb. 2-3 gezeigt und die wesentlichen technischen Daten werden in zusammengefasst.

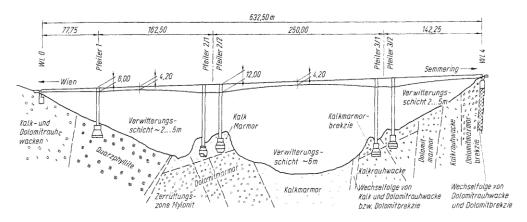


Abb. 2-3 Längsschnitt des TÜs Schottwien

Seite 12 ConDef





Mit einer Fahrbahnbreite von ca. 25,0 m wurde der Überbau aus einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt gebildet (Abb. 2-4). Der Querschnittshöhe beträgt 12,0 m an den Doppelpfeilern und 4,2 m in Feldmitte.

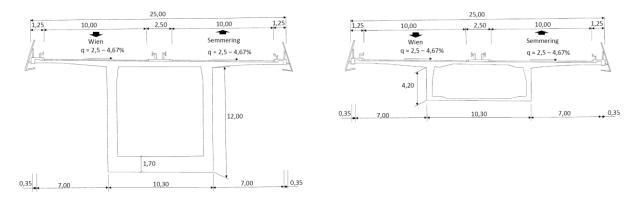


Abb. 2-4 Regelquerschnitte des TÜs Schottwien

Tab. 2-1: Wesentliche technische Daten TÜ Schottwien

Bauart	4-feldrige Rahmenbrücke			
max. Stützweite	250,0 m			
Gesamtlänge	e 632,5 m			
Höhe über Talgrund	1 130,0 m			
Gesamtbreite	25,0 m			
Bauzeit	1987 - 1989			
Verkehrsfreigabe	1989			
Baustoffe	Beton: B500 gem. ÖNORM B 4252 (Überbau; ~ heutiger C40/50)			
	Betonstahl: BSt III			
	Spannstahl:	Spannglied	er im Freivorbau	
		VSL 5-19, S	St 1570/1770	
		Spannglied	er im Feldbereich	
		VSL 5-31, S	St 1570/1770	
Querschnittsabmessungen	Stützquerschnitt / Hammerkopf		Feldmitte	
Breite Fahrbahnplatte	25,0 m		m	
Breite Untergurt	gurt		m	
Höhe	12,0 m		4,20 m	
Dicke Fahrbahnplatte	0,95 m		0,28 m	
Dicke Untergurt	1,70 m		0,20 m	
Stegstärke 0,90 m			0,52 m	

Das Tragwerk wurde zwischen 1987 und 1989 errichtet. Die Herstellung des Überbaus erfolgte in drei Bauabschnitten, welche aus den Pfeilern 1, 2 und 3 im Freivorbau errichtet wurden. Die

Seite 13 ConDef





Bereiche an den Brückenenden wurden auf Lehrgerüsten hergestellt. Abb. 2-5 zeigt schematisch die Reihenfolge der Herstellung.

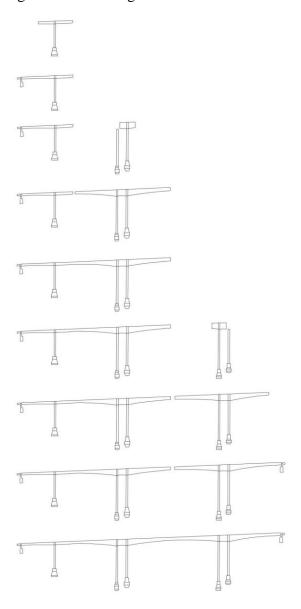


Abb. 2-5 Schematische Darstellung der Herstellung des Bauwerks

Die statische Berechnung wurde von dem Zivilingenieurbüro Vogler aufgestellt, die Pläne für die Schalung und die Spanngliedführung sind vorhanden. Seit der Verkehrsfreigabe wurde die Höhe regelmäßig kontrolliert. Die letzte Höhenmessung wurde durch die Vermessungskanzlei DI Kurt Huber aus Graz im Juni 2021 durchgeführt. Die vertikalen Verformungen über die Brücken Länge zu unterschiedlichen Zeitpunkten sind in den nachfolgenden Bildern dargestellt.

Seite 14 ConDef



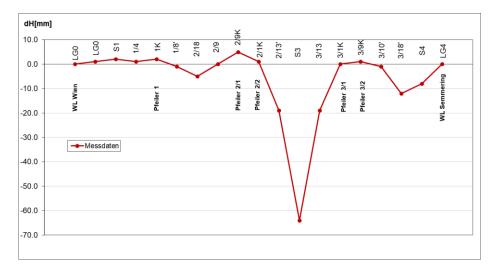


Abb. 2-6: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 1992

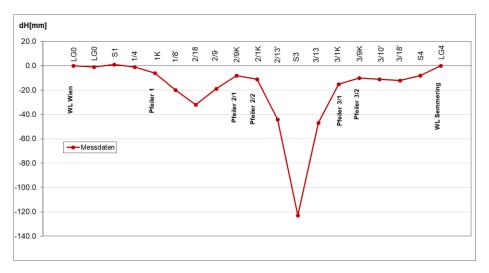


Abb. 2-7: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 1998

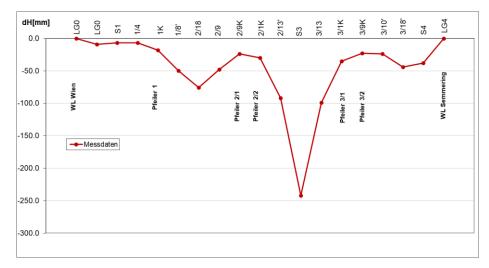


Abb. 2-8: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2009

Seite 15 ConDef





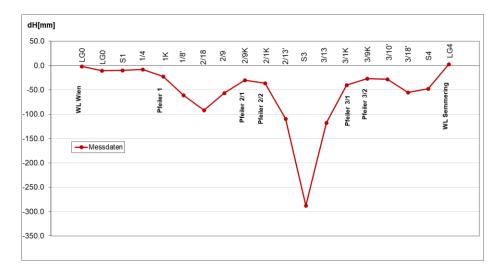


Abb. 2-9 Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2017

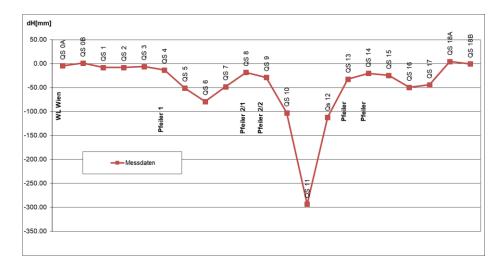


Abb. 2-10 Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2021

Abb. 2-11 zeigt die Entwicklung der Durchbiegungen von drei Punkten in Feldmitte des Hauptfelds über die gesamte Nutzungsdauer.

Seite 16 ConDef





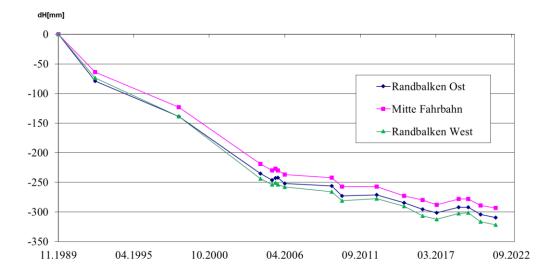


Abb. 2-11 Gemessene Entwicklung der Durchbiegung in Feldmitte des Hauptfelds über die Nutzdauer

Diese Darstellung lässt darauf schließen, dass die Durchbiegung in den ersten 16 Jahren (von 1989 bis 2005) nahezu linear zunahm. Danach änderte sich die Durchbiegung in den folgenden 7 Jahren (zwischen 2005 und 2012) nicht wesentlich. Seit den letzten 4,4 Jahren des kontrollierten Zeitraums (Dez. 2012 bis Apr. 2017) nahm die Durchbiegung mit einer Geschwindigkeit von 30/4,4 = 6,8 mm/Jahr wieder zu. Die Durchbiegungszunahme an der Tragwerksmitte nach 28 Jahren betrug 288 mm, am Randbalken 313 mm. Der Letztstand der Verformungsmessung im Juni 2021 weist eine Durchbiegungszunahme an der Tragwerksmitte nach 32 Jahren betrug 293 mm, am Randbalken 322 mm.

2.4.2 TÜ Lavant

Der im Zuge der Südautobahn A2 verlaufende TÜ Lavant hat eine Gesamtlänge von 1097,0 m. Die Felder 1-6 wurden im Freivorbau hergestellt und weisen Stützweiten von 74+146+160+160+155+85 m auf (Abb. 2-12).

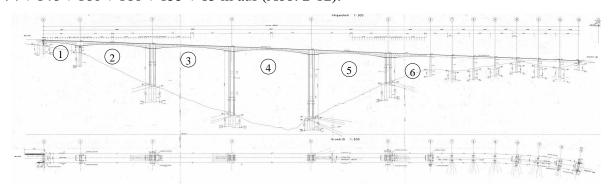


Abb. 2-12 Längsschnitt und Grundriss des TÜ Lavant

Der Überbau im Freivorbaubereich besteht aus einem einzelligen Hohlkastenquerschnitt, der in Längsrichtung stark variiert wird. Die Querschnittshöhe beträgt an den Doppelpfeilern 9,5 m

Seite 17 ConDef





und in Feldmitte 3,8 m. Stütz- und Feldquerschnitt der Brücke werden in Abb. 2-13 dargestellt. Zur besseren Übersicht werden die wesentlichen technischen Daten in Tab. 2-2 gegeben.

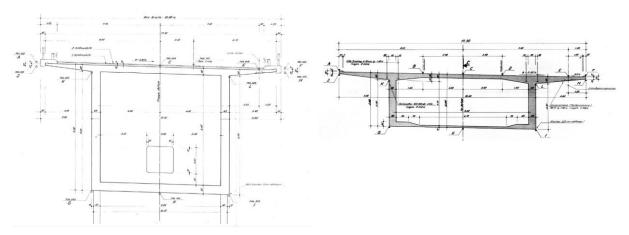


Abb. 2-13: Stütz- und Feldquerschnitt TÜ Lavant

Tab. 2-2: Wesentliche technische Daten TÜ Lavant

Bauart	6-feldrige Rahmenbrücke plus Vorlandbrücken			
max. Stützweite	160 m			
Gesamtlänge	e 1097,0 m			
Höhe über Talgrund	165,0 m			
Gesamtbreite	17,3 m			
Bauzeit	1982 - 1984			
Verkehrsfreigabe	1986			
Baustoffe	Beton: B500 gem. ÖNORM B 4252 (Überbau; ~ heutiger C40/50)			
	Betonstahl: BSt III			
	Spannstahl: VT16-100, St 1600/1800			
Querschnittsabmessungen	Stützquerschnitt / Hammerkopf	Feldmitte		
Breite Fahrbahnplatte	17,3 m			
Breite Untergurt	10,3 m			
Höhe	9,50 m	3,80 m		
Dicke Fahrbahnplatte	0,50 m	0,28 m		
Dicke Untergurt	0,75 m	0,15 m		
Stegstärke	0,65 m	0,50 m		





Der Überbau im Freivorbau wurde zwischen 1982 und 1984 errichtet. Die Herstellung des Überbaus erfolgte hierbei in 5 Bauabschnitten, die jeweils von den Pfeilern 1 - 5 aus errichtet wurden. Die Bereiche an den Brückenenden wurden auf Lehrgerüsten hergestellt. Abb. 2-14 zeigt schematisch die Reihenfolge der Herstellung.

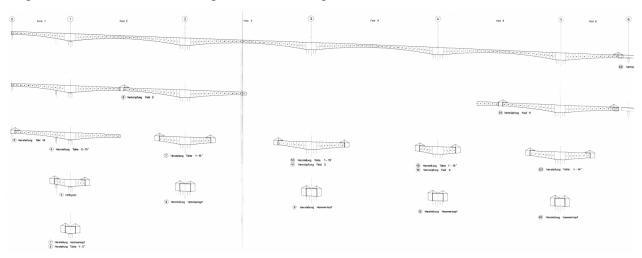


Abb. 2-14 Schematische Darstellung der Herstellung des Überbaus

Seit der Verkehrsfreigabe wurde die Höhe 4 Mal kontrolliert. Die letzte Höhenmessung wurde im Jahr 2010 durchgeführt. Bild 1 zeigt die gemessenen Durchbiegungen von den rechten und linken Rändern des Querschnitts in Feldmitte des Felds 5. In den der Messung zugrunde liegenden Zeiträumen von 14 bis 25 Jahren nach der Herstellung nahm die Durchbiegung weiter zu. Die Geschwindigkeit der Verformungszunahme in diesem Zeitraum ist jedoch deutlich geringer als diejenige in ersten 14 Jahren, was der Entwicklung von Kriechverformung in üblichen Bauwerken entspricht. Die Durchbiegungszunahme nach 25 Jahren betrug ca. 120 mm.

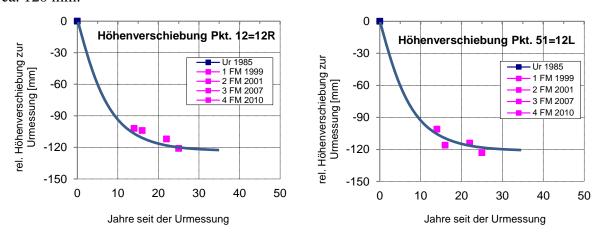


Bild 1: Gemessene Entwicklung der Durchbiegung in Feldmitte des Felds 5

Seite 19 ConDef





Seite 20 ConDef





ARBEITSPAKET 3 – ANALYSE WESENTLICHER KRIECHMODELLE

AutorInnen: DI Eva Dorfmann (TU Graz – IBB)

Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

3.1 Allgemeines und Zielsetzung

In diesem Arbeitspaket werden die wesentlichen Kriechmodelle für die Tragwerksplanung näher betrachtet. Namentlich sind das die Modelle in EC2, MC2010 und das Modell B4 von Bažant. Hierbei sollten vor allem die Unterschiede bezüglich des Kriechverlaufs und die Einflüsse des Belastungsalters und der Randbedingungen (wirksame Bauteildicke, Temperatur, RH, etc.) auf das Kriechpotenzial erfasst werden. Da die Kriechmodelle auf Versuchsdaten basieren, sollten die Unterschiede in den Modellen rein materialwissenschaftlich beleuchtet werden. Abschließend werden Festlegungen für die rechnerischen Untersuchungen in AP 4 und AP7 getroffen.

3.2 Wesentliche Kriechmodelle für die Tragwerksplanung und deren Unterschiede

3.2.1 Allgemeines

Für die Berücksichtigung des zeitabhängigen Betonverhaltens infolge Schwindens und Kriechens werden in der Praxis vor allem die Modellansätze gemäß Eurocode (EC2) [9] und Modelcode (MC2010) [10] verwendet. An dieser Stelle sei erwähnt, dass mit dem Modellansatz gemäß Eurocode (EC2) das allgemeine Modell für Normalbeton in EC2-1 gemeint ist. In Anhang B des EC2-2 [5] gibt es zudem ein weiteres Berechnungsmodell für Schwinden und Kriechen, das jedoch nur hochfesten Beton betrachtet und lediglich informativen Charakter besitzt. Für das gegenständliche Forschungsprojekt ist das Modell in EC2-2 damit unzutreffend. Hinzu kommt verschiedenste Kritik an diesem Modell, vgl. u.a. [11], weshalb das Modell in EC2-2 in weiterer Folge nicht weiter betrachtet wird. Neben den normativen Modellen existiert außerdem mit dem Modell B4 [12] ein wissenschaftlicher Ansatz, der vor allem eine zutreffende Prognose des Schwind- und Kriechverhaltens über sehr lange Zeit für sich in Anspruch nimmt, vgl. [13] und [14]. In Absprache mit dem Projektteam wurden die aktuellen Normenmodelle in EC2 und MC2010 zudem mit dem neuen Ansatz für Schwinden und Kriechen gemäß Normentwurf prEC2 [15] verglichen.

Zum Vergleich der einzelnen Modellansätze wurden diese zunächst für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien mit C40/50 42,5N und $h_0 \sim 1000$ mm und einer mittleren Umgebungsfeuchte von RH = 65 % ausgewertet. Der Beginn des Trocknungsschwindens wurde

Seite 21 ConDef





mit 7 Tagen nach Herstellung festgelegt und als Belastungsbeginn für die Kriechzahlermittlung wurden 28 Tage berücksichtigt. Das Ergebnis zeigt Abb. 3-1, wobei je nach Modell zwischen Gesamtgröße und Basiswert ohne Trocknung unterschieden wurde; d.h. Gesamtschwinden (total shrinkage) und darin enthaltenes Grundschwinden (basic schrinkage) bzw. Gesamtkriechzahl (creep coefficient) und darin enthaltene Grundkriechzahl (basic creep coefficient). An dieser Stelle sei erwähnt, dass in dieser Aufspaltung sowohl terminologische Unterschiede als auch phänomenologische Unterschiede zwischen EC2, MC2010 und B4 (sowie dem derzeitigen Entwurf für die Revision des EC2 (prEC2)) bestehen. Zum besseren Verständnis sei daher Folgendes angemerkt:

- Für das Grundschwinden gemäß EC2 wird der dort als autogenes Schwinden angeführte Wert übernommen, obwohl Grundschwinden grundsätzlich als die Summe aus chemischem und autogenem Schwinden verstanden wird.
- Gemäß EC2 wird nicht explizit zwischen Grundkriechen und Trocknungskriechen unterschieden, wie bspw. in MC2010, B4 oder prEC2. Die Grundkriechzahl nach EC2 wurde daher durch Annahme eines Beiwerts zur Berücksichtigung der Auswirkungen der relativen Luftfeuchte von $\varphi_{\rm RH}=1,0$ berechnet.

Auf den ersten Blick zeigt der Vergleich in Abb. 3-1, dass die Modelle gemäß EC2 sowohl für Schwinden als auch für Kriechen nach ca. 30 Jahren (~10⁴ Tage = 27,5 Jahre) einem Endwert zustreben, während die Modelle gemäß MC2010 und B4 im betrachteten Zeitraum bis 275 Jahre (10⁵ d / 365 d/a ~ 275 Jahre) noch keinen Endwert annehmen. Mit Blick auf den im Forschungsvorhaben betrachteten TÜ Schottwien sei an dieser Stelle angemerkt, dass sich die Kurven für das Gesamtschwinden bzw. die Kurven für das Gesamtkriechen bis auf die Ausnahme B4 sehr ähnlich über genau denjenigen Zeitbereich verlaufen, über den die bisherige Verformungsentwicklung der Brücke betrachtet wird. Erst danach divergieren die Kurven.

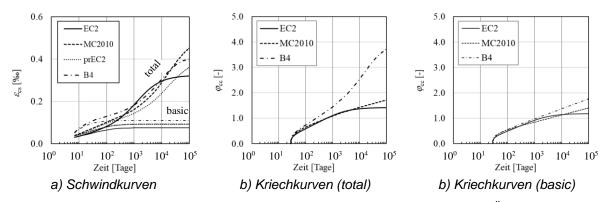


Abb. 3-1 Gegenüberstellung der mittleren Schwind- und Kriechkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien bei einer mittleren Umgebungsfeuchte von RH = 65 %

Bei genauerer Betrachtung fällt zudem auf, dass das Schwinden in MC2010 und B4 sehr ähnlich prognostiziert wird, wohingegen das Schwinden gemäß EC2 geringer ausfällt. Im Gegensatz dazu bestehen zwischen MC2010 und B4 sehr deutliche Unterschiede beim Kriechen, die sich im gegenständlichen Fall in einem absoluten Unterschied in der Kriechzahl von ca. 100 % äußern. Bei anderen Konstellationen von RH, h_0 , $f_{\rm cm}$ und t_0 können diese Unterschiede aber deutlich geringer ausfallen, wie bspw. in den Demonstrationsbeispielen in [16].

Seite 22 ConDef





Nachfolgend werden die einzelnen Modelle für Schwinden und Kriechen mit Fokus für deren Bedeutung im Forschungsvorhaben detailliert diskutiert.

3.2.2 Modellvergleich Schwinden

Für das Schwinden sind die einzelnen Modelle grundsätzlich ähnlich aufgebaut, da sie alle einen additiven Ansatz aus Grundschwinden plus Trocknungsschwinden verfolgen. Aus materialtechnologischer Sicht ist das dadurch gerechtfertigt, dass beide Prozesse nahezu unabhängig voneinander und vornehmlich in unterschiedlichen Zeiträumen stattfinden.

Hinsichtlich des Grundschwindens zeigt der Modellvergleich in Abb. 3-1, dass alle drei Modelle unterschiedliche Größen ausweisen. Im Detail ist das Grundschwinden gemäß EC2 am kleinsten und gemäß B4 am größten; Grundschwinden gemäß MC2010 und prEC2 ist gleich und liegt in etwa dazwischen. Darüber hinaus fällt auf, dass die zeitlichen Verläufe von EC2, MC2010 und prEC2 in etwa gleich sind, während B4 fast um zwei Zehnerpotenzen schneller ist. Das ist allerdings kein allgemeingültiger Zusammenhang, da sich diese Übereinstimmungen bzw. Unterschiede für andere Festigkeitsklassen und Zementarten ändern. Für das im Forschungsvorhaben betrachtete Verformungsverhalten weitgespannter Freivorbaubrücken im Nutzungszeitraum ist das Grundschwinden jedoch ohne Bedeutung, da dies bereits in den Bauzuständen vor Brückenschluss stattfindet und damit keine relevanten Anteile im Nutzungszeitraum hat.

Hinsichtlich des Trocknungsschwindens zeigt der Modellvergleich in Abb. 3-1, dass MC2010 und B4 für eine Trocknungsdauer bis ca. 30 Jahren nahezu gleich verlaufen; danach flacht das Trocknungsschwinden gemäß B4 aus während MC2010 weiter nahezu linear im logarithmischen Maßstab ansteigt. Demgegenüber wird das Trocknungsschwinden in EC2 deutlich schneller prognostiziert und kommt zudem auch bei einem geringeren Endwert zu liegen. Diese Systematik bleibt bei Variation der Umgebungsfeuchte und wirksamen Bauteildicke erhalten, wenngleich quantitative Unterschiede je nach Konstellation vorliegen. Zur Veranschaulichung zeigt Abb. 3-2 den Vergleich einer Auswertung der einzelnen Modelle für C40/50, RH = 65 % und verschiedene wirksame Bauteildicken über einen Zeitraum von ca. 275 Jahren. Hierbei wird außerdem das Trocknungsschwinden gemäß prEC2 dargestellt. Dieses ist vom Zeitverlauf gleich wie MC2010, allerdings werden kleinere Endschwindmaße ausgewiesen.

Seite 23 ConDef



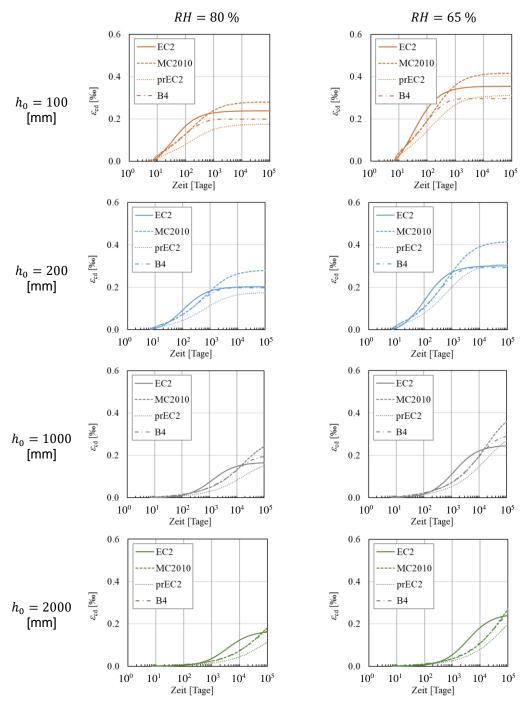


Abb. 3-2 Gegenüberstellung der Trocknungsschwindkurven gemäß EC2, MC2010, prEC2 und B4 bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten und wirksamen Bauteildicken

Seite 24 ConDef





Die Modellierung des Trocknungsschwindens wurde in der Vergangenheit und auch jüngst im Zuge der Erarbeitung von prEC2 immer wieder kontrovers diskutiert, s. [11] oder [16]. Letztendlich liegen damit in den einschlägigen Normen und dem Vorschlag für die Normenrevision drei unterschiedliche Modelle vor, die sich insbesondere im Zeitverlauf, aber auch hinsichtlich des Endwerts sowie in der Berücksichtigung des Einflusses der wirksamen Bauteildicke auf den Endwert unterscheiden. Gemäß den Darstellungen in [11] und [17] ist das Modell in prEC2 aus materialtechnologischer Sicht zutreffend, während die Modelle in EC2 und MC2010 eher Kompromisslösungen sind. Auf die Diskrepanz zwischen prEC2 und B4, welches ebenfalls eine zutreffende Lösung aus materialtechnologischer Sicht für sich in Anspruch nimmt, wird in [11] und [17] jedoch nicht eingegangen.

Abgesehen von qualitativen Unterschieden sowie Abweichungen im Zeitverlauf zwischen den einzelnen Modellen erscheint es gemäß der Gegenüberstellung in Abb. 3-2 in allen drei Modellen so zu sein, dass das Trocknungsschwinden mit der wirksamen Bauteildicke abnimmt. Während dies in EC2 über eine explizite Abminderung des Trocknungsschwindmaßes in Abhängigkeit der wirksamen Bauteildicke modelliert wird, ist dies in MC2010 und prEC2 eine ausschließliche Folge der Zeitverlaufsfunktion und des betrachteten Zeitraums. Das bedeutet, dass gemäß MC2010, prEC2 bei noch größeren Betrachtungszeiträumen stets der Endwert unabhängig von der wirksamen Bauteildicke erreicht wird. Im Gegensatz dazu enthält B4 eine Modifikation des Endwerts für Trocknungsschwinden unter Berücksichtigung der möglichen Nacherhärtung, was indirekt über die wirksame Bauteildicke bestimmt wird. In verschiedenen Veröffentlichungen wurde dargelegt, dass eine dickenunabhängige Bestimmung des Endwerts für Trocknungsschwinden aus wissenschaftlicher Sicht am ehesten zutrifft, da lokale Langzeiteinflüsse bei dicken Bauteilen mit extrem langer Austrocknungsdauer, die sich einerseits in Form von Karbonatisierungsschwinden in der Randzone und andererseits in Form weiterlaufender Hydratation im Bauteilinneren äußern, keine nennenswerten Größenordnungen im Vergleich zum Trocknungsschwinden des Gesamtquerschnitts darstellen. Auch variierende Umgebungsfeuchten und Umgebungstemperaturen, so wie sie in realen Bauwerken auftreten, haben nach wissenschaftlichen Untersuchungen keinen wesentlichen Einfluss auf den Austrocknungsprozess von dicken Bauteilen.

Abgesehen von dem prognostizierten Verhalten von dicken Bauteilen weit über 100 Jahre hinaus, besteht aber auch ein bedeutender Unterschied in der Art der Modellierung gemäß MC2010, prEC2 und B4 gegenüber der bisherigen Vorgehensweise in EC2 im relevanten Zeitraum für Langzeitverformungen (~30 bis 100 Jahre). Im Detail werden hierbei nun für dickere Bauteile oder Teilquerschnitte mit $h_0 > 1000$ mm signifikante Einwirkungen aus dem Trocknungsschwinden nach 30 Jahren ausgewiesen. Mit Blick auf das gegenständliche Forschungsvorhaben ergeben sich hieraus deutliche geänderte Verformungseinwirkungen, die in der Berechnung für eine stark veränderte Durchbiegungszunahme im Zeitverlauf gegenüber einer Betrachtung mit dem Modell in EC2 sorgen könnten.

Seite 25 ConDef





3.2.3 Modellvergleich Kriechen

Hinsichtlich des Kriechens unterscheiden sich die einzelnen Modelle zunächst ganz grundsätzlich dahingehend, dass der Einfluss der Austrocknung in EC2 über eine faktorielle Modifikation der Grundkriechzahl abgebildet wird, während MC2010, prEC2 und B4 einen additiven Ansatz verfolgen, bei dem die Gesamtkriechzahl aus Addition der Grundkriechzahl mit der Trocknungskriechzahl bestimmt wird. Die Hintergründe beider Ansätze wurden zuletzt ausführlich in [18] diskutiert. Ein wesentlicher Vorteil der additiven Lösung ist eine wirkungsgerechte Berücksichtigung der jeweiligen Bestandteile des Kriechens. Im Detail sich einerseits unterschiedliche Zeitfunktionen für Trocknungskriechen berücksichtigen; andererseits erlaubt diese Art der Formulierung auch die Abbildung eines stetig zunehmenden Grundkriechens ohne Endwert, während der Einfluss aus dem Trocknungskriechen je nach wirksamer Bauteildicke und Austrocknungsgrad einem Endwert zustrebt. In B4 wird der Einfluss des Feuchtetransports auf die Kriechverformung sogar unter Berücksichtigung, wie der Belastungsvorgang zeitlich im Austrocknungsprozess liegt, abgebildet. Solche Zusammenhänge lassen sich im Produktansatz nicht sauber erfassen. Demgegenüber ist der Produktansatz aber in der Handhabung deutlich einfacher und bietet den Vorteil einer (heutzutage weniger bedeutenden) Möglichkeit, die eher komplexe Bestimmung der Kriechzahl in praxistauglichen Bemessungsnomogrammen aufbereiten zu können. Zudem hat sich der Produktansatz in EC2 über einen großen Zeitraum in der Bemessungspraxis (auch in einer großen Bandbreite des Brückenbaus) bewährt.

Zur weiteren Analyse werden die Modelle in Abb. 3-3 für verschiedene Belastungszeitpunkte $(t_0=3\mathrm{d},7\mathrm{d},28\mathrm{d}\,\mathrm{u}.180\mathrm{d})$ und Umgebungsbedingungen (Grundkriechen und Grundkriechen plus Trocknungskriechen bei $RH=65\,\%$ sowie einer wirksamen Bauteildicke von $h_0=1000\,$ mm ausgewertet. Das Modell für Kriechen gemäß Normenentwurf ist hierbei nicht explizit aufgeführt, da es nach derzeitigem Stand ident mit dem Modell nach MC2010 zu sein scheint. Einzig die Bestimmung des Beiwerts $\beta_{\mathrm{dc}}(t_0)$ zum Einfluss des Belastungszeitpunkts weicht in prEC2 gegenüber MC2010 hinsichtlich des Exponenten ab. Im Detail beinhaltet die Formel in MC2010 einen Exponenten "0,2", der in prEC2 nicht übernommen wurde. Da die Berechnung ohne Exponenten aber keine sinnvollen Werte liefert, wird hier von einem redaktionellen Fehler in prEC2 ausgegangen und beide Modelle werden im Folgenden als ident betrachtet.

Seite 26 ConDef





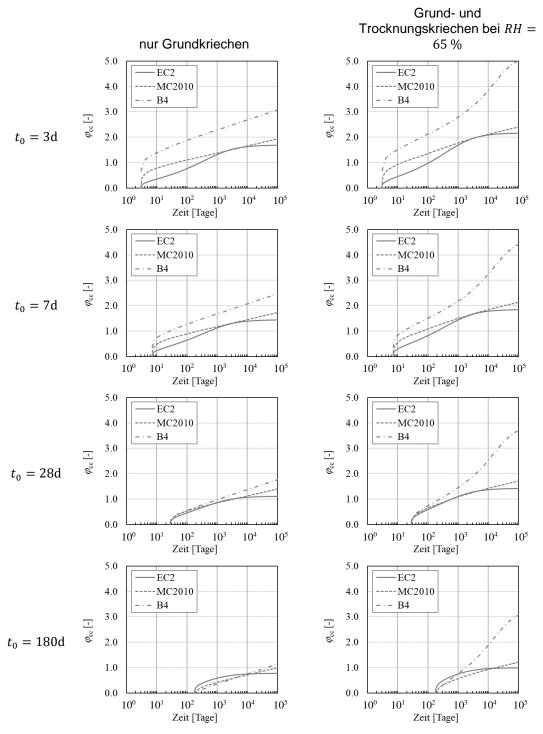


Abb. 3-3 Gegenüberstellung der mittleren Kriech- und Schwindkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien gemäß EC2, MC2010, prEC2 und B4 für unterschiedliche Belastungszeitpunkte und Umgebungsfeuchten

Seite 27 ConDef





Aus dem Vergleich der Kurven in Abb. 3-3 kann auf den ersten Blick zunächst festgestellt werden, dass die Kurven bei einem dem üblichen Betonalter bei Erstbelastung von 28 Tagen eine gute Übereinstimmung im Bereich der ersten 30 Jahre aufweisen, was in der Praxis im Allgemeinen als relevanter Zeitraum für Kriechverformungen angesehen wird. Einzig das Modell B4 weist hier eine merkliche Zunahme der Kriechzahl bei gleichzeitig stattfindender Austrocknung auf. Nach den 30 Jahren strebt die Kriechkurve nach EC2 einem Endwert zu, wohingegen die Kriechkurven nach MC2010 und B4 noch über viele Jahrzehnte weiter ansteigen.

Demgegenüber liegen allerdings insbesondere im Falle von früheren Belastungszeitpunkten als dem üblichen Referenzalter von 28 Tagen deutliche Abweichungen vor. Im Speziellen ist die Entwicklung der Kriechzahl in den früheren Belastungszeitpunkten gemäß EC2 anfänglich langsamer als nach MC2010 und B4 und nimmt erst ab ca. 100 Tagen im logarithmischen Maßstab überproportional zu. Bei späteren Belastungszeitpunkten ist es umgekehrt, wenngleich deutlich weniger ausgeprägt. Interessant ist in diesem Zusammenhang, dass die Kriechkurven nach EC2 und MC2010 nahezu unabhängig von sämtlichen Eingangsgrößen stets einen Schnittpunkt bei ca. 30 Jahren aufweisen. Zudem ist der bereits aufgezeigte Unterschied, dass die Kriechkurven nach EC2 im Gegensatz zu den Kriechkurven nach MC2010 einem Endwert zustreben, über das gesamte Spektrum von Belastungszeitpunkt und Umgebungstemperatur zu beobachten.

3.3 Festlegungen für die rechnerische Untersuchung in AP4 und AP7

In AP4 und AP7 werden praxisübliche sowie wissenschaftliche Untersuchungen zur rechnerischen Ermittlung der Verformungszunahme von weitgespannten Freivorbaubrücken angestellt. In diesem Abschnitt wurden mögliche Materialmodelle für Schwinden und Kriechen vorgestellt und eingehend analysiert. Dabei hat sich das Modell in der derzeitigen Norm EC2 in den nachfolgenden Punkten deutlich von allen anderen Modellen abgegrenzt:

- dickenabhängiger Endwert für Trocknungsschwinden in EC2 vs. dickenunabhängiger Endwert in MC2010 und prEC2 (aufgrund deutlich unterschiedlicher Zeitverläufe werden dennoch z.T. vergleichbare Schwindwerte im relevanten Zeitraum abgegeben; Modell B4 nimmt hier eine Zwischenrolle ein, da es eine Modifikation des Endwerts unter Berücksichtigung der möglichen Nacherhärtung in Abhängigkeit der Austrocknungsdauer, die wiederum von der wirksamen Bauteildicke abhängt, enthält)
- Produktansatz für Kriechen in EC2 vs. additiver Ansatz für Kriechen in MC2010, B4 und prEC2
- Endwert für Kriechen in EC2 vs. Fließen des Grundkriechens ohne zeitliche Begrenzung in MC2010, B4 und prEC2

Vergleicht man die Prognosen der einzelnen Modelle unter den Randbedingungen der Brücke TÜ Schottwien und für ein Bauwerksalter von 30 Jahren, so zeigen EC2 und MC2010 absolut gesehen ungefähr ähnliche Werte für Schwinden und Kriechen. Dies lässt aber nicht den Schluss zu, dass ähnliche Berechnungsergebnisse zu erwarten sind, da der zeitliche Verlauf anders ist.

Seite 28 ConDef





Im Gegensatz dazu kann beim Modell B4 festgestellt werden, dass beim Trocknungsschwinden eine Art Kombination aus EC2 und MC2010 vorliegt (Anfangsschwinden bis ca. 30 Jahre ähnlich wie MC2010; danach ähnlich EC2), während das Kriechen nach B4 einen erheblichen Unterschied zu EC2 und MC2010 (und prEC2) aufweist. Selbst unter sinnvoller Variation der vielfältigen Einstellungsmöglichkeiten in B4 (Parameter für Geometrie, Zuschlagsart, etc.) lässt sich keine vergleichbare Kriechzahl für die Festigkeitsklasse C40/50 bestimmen.

Welches dieser einzelnen Modelle aus materialtechnologischer Sicht am sinnvollsten ist, lag weder im Fokus des gegenständlichen Forschungsprojekts, noch war dies mit den verfügbaren Mitteln zum Zeitpunkt der Bearbeitung des Projekts möglich. Gemäß den jüngsten Darstellungen zu den Hintergründen bei der Erstellung der verschiedenen Materialmodelle in [17] und [18] wäre das Modell in prEC2 "am zutreffendsten", allerdings war dieses Modell bei der Bearbeitung des Forschungsprojekts noch nicht verfügbar. Demgegenüber beinhaltet das Modell B4 eine deutliche Zunahme der Kriechzahl im Zeitverlauf, mit der übermäßige Verformungen in weitgespannten Brücken rechnerisch nachgewiesen werden könnten – nicht zuletzt auch, weil das Modell ja zum Teil auch an solchen Bauwerken kalibriert wurde, s. [14]. Da die im Forschungsprojekt vornehmlich betrachtete Brücke TÜ Schottwien allerdings keine übermäßigen, sondern lediglich im Zeitverlauf ungewöhnliche Verformungen aufweist, und aus Sicht der Autoren für die Ursachenfindung auch nur Materialmodelle zur Anwendung kommen sollten, mit denen auch das Verhalten von Brücken ohne auffälliges Verformungsverhalten zutreffend erfasst werden kann, wurde das Modell B4 in den nachfolgenden Untersuchungen nicht weiter betrachtet.

Insgesamt werden die nachfolgenden Untersuchungen zur rechnerischen Ermittlung der Verformungszunahme von weitgespannten Freivorbaubrücken daher mit den Modellen in EC2 und MC2010 durchgeführt. Je nach Betrachtung werden die Kriechverformungen hierbei unter quasi-ständiger Lastfallkombination oder nur für das Konstruktionseigengewicht plus Ausbaulast berechnet. Weiters wurden folgende Eingangsgrößen für den Beton festgelegt:

- $f_{\rm cm} = 48 \, \text{N/mm}^2 \, \text{und}$
- Zementart: *N*.

Seite 29 ConDef





ARBEITSPAKET 4 – GEWÖHNLICHE BALKENMODELLRECHNUNGEN

AutorInnen: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Tung Duc Nguyen (ehem. TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

4.1 Allgemeines und Ziele

In diesem Arbeitspaket werden Berechnungen mit einem gewöhnlichen Balkenmodell durchgeführt. In diesem Berechnungsmodell werden die relevanten Bauwerkseigenschaften wie Spannweite, Querschnittgeometrie, Vorspanngrad, Spanngliedverläufe, Bauablauf unter Berücksichtigung der Änderung des statischen Systems sowie Betoneigenschaften inklusive Schwindens und Kriechens mit den in AP3 getroffenen Festlegungen abgebildet. Als Belastung wird hierbei die quasi-ständige Last berücksichtigt.

Die Schnittgrößenermittlung am Balkenmodell erfolgt nach Balkentheorie, wobei die mittwirkende Breite des Querschnitts entsprechend der normativen Festlegung in EC2 ermittelt und konstant über die gesamte Bauwerkslänge berücksichtigt wird. Des Weiteren werden Schwinden und Kriechen für jeden Querschnitt mit dem mittleren Schwinden und Kriechen berücksichtigt; d.h. die wirksame Bauteildicke wird für den Gesamtquerschnitt berechnet und das resultierende Schwinden wird dem Gesamtquerschnitt aufgezwungen bzw. die sich ergebende Kriechzahl auf die jeweilige Spannungsverteilung gemäß der Schnittgrößen in den einzelnen Querschnitten angewendet.

Eine eventuelle Rissbildung im Bauwerk sowie der Einfluss von etwaigen Unterschieden im Austrocknungsgrad in den unterschiedlich dicken Gurtplatten wurden an dieser Stelle noch nicht berücksichtigt, um ein möglichst repräsentatives Ergebnis für das grundsätzliche Vorgehen in der Praxis zu ermitteln. Dies soll natürlich nicht bedeuten, dass solche Einflüsse in der Praxis gar nie berücksichtigt werden. Insbesondere hinsichtlich des unterschiedlichen Schwindens in den Gurtplatten gibt es in der Praxis natürlich Ansätze, bei denen dieses Verhalten bspw. durch äquivalente Temperaturgradienten näherungsweise in Rechnung gestellt wird, allerdings ist dies eher die Ausnahme und dient daher nicht für die Repräsentation der grundsätzlichen Vorgehensweise.

Ziel des Arbeitspakets ist die Ermittlung eines Vergleichswerts für die rechnerische Verformungszunahme des TÜ Schottwiens mit praxisüblichen Ansätzen. Darüber hinaus soll der Einfluss unterschiedlicher Kriechmodelle auf die Ergebnisse der Verformungsberechnung mit einem gewöhnlichen Balkenmodell verdeutlicht werden. Die Ergebnisse werden zudem mit den gemessenen Ergebnissen in AP1 verglichen. Später werden die Berechnungsergebnisse der gewöhnlichen Balkenrechnungen außerdem für den Vergleich mit einer detaillierten Simulation am Volumenmodell in AP7 herangezogen.

Seite 30 ConDef





4.2 Berechnung der zeitlichen Verformung des TÜs Schottwien

Der Überbau wurde als räumliches Balkenmodel mittels des FE-Programms Sofistik abgebildet (Abb. 4-1). Der Balken mit unterschiedlichen Querschnittshöhen wurde exzentrisch an der Oberkannte des Überbaus modelliert. Der biegesteife Anschluss zwischen dem Balken und den Pfeilern wurde mittels starrer Kopplungen abgebildet.

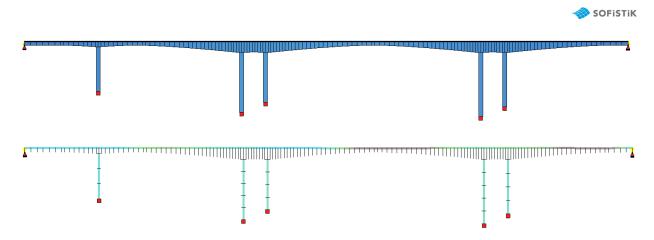


Abb. 4-1 FE-Modell mit voller Visualisierung der Querschnitte (oben) und ohne Querschnitte (unten)

Um die Einflüsse der Vorspannung und deren Relaxation auf die Verformung genau zu erfassen, wurden die Spannglieder aus den Bestandplänen einzeln mit 217 Spanngeometrien modelliert, siehe Abb. 4-2.

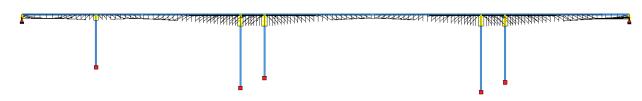


Abb. 4-2 Modellierung der Vorspannung

Der gesamte Bauablauf wurde mit insgesamt 85 Bauzuständen und 255 Lastfällen erfasst, wobei die Zeitpunkte und die Dauer der Herstellung jedes Bauabschnitts aus den Bestandunterlagen genau berücksichtigt wurden. Eine Übersicht von wesentlichen Bauzuständen ist in Abb. 4-3 dargestellt.

Seite 31 ConDef





LF 1051-1074: BA1 - Freivorbau von Pfeiler 1 LF 1075-1083: BA1 - Herstellung des Randbereichs auf Trägerost, Verknüpfung des Felds LF 1085-1105: BA2 - Freivorbau von Pfeiler 2-2 LF 1106-1183: BA2 - Freivorbau von Pfeilern 2-1+2-2 LF 1184-1214: BA3 - Verknüpfung des Felds 1-2, Freivorbau von Pfeiler 3-1 LF 1215-1292: BA3 - Freivorbau von Pfeilern 3-1+3-2 LF 1293-1301: BA3 - Herstellung des Randbereichs auf Trägerost, Verknüpfung des Felds LF 1302-1304: Verknüpfung des Felds 3, Endzustand

Abb. 4-3 Übersicht der untersuchten Bauzustände/Lastfälle während der Herstellung des Überbaus

Seite 32 ConDef





Seite 33 ConDef





Für die Ermittlung der zeitlichen Verformungen wurden die Modelle für Schwinden und Kriechen nach Eurocode 2 und *fib* Model Code 2010 verwendet. Als Ausgangsparameter für das zeitliche Verhalten wurden die Festigkeitsklasse C40/50, eine Umgebungsluftfeuchte RH = 80 %, eine wirksame Bauteildicke von 700 mm sowie das Alter des Betons bei Einwirkungsbeginn gemäß der Baugeschichte angenommen. Hinsichtlich der wirksamen Bauteildicke wurde an dieser Stelle zunächst mit einem konstanten Wert für die gesamte Überbaulänge gearbeitet, obwohl sich der Wert in den einzelnen Querschnitten von ca. 900 mm am Stützquerschnitt auf ca. 500 mm am Feldquerschnitt verändert. Bei der Bestimmung der Schwinddehnungen und der Kriechzahl wurde die tatsächliche Reihenfolge während der Errichtung des Bauwerks berücksichtig (Abb. 4-4):

- Bauabschnitt BA2 wurde etwa sechs Monate nach BA1 errichtet;
- BA2 ist etwa zehn Monate jünger als BA3.

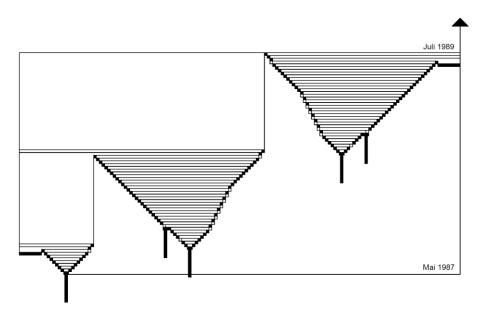


Abb. 4-4 Zeitliche Abfolge der Bauzustände

In Abb. 4-5 ist die rechnerische Durchbiegung in Feldmitte des Hauptfelds unter der quasiständigen Einwirkungskombination für das Kriechmodell nach EC2 und MC2010 dargestellt. Die gezeigte Verformung beinhaltet hierbei folgende Bestandteile:

- linear elastische Durchbiegung des Überbaus infolge quasi-ständiger Verkehrslast,
- zeitliche Verformungszunahme durch Kriechen infolge des Eigengewichts und der quasi-ständigen Nutzlast sowie
- zeitliche Verformungszunahme durch Schwinden, wobei die Schwindeinwirkung als mittleres Schwinden am Gesamtquerschnitt aufgezwungen wurde.

Seite 34 ConDef





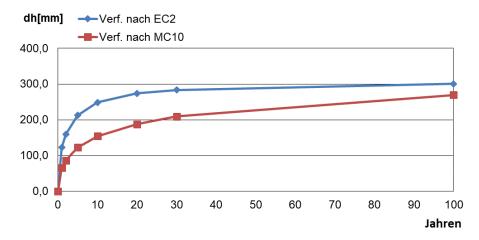


Abb. 4-5 Rechnerische Durchbiegung in Feldmitte des Hauptfelds von Verkehrsübergabe bis 100 Jahren

Betrachtet man zunächst das Berechnungsergebnis nach 100 Jahren, so ergeben sich nur geringe Unterschiede. Diese Einschätzung gilt aber nicht nur für die Durchbiegung in Feldmitte, sondern für die Verformungsentwicklung des gesamten Überbaus, wie in Abb. 4-6 gezeigt wird.

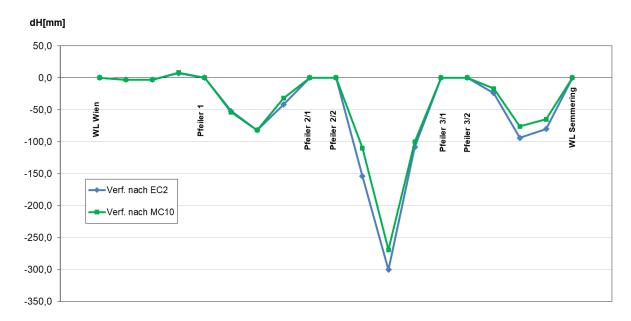


Abb. 4-6 Berechnete Verformungen für TÜ Schottwien nach 100 Jahren

Unterschiede in beiden Berechnungsmodellen ergeben sich vor allem hinsichtlich des zeitlichen Verlaufs. Mit dem Kriechmodell nach EC2 nimmt die rechnerische Durchbiegung vornehmlich in den ersten zehn Jahren zu und erreicht einen Wert von ca. 240 mm (~80 % der berechneten Durchbiegung nach 100 Jahren). Danach nimmt die Verformungszunahme deutlich ab und erreicht nach ca. 30 Jahren einen Wert von ca. 280 mm (~95 % der berechneten Durchbiegung nach 100 Jahren). Ab 30 Jahren nimmt die Durchbiegung nur noch unwesentlich zu. Als absolute Durchbiegung werden letztendlich ca. 300 mm prognostiziert, die in etwa nach 100

Seite 35 ConDef





Jahren erreicht werden und danach werden keine weiteren Verformungszunahmen mehr ausgewiesen.

Mit dem Kriechmodell nach MC2010 verläuft die rechnerische Durchbiegung deutlich langsamer. Zunächst werden in den ersten 10 Jahren mit ca. 150 mm deutlich geringere Verformungen als gemäß EC2 prognostiziert. Im Zeitfenster von 10 bis 30 Jahren nimmt die Durchbiegung dann langsam ab und erreicht im Durchschnitt ca. 3 mm pro Jahr. Daran anschließend wird eine weitere Verformungszunahme von ca. 1 mm pro Jahr berechnet, sodass nach 100 Jahren eine Durchbiegung von ca. 270 mm prognostiziert wird. Gemäß MC2010 ist die Verformungszunahme nach 100 Jahren aber noch nicht abgeklungen und nimmt weiter zu.

Für eine Aussage zur Vorhersagequalität werden die Berechnungsergebnisse nachfolgend mit den Messwerten verglichen. An dieser Stelle ist anzumerken, dass die zeitlichen Verformungsänderungen der Pfeiler in den gewöhnlichen Balkenrechnungen vernachlässigt wurden. Für einen direkten Vergleich mit den rechnerischen Verformungen wurden die Messdaten daher so angepasst, dass die vertikale Verformung im Bereich der Pfeiler Null ist. Abb. 4-7 zeigt diesen Vergleich für das aktuelle Bauwerksalter von 30 Jahren.

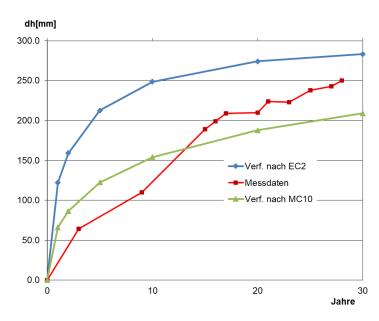


Abb. 4-7 Durchbiegung in Feldmitte von der Verkehrsübergabe bis 30 Jahren - Vergleich mit Messdaten

Grundsätzlich zeigt der Vergleich in Abb. 4-7, dass die Berechnungen und die Messungen deutliche Unterschiede aufweisen. In den ersten 10 Jahren überschätzen die Berechnungen die Messung mit den Faktoren 1,5 (MC2010) bzw. 2,5 (EC2). Nach ca. 15 Jahren liegt die gemessene Durchbiegung dann zwischen den rechnerischen Werten (Unterschätzung durch MC2010 bzw. Überschätzung durch EC2 um jeweils ca. 20 %). Und obwohl die gemessene Durchbiegung nach 28 Jahren von den rechnerischen Werten nicht wesentlich abweicht, ist die Geschwindigkeit der tatsächlichen Verformungszunahme nach 15 Jahren doch erkennbar größer als die rechnerische Tendenz.

Seite 36 ConDef





In Abb. 4-8 bis Abb. 4-11 werden außerdem die rechnerischen Verformungen entlang der Brücke mit den Messdaten für ausgewählte Zeitpunkte verglichen. Im Detail handelt es sich um:

- 1) ca. 2 Jahre nach der Verkehrsübergabe,
- 2) ca. 10 Jahren nach der Verkehrsübergabe,
- 3) ca. 20 Jahren nach der Verkehrsübergabe und
- 4) ca. 30 Jahren nach der Verkehrsübergabe.

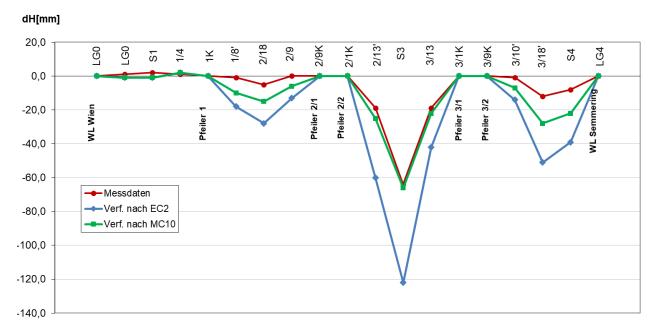


Abb. 4-8 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 2 Jahren

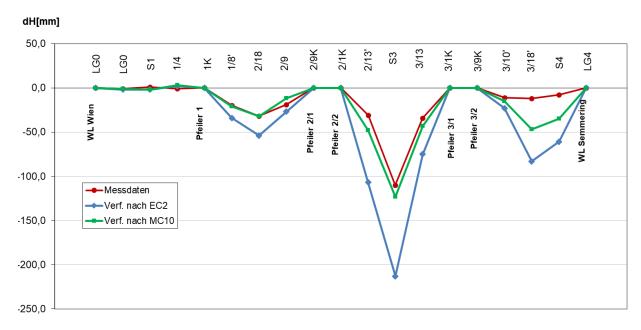


Abb. 4-9 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 10 Jahren

Seite 37 ConDef





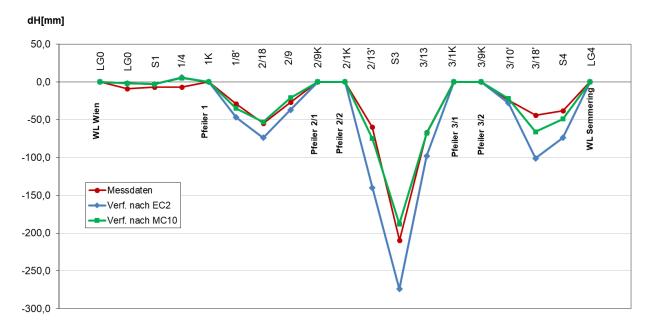


Abb. 4-10 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 20 Jahren

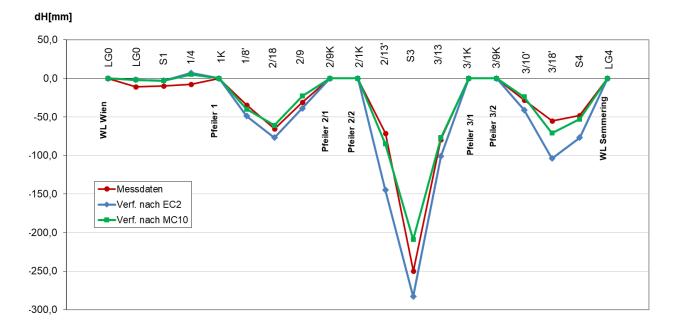


Abb. 4-11 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 30 Jahren

Im Zeitraum der ersten 10 Jahre nach der Verkehrsübergabe sind die Messwerte deutlich kleiner als die rechnerischen Werte für die Verformungen nach EC2, sie sind aber sehr ähnlich wie die rechnerischen Verformungen nach MC2010. Nach ca. 15 Jahren nähern sich die Messwerte den rechnerischen Werten an und liegen im Bereich zwischen den berechneten Werten nach E2 und MC2010.

Seite 38 ConDef





4.3 Zwischenfazit

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Verformungsentwicklung nach EC2 am Anfang schneller als die nach MC2010 prognostiziert wird und mehr oder weniger den Endwert in den ersten 30 Jahren erreicht. Demgegenüber ist die Verformungsentwicklung nach MC2010 langsamer und nimmt auch nach 30 Jahren noch erkennbar zu, ohne einen Endwert zu erreichen.

Interessant ist in diesem Zusammenhang, dass die Kriechzahl in MC2010 im Vergleich zu EC2 zwar größer ist, aber die Verformung insgesamt kleiner ausfällt. Hintergrund ist hier der frühe Belastungszeitpunk ($t_0 \ll 28 \,\mathrm{d}$) und die lange Dauer des Bauzustands. Bei frühen Belastungszeitpunkten ergibt sich der Größenunterschied in den Kriechzahlen gemäß EC2 und MC2010 vor allem durch ein stärkeres Kriechen in den ersten Tagen bei MC2010, s. Abb. 3-3. Die einhergehende Verformungszunahme wirkt sich bei Freivorbaubrücken aber "nur" im Bauzustand aus und hat daher keine Auswirkung auf die Verformungszunahme nach Brückenschluss. Demgegenüber weist EC2 bei frühen Belastungszeitpunkten ($t_0 \ll 28$ d) dann im Zeitraum von 100 bis 1000 Tagen eine stärke Kriechzahlentwicklung als MC2010 auf, was bereits in den Zeitraum nach Brückenschluss fällt. Diese stärke Kriechzahlentwicklung gemäß EC2 wirkt sich damit direkt auf die berechnete Verformungszunahme nach Brückenschluss aus und führt damit in den ersten 10 Jahren zu deutlich größeren Werten als bei Berechnung nach MC2010. Nach ca. 10 Jahren wird die Kriechzahlentwicklung gemäß EC2 dann deutlich langsamer als gemäß MC2010, sodass der Unterschied in den berechneten Verformungen im Zeitraum von 10 bis 100 Jahren deutlich reduziert wird. Dieser Zusammenhang kann sehr anschaulich anhand der Kriechzahlentwicklungen gemäß beiden Modellen ab dem Zeitpunkt nach Brückenschluss verdeutlicht werden. In Abb. 4-12 werden hierfür die Entwicklungen der Kriechzahlen nach Brückenschluss $(\Delta \varphi_{cc,Brückenschluss} = \varphi(t,t_0) - \varphi(t_{Brückenschluss},t_0))$ gemäß EC2 und MC2010 verglichen und man sieht, dass diese Entwicklungen qualitativ ähnlich zur berechneten Verformungszunahme sind. Insofern kann zunächst davon ausgegangen werden, dass das Berechnungsergebnis konsistent mit den jeweiligen Eingaben zum Materialverhalten ist.

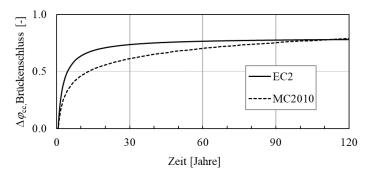


Abb. 4-12 Gegenüberstellung der Kriechkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien ab Brückenschluss bei einer mittleren Umgebungsfeuchte von RH = 65 %

Durch einen Vergleich mit den Messergebnissen musste allerdings festgestellt werden, dass das tatsächliche Verformungsverhalten gemäß Messwerten durch gewöhnliche Berechnungen mit einem Balkenmodell nicht zufriedenstellend nachvollzogen werden kann. Zwar liegen die

Seite 39 ConDef





Verformungen zum heutigen Zeitpunkt nach ca. 30 Jahren zwischen den prognostizierten Verformungen gemäß EC2 und MC2010 und die Abweichung zwischen Berechnung und Messung ist lediglich ca. ±15 %. Zudem kann auch festgestellt werden, dass die rechnerische Durchbiegung gering ist und diese Werte problemlos das Kriterium der Gebrauchstauglichkeit nach EC2 erfüllen, wie in Tab. 4-1 anhand des Verhältnisses der Durchbiegung zur Spannweite mit der Spannweite des Hauptfelds von 250 m gezeigt wird. Vertraut man dem MC2010, wenngleich der Absolutwert der Verformung nach 30 Jahren etwas unterschätzt wird, so wäre obendrein auch allein aus dem Kriechen eine weitere Verformungszunahme über das Brückenalter von 30 Jahren hinaus zu erwarten - was die Beobachtung am Bauwerk widerspiegelt.

Tab. 4-1: Verhältnis der Durchbiegungen gemäß Balkenberechnung mit EC2 und MC2010

	EC2	MC2010	Messwerte
nach 30 Jahren	L / 883	L / 1200	L / 1000
nach 100 Jahren	L / 835	L / 930	[-]

Betrachtet man allerdings den berechneten Zeitverlauf der Verformungszunahme im Vergleich zu den Messwerten, so ist das Ergebnis nicht zufriedenstellend. Gemäß EC2 wird die Anfangsverformung gut abgebildet, aber das spätere Verhalten nicht zufriedenstellend erfasst. Bei MC2010 hingegen wird die Anfangsverformung unterschätzt, während sich der Trend nach 30 Jahren mit einer Extrapolation der Messkurve in etwa übereinbringen lässt. Die Gründe für diese Diskrepanzen lassen sich an diesem Balkenmodell nicht weiter spezifizieren. Nachfolgende Arbeitspakete gehen daher verschiedenen Fragestellungen nach. Im Detail handelt es sich um:

- 5) AP5 und AP8: Bauwerksmonitoring zum tatsächlichen Verhalten,
- 6) AP6: Kriechuntersuchungen an altem Bauwerksbeton zur Evaluierung des Kriechmodells,
- 7) AP7: numerische Untersuchungen am 3D-Volumenmodell zur Wechselwirkung des Schwindens und Kriechens in den Teilquerschnitten mit unterschiedlichem Austrocknungsverhalten und
- 8) AP9: Ursachenfindung unter Einbezug des tatsächlichen Temperaturverhaltens und des Bauwerkzustands.

Seite 40 ConDef





ARBEITSPAKET 5 - BAUWERKMONITORING TÜ SCHOTTWIEN

AutorInnen: DI Peter Furtner (VCE ZT GmbH)

DI Martin Fritz (VCE ZT GmbH)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

5.1 Allgemeines und Zielsetzung

Dieses Arbeitspaket hatte zum Ziel, die Bauwerks- und Umgebungstemperatur sowie Verformungsänderungen und Dehnungszunamen im Überbau des TÜ Schottwiens in mehreren Querschnittsebenen über 2 Jahre zu messen. Zudem sollte eine Monitoringempfehlung für betroffene Tragwerke entwickelt werden.

Folgend auf AP4 wurde hierfür ein Messkonzept für den Talübergang Schottwien ausgearbeitet (Entwurf siehe eCall). Aufgrund des Tragwerksalters sind nur mehr geringe Verformungen zu erwarten. Die Messgeber werden in 7 Querschnitten mit der größten, zu erwartenden Verformung installiert. Durch Integration kann die Verformung ermittelt werden. Die Dehnungsmessungen erfolgen mit langzeitstabilen, hochpräzisen Faseroptischen Sensoren (FGB). Mit einem Schlauchwaagensystem wird außerdem die Verformungszunahme direkt gemessen, um die Dehnungsmessungen zu verifizieren. Die Bauteiltemperatur wird in verschiedenen Punkten über den Querschnitt sowie der Luft aufgenommen. Mit der gemessenen Temperatur und der FE-Simulationsrechnung werden die Temperaturgradienten ermittelt und die Temperaturverformung ermittelt. Die Abtastrate beträgt 1 Hz. Die Messdaten werden vor Ort gespeichert und mittels Mobilfunknetz auf den VCE Monitoringserver in Wien übermittelt. Alle Messdaten und Auswertungen werden in einem Web-User-Interface visualisiert und zum Download bereitgestellt. Dieses Arbeitspaket

inkludiert die Einrichtung der Web-Darstellung, sowie Betrieb und Wartung des Monitoringsystems über den gesamten Messzeitraum von 2 Jahren.

Seite 41 ConDef





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

5.2 Aufbau des Monitoringprogramms

5.2.1 Allgemeine Anforderungen an ein Bauwerksmonitoringsystem

Folgende Anforderungen werden an ein leistungsfähiges Monitoringsystem gestellt:

- (1) Die Lösung muss für den Einsatz an Brücken geeignet sein (klimatische Anforderungen, Erschütterungen, ununterbrochener und jahrelanger Dauerbetrieb).
- (2) Sämtliche verwendete Hardwarekomponenten müssen am freien Markt erhältlich sein, um den einfachen Austausch zu ermöglichen und die Unabhängigkeit von einzelnen Unternehmen bzw. Herstellern zu gewährleisten.
- (3) Als Betriebssystem sind herkömmliche Lösungen vorzusehen (Linux oder Microsoft basiert).
- (4) Das User-Interface soll intuitiv zu bedienen sein und über jeden herkömmlichen Web-Browser zugänglich sein (passwortgeschützt).
- (5) Die Dauerüberwachungsanlage soll auch bei teilweisem Ausfall (Sensoren, etc.) weiterlaufen und bereits aufgezeichnete Daten dürfen bei Stromausfall keinesfalls verloren gehen.
- (6) Die Dauermessanlage ist als Turnkey-Lösung (schlüsselfertig) von einem Vertragspartner herzustellen, zu betreiben, zu warten und gegebenenfalls rückzubauen.
- (7) Der Betreiber muss über Möglichkeiten zu Ferndiagnose verfügen und muss für Rückfragen bzw. Servicearbeiten erreichbar sein (Bereitschaftsdienst, Service Hotline).

5.2.2 Anforderungen an das Bauwerksmonitoringsystem am TÜ Schottwien

Die Geometrie des Tragwerks wird seit der Fertigstellung in unregelmäßigen Abständen durch Vermessung überwacht. Die Ergebnisse der Messungen zeigen fortschreitende Kriechverformungen im Hauptfeld, wobei die Vertikalverformung seit Messbeginn in der Größenordnung von ca. 28 cm liegt.

Aus diesen Vermessungen kann bisher kein einheitliches Bild gewonnen werden, da temperaturbedingte Verformungen (Vertikalverformung und Neigung der Pfeiler) die Kriechverformungen überlagern und die Anzahl der Messwerte für eine Interpretation nicht ausreicht.

Die ASFINAG, das BMVIT und die ÖBB haben daher im Wege der FFG im Forschungsprogramm Mobilität der Zukunft: Verkehrsinfrastrukturforschung, F&E Dienstleistungen VIF2016 unter dem Punkt "2.1.1 Verformungszunahmen bei Freivorbaubrücken aus Spannbeton" weitergehende Untersuchungen ausgeschrieben.

Seite 42 ConDef







Die BIEGE Partner TU-Graz, Institut für Betonbau und VCE haben daher folgendes Konzept für das Monitoring entworfen:

- 15 Betondehnungen (je 3 Stück in 5 Querschnitten, Messbasis ca. 10 cm, Auflösung +/-1μm/m)
- 7 Schlauchwaagensensoren in 7 Querschnitten zur Messung des Längsprofils der Durchbiegungsänderungen
- 10 Bauwerkstemperaturfühler
- 1 Lufttemperatursensoren
- Datenaufzeichnung vor Ort.
- Vorgeschlagenes Messintervall: 1 Sekunde, Mittelung von 60 Messwerten auf 1 Minute. Gezeigtes Messintervall: 1 Minute
- Datenfernübertragung mittels Mobilnetz und Internet (VPN)
- Web-User-Interface mit Benutzernamen und Passwort
- Jährliche Systemwartung
- Jährliche Auswertung und Jahresbericht.

5.2.3 Systemkonzept

Das Monitoringsystem ist wie folgt aufgebaut:

- Messung durch die Sensoren (elektronische Druckschlauchwaagensensoren, Temperatursensoren);
- Messung durch Faseroptische Dehnungssensoren;
- Datenübertragung zur Monitoring-Masterstation in Feldmitte;
- Datenspeicherung in der Monitoring-Masterstation;
- Datenübertragung via Mobilfunknetzwerk und Internet zum Monitoringserver im VCE Bürogebäude;
- Datenspeicherung am VCE Monitoringserver. Sämtliche Daten auf dem Monitoringserver werden permanent gesichert (Datenspiegelung und Magnetbänder).
- Datenvisualisierung und Datenbereitstellung über das Web-User-Interface. Das Web-User-Interface ist passwortgeschützt.
- Datendownload sämtlicher Messdaten über das Web-User-Interface.

Weitere Funktionen der Monitoringsysteme:

- Kleine Pufferbatterie für "Strom-aus" Alarmierung.
- Automatische permanente Funktionsüberwachung mit Alarmierung bei Funktionsstörung (Bsp.: Stromausfall, Sensorausfall, Ausfall der Datenübertragung). Die Alarmierung erfolgt über SMS und E-Mail an das Bereitschaftspersonal bei VCE;
- Permanente Überwachung der Messwerte hinsichtlich der Informationsgrenzwerte. Automatische Alarmierung per Warn-SMS und E-Mail an das VCE Bereitschaftspersonal;
- Alarmprotokoll und Funktionsprotokoll im Web-User-Interface;
- Downloadfunktion für alle Messdaten über das Web-User-Interface;
- Ferndiagnose und Fernwartung.

Seite 43 ConDef





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

5.2.4 Sensorlayout

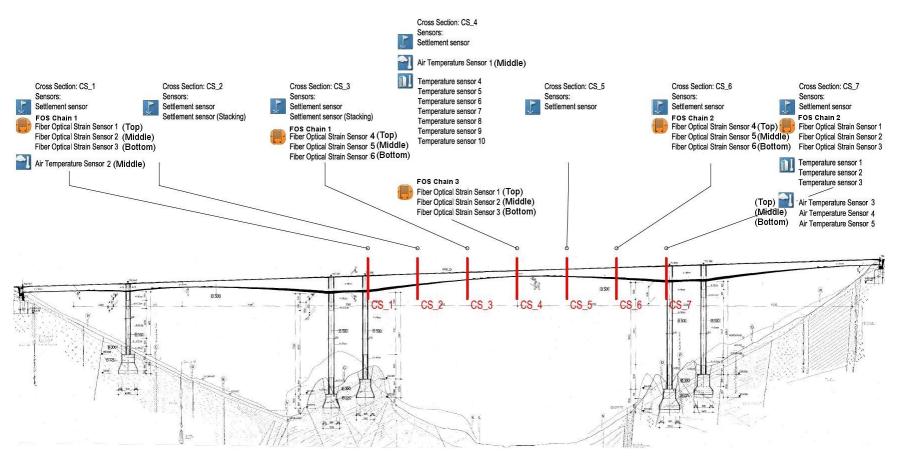


Abb. 5-1 Sensorlayout

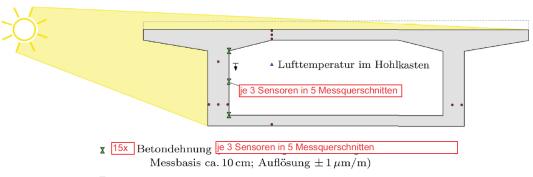
Seite 44 ConDef





Sensorenanordnung für Monitoring Talübergang Schottwien

• Klimadaten der Brücke über historische Wetterdaten



- $\overline{\bullet}$ Längsprofil der Durchbiegungsänderung über gesamtes Mittelfeld
- 10x Betontemperatur
- $^{\bullet}$ 1 x Luft temperatur

Abb. 5-2 Sensorenanordnung Querschnittsansicht

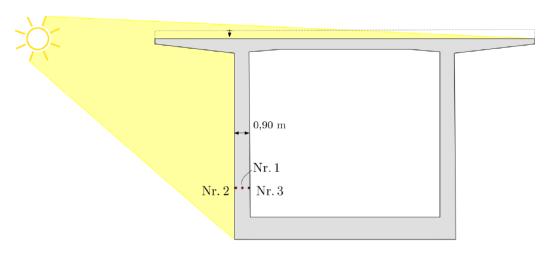


Abb. 5-3 Temperaturmessung im Bereich MQ7 (Stützbereich)

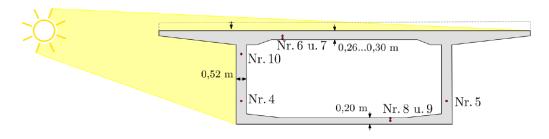


Abb. 5-4 Temperaturmessung im Bereich MQ4 (Feldbereich)





Tab. 5-1 Beschreibung der Messpunkte

Bez.	Lage	Nr.	Messgröße	
MQ 7	Stützbereich	1	Temperatur in der Mitte der dicken Stegwand (sonnenseitig)	
		2	Temperatur Außenseite Stegwand (sonnenseitig)	
		3	Temperatur Innenseite Stegwand (sonnenseitig)	
MQ 4	Feldbereich	4	Temperatur in der Mitte der dünnen Stegwand (sonnenseitig)	
		5	Temperatur in der Mitte der dünnen Stegwand (sonnenabgewandt)	
		6	Temperatur in der Mitte der Fahrbahnplatte	
		7	Temperatur Unterseite der Fahrbahnplatte	
	8	Temperatur in der Mitte der Bodenplatte		
		9	Temperatur an der Oberseite der Bodenplatte	
		10	Temperatur Außenseite Stegwand (sonnenseitig, aber tlw. verschattet)	

Bei der Begehung im Zuge der Installation des Schlauchwaagensystems am 25.10.2017 wurde die Anordnung der Temperatursensoren vor Ort abgestimmt. Hierbei sollen möglichst bereits vorhandene Löcher genutzt werden (Löcher der Schalungsanker oder kleine Sondierungsbohrungen). Diese Löcher werden entsprechend aufgebohrt und nach Applikation der Temperatursensoren mit Schnellzementmörtel o.ä. möglichst ohne Lufteinschlüsse verfüllt.

Die ungefähre Lage der ausgewählten Punkte im Bereich der jeweiligen Messquerschnitte zeigen nächsten beiden Abbildungen.





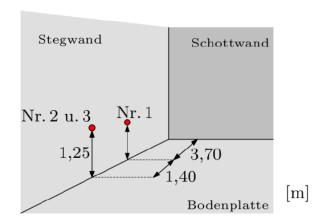


Abb. 5-5 Lage der Sensoren bei MQ 7 (Stützbereich)

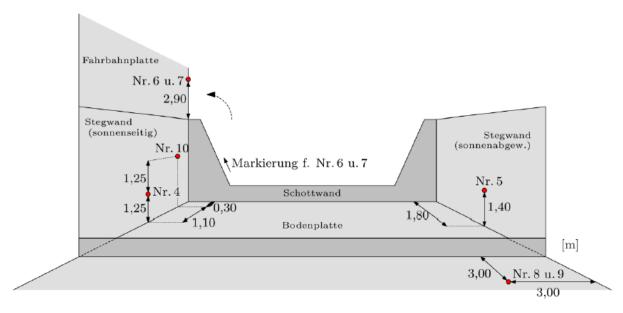


Abb. 5-6 Lage der Sensoren bei MQ 4 (Feldbereich)

5.2.5 Sensoren

5.2.5.1 Faseroptische Dehnungssensoren

Der FGB Sensor kann mit einer einzigen Faser in Linie verkettet werden. Der Sensor (Composite Type) ist speziell für die Anwendung auf Beton entwickelt worden. Die Messfaser ist zum Schutz in CFRP (=Carbon Fibre Reinforced Polymer) eingebettet. Die Messauflösung beträgt $1\mu m/m$





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie



Abb. 5-7 Bauwerks-Dehnungs-Sensor (SMARTEC MuST FBG Strain Sensor)

Die Sensoren werden auf den Beton aufgeklebt.

5.2.5.2 Hydrostatische Druckschlauchwaagensensoren

Automatisierte Druckschlauchwaagen stellen in der modernen Vermessungstechnik einen wichtigen Bestandteil dar. Sie eigen sich hervorragend zur Setzungs- und Bewegungsüberwachung von Objekten aller Art, egal ob Einfamilienhaus, Staudamm oder Kraftwerksturbine. Wichtigster Bestandteil eines jeden Überwachungssystems ist der Sensor. Das umfassende Angebot an hydrostatischen Sensoren macht die Druckschlauchwaage für eine Vielzahl möglicher Messaufgaben und Einbausituationen verfügbar. Verschaffen Sie sich einen Überblick.

Das Angebot an hydrostatischen Sensoren bedient eine Vielzahl möglicher Einbausituationen und Genauigkeitsanforderungen. Position-Control hat die weltweit größte Auswahl an hydrostatischen SW-Sensoren.

Position Control TYP PC-HSA4-500

Messbereich: nach Anforderung +/- 0...200,500,1000, 1500 mm etc.

Ausgangssignal: Analog 4...20mA

Einsatzgebiet: Universal, Wand- und Bodenmontage







Abb. 5-8 Hydrostatischer Druckschlauchwaagensensor (elektronisch)

5.2.5.3 Bauwerkstemperatursensoren

Der Bauwerkstemperaturfühler wird mit einem Edelstahlschutzgehäuse geliefert. Der Sensor ist absolut wasserfest (IP 68) und wurde für Anwendungen im Baubereich entwickelt. Der Messbereich beträgt -30 bis +50° C.

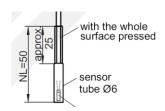


Abb. 5-9 Bauwerkstemperatursensor TMB WK 63.3-460

Die Sensoren werden entweder in "Schalungslöchern" oder in zu bohrenden Löchern installiert. Die Löcher werden anschließend mit einer temperaturleitenden Paste verfüllt um den Anschluss an den Beton zu gewährleisten.

5.2.5.4 Lufttemperatursensor

Der Temperatursensor mit fest angeschlossenem Kabel wird zur Messung der Temperatur der Luft und anderen nicht aggressiven Gasen verwendet. Der Sensor ist serienmäßig mit einem Teflonfilter für den Außeneinsatz zum Schutz vor Staub ausgestattet. Der Sensor ist tau- und spritzwasserfest. Der Messbereich beträgt -30 bis +70° C.





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie



Abb. 5-10 Temperatur-Sensor-Compact von Thies Clima

5.2.6 Messsystem, Systemarchitektur

5.2.6.1 Systemarchitektur

Die Systemarchitektur folgt einem modularen Aufbauschema und erlaubt jederzeit Modifikationen und Erweiterungen des Monitoringsystems mit zusätzlichen Sensoren.

Die Systemarchitektur erfüllt folgende Zielsetzung:

- Die Sensoren können beliebig entlang des Hauptfeldes platziert werden.
- Der Verkabelungsaufwand wird geringgehalten.
- Das System ist beliebig erweiterbar.
- Die Stromversorgung erfolgt zentral über die Masterstation.

Folgende Konfiguration erfüllt diese Zielsetzungen:

- Masterstation mit Internetanbindung über Mobilfunknetzwerk in Tragwerksmitte
- Faseroptisches Messsystem mit 2 Strängen
- Alle Temperatursensoren in einem Messquerschitt
- Schlauchwaagensystem mit 2 Strängen

5.2.6.2 Monitoring Masterstation

Die Messtechnik basiert auf einem "Industrial graded cPCI-System" mit Dual-core CPUs. Die A/D erfolgt mittels Multikanal-, 18/24-bit selbstkalibrierenden Konvertermodulen.

Stromausfälle bis zu maximal 2 Stunden werden durch eine Pufferbatterie überbrückt. Damit werden auch Systembeschädigungen und Datenverluste vermieden. Die Masterstation wird in einem versperrbaren Metallschrank installiert.

Sämtliche Messdaten werden mit Kanalbezeichnung und Zeitstempel versehen. Die Zeitsynchronisation sämtlicher Messdaten erfolgt im Mikrosekundenbereich.

Sämtliche Messdaten werden vor Ort auf Festplatten gespeichert, um Datenverluste zu vermeiden. Die Messdaten werden in einem speziellen, platzsparenden Dateiformat abgespeichert. Die Kapazität der Festplatten wird auf den Messzeitraum dimensioniert.

5.2.6.3 Datentransfer und Datensicherung

Die im Monitoringsystem gespeicherten Rohdaten werden bereinigt und via Mobilfunknetzwerk und Internet auf den VCE Datenserver in Wien übertragen. Dort erfolgt





eine Sicherung auf mehreren unabhängigen Servern. Die Daten werden in komprimierte Form übertragen. Das monatliche Datenvolumen ist sehr gering.

Die Datenverbindung wird auch für eventuelle Alarmfunktionen sowie für die Fernwartung des Monitoringsystems benutzt (Funktionskontrolle, Einrichtung bzw. Veränderung von Alarmgrenzwerten, gegebenenfalls Softwareupdates).



Abb. 5-11 Modem und Antenne für den Datentransfer

5.2.7 Web-User-Interface

Das Web-User-Interface ist das "Front-End" des Monitoringsystems für den Kunden. Sämtliche relevante Informationen zum Monitoringsystem (Bsp.: Sensorlayout, Datenblätter, Bilder, Beschreibung) sowie alle Messdaten und gegebenenfalls auch Auswertungen und Berichte werden in übersichtlicher Form bereitgestellt.

Das Web-User-Interface greift direkt auf den VCE Messdatenserver in Wien zu und ist von jedem PC mit Internetzugang aufrufbar. Voraussetzung ist ein gängiger Web-Browser (Bsp.: Internet Explorer, Mozilla Firefox, etc.).

Das Web-User-Interface ist mittels individuellem Benutzernamen und Passwort gegen unautorisierten Zugriff geschützt. Jeder Nutzer kann nur auf individuell freigegebene Projekte, Informationen und Daten zugreifen.

Das User-Interface ist einfach und intuitiv zu bedienen. Sämtliche Informationen werden in Grafiken und Bildern dargestellt.

Ein Echtzeitzugriff auf sämtliche Messdaten ist möglich. Sämtliche Rohmessdaten können auch jederzeit direkt von der Monitoring-Masterstation heruntergeladen werden.

In Abb. 5-12 bis Abb. 5-20 sind beispielhafte Darstellungen zum Umgang mit dem Web-User-Interface gegeben.





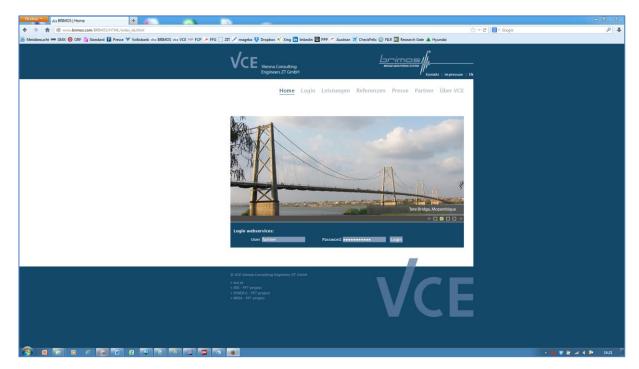


Abb. 5-12 Zugang zum Web-User-Interface

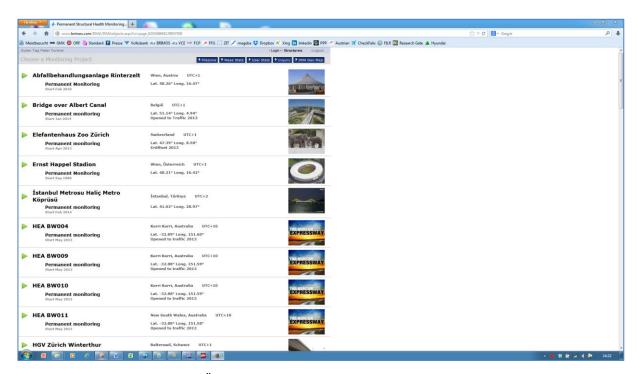


Abb. 5-13 Überblick über alle Bauwerke mit VCE Monitoringsystem





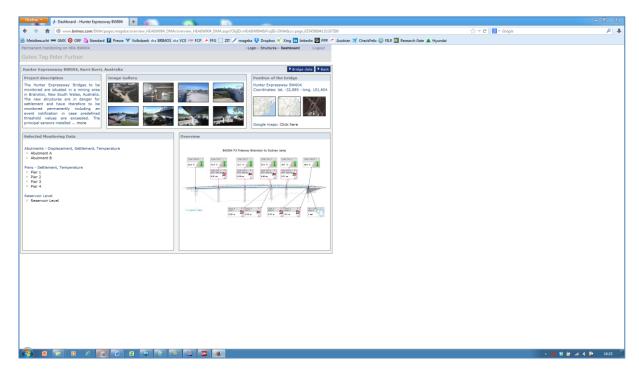


Abb. 5-14 Beispiel: Dashboard - Schlauchwaagensystem



Abb. 5-15 Beispiel: Monitoring-Daten in Zeitreihen – Schlauchwaagensystem





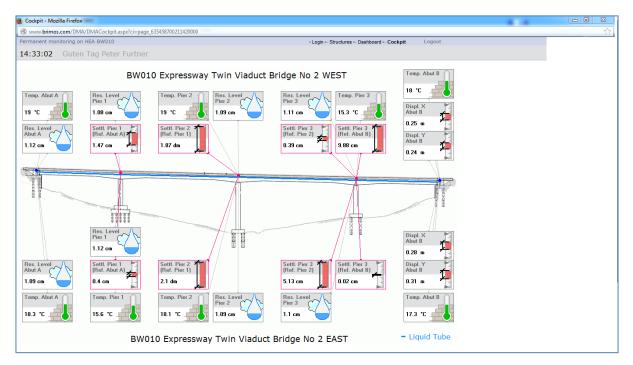


Abb. 5-16 Beispiel: Monitoring-Cockpit Schlauchwaagensystem

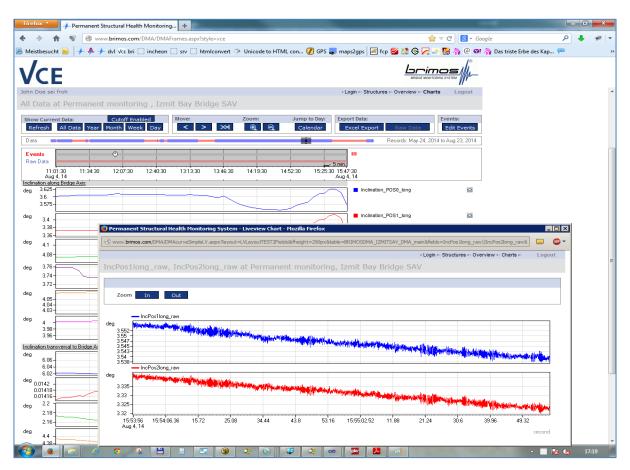


Abb. 5-17 Beispiel: Live-View: Messdaten in Echtzeit





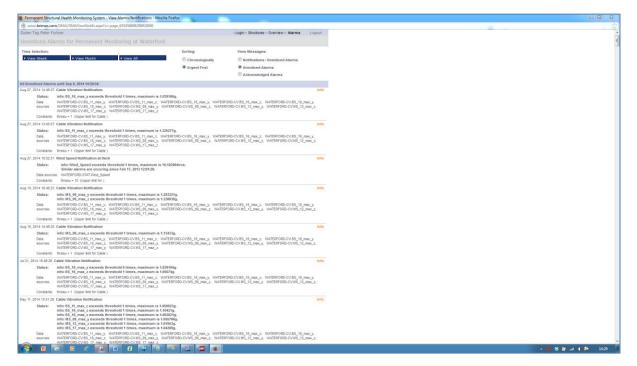


Abb. 5-18 Beispiel: Alarmprotokoll

5.2.7.1 Messdaten-Download

Das Herunterladen von Messdaten aus dem Web-User-Interface ist jederzeit möglich. Die Messkanäle und der Zeitraum können dabei frei gewählt werden. Sämtliche Informationen können als Bilder und/oder in Tabellenform heruntergeladen werden. Optional ist die Einrichtung eines automatischen Reportgenerators möglich. Das Berichtsintervall ist frei wählbar. In Abb. 5-19 wird der Datendownload am Beispiel des Schlauchwaagensystems veranschaulicht.





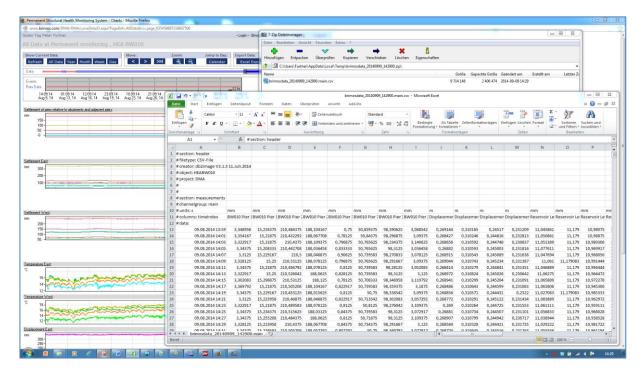


Abb. 5-19 Beispiel: Datendownload Schlauchwaagensystem

5.2.7.2 Zugang zu den Messdaten mittels Smartphones und Tablet-PCs

VCE hat Softwarelösungen für den Zugang zu den Messdaten mittels Smartphones bzw. Tabletts (Bsp.: iPad) entwickelt, wie in Abb. 5-20 veranschaulicht. Hardware und Software sind optional erhältlich.



Abb. 5-20 Beispiel: Zugang zum Web-User-Interface mittels Tablet-PC





5.3 Messergebnisse

5.3.1 Temperaturen

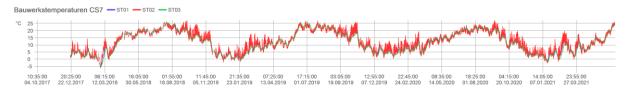


Abb. 5-21 Bauwerkstemperaturen CS7 – gesamter Messzeitraum



Abb. 5-22 Bauwerkstemperaturen CS4 – gesamter Messzeitraum



 $Abb.\ 5\text{-}23\ Luft temperaturen\ CS1,\ CS4\ innen,\ CS4\ außen\ (ATA),\ CS7-gesamter\ Messzeitraum$

Die Messung der Außentemperatur startete erst im Oktober 2020. Die deutlich stärker schwankende Außentemperatur überlagert im Diagramm die stabileren Innentemperaturen.

5.3.2 Durchbiegungen

Über den gesamten Messzeitraum ist eine deutliche Verformungszunahme zu erkennen.



Abb. 5-24 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Semmering-seitig – Zeitraum 2017 bis 2020







Abb. 5-25 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Wien-seitig – Zeitraum 2017 bis 2020

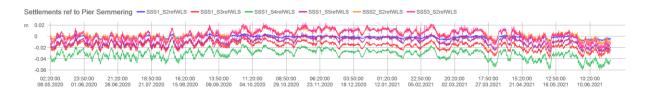


Abb. 5-26 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Semmering-seitig – Zeitraum 2020 bis 2021

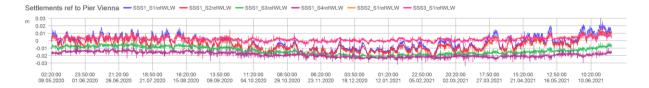


Abb. 5-27 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Wien-seitig – Zeitraum 2020 bis 2021

5.3.3 Dehnungen

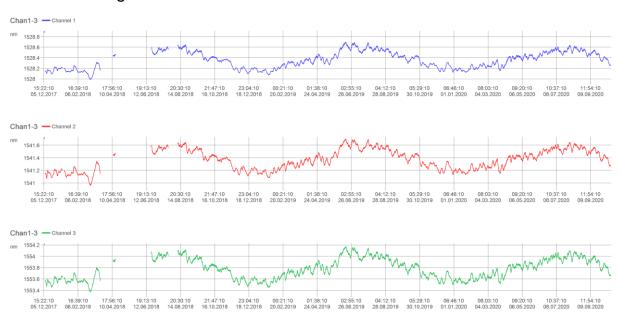


Abb. 5-28 Dehnungen CS1 – gesamter Messzeitraum





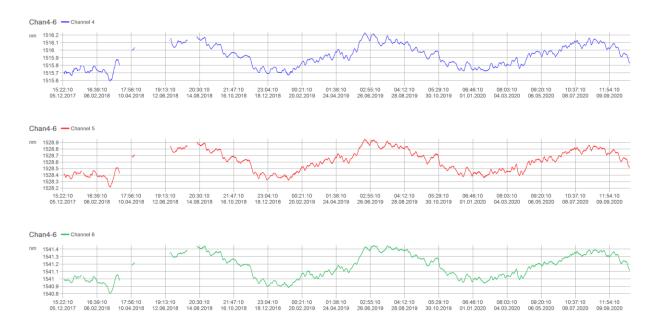


Abb. 5-29 Dehnungen CS3 – gesamter Messzeitraum

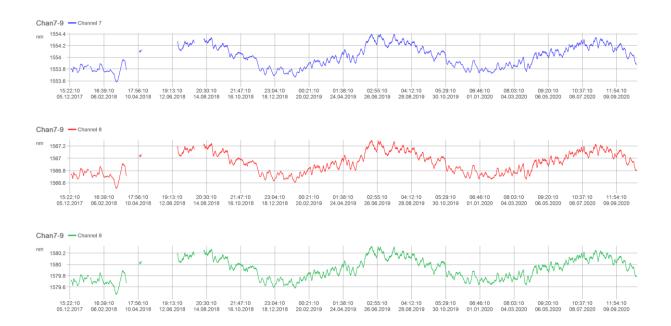


Abb. 5-30 Dehnungen CS4 – gesamter Messzeitraum





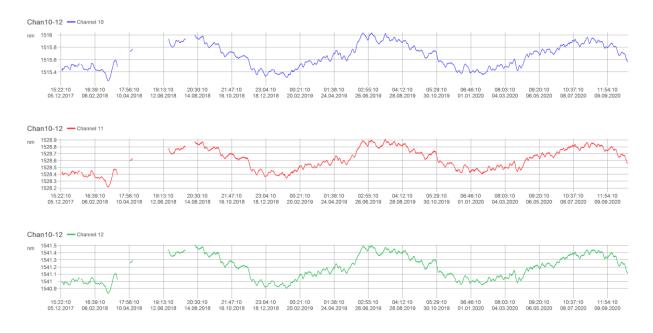


Abb. 5-31 Dehnungen CS6 – gesamter Messzeitraum

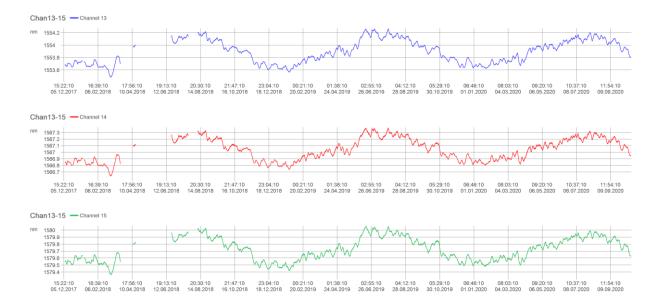


Abb. 5-32 Dehnungen CS7 – gesamter Messzeitraum

Durch die gemessenen Dehnungen können die jahreszeitlichen Änderungen veranschaulicht werden.





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

5.4 Monitoringempfehlung

Anhand der gemessenen Daten lassen sich ein eindeutiges Temperaturverhalten, sowie eine deutliche Verformungszunahme erkennen.

Die beobachteten Vorgänge sind Basis für folgende Monitoringempfehlung für ähnliche Tragwerke. Die Empfehlung wird unterteilt in 2 Kategorien.

5.4.1 Tragwerke mit einer Feldlänge unter 100m:

- Elektronisches Druckschlauchwaagen-Monitoringsystem zur Überwachung und Beurteilung kurzzeitiger Lastfälle, sowie langfristiger Verformungsvorgänge
- Erfassung der Temperaturen bei den Druckschlauchwaagen-Sensoren zum Zwecke der Temperaturkompensation

5.4.2 Tragwerke mit einer Feldlänge über 100m

- Elektronisches Druckschlauchwaagen-Monitoringsystem zur Überwachung und Beurteilung kurzzeitiger Lastfälle, sowie langfristiger Verformungsvorgänge in vertikaler Richtung
- Erfassung der Temperaturen bei den Druckschlauchwaagen-Sensoren zum Zwecke der Temperaturkompensation
- Erfassung der Neigungen zur Beurteilung der Torsion und Durchbiegung bezogen auf kurzfristige Lastfälle, sowie langfristige Vorgänge
- Geodätische Vermessung in wiederkehrenden Intervallen von maximal 6 Jahren





ARBEITSPAKET 6 - KRIECHEN DES BAUWERKBETONS

AutorInnen: Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

DI Eva Dorfmann (TU Graz – IBB)

6.1 Allgemeines und Zielsetzung

Ausgehend von der allgemeinen Annahme, dass die Kriechverformung nach einer Belastungsdauer von ca. 10 Jahren einen Endwert anstrebt und unbelasteter Beton sein Kriechpotenzial bei einem Belastungsbeginn in hohem Alter noch teilweise zeigt, werden Proben aus einem Bereich mit sehr hoher Vorbelastung (Bodenplatte im Stützbereich; "Druckplatte im Hammerkopf") und Proben aus einem Bereich mit geringer Belastung (Untergurt in Feldmitte bzw. Steg im Momentennullpunkt) entnommen und getestet. Das Belastungsniveau der Proben im Labor wird gleich gewählt. Es wird erwartet, dass alle Proben etwa die gleiche elastische Verformung aufweisen und die Proben mit höherer Vorbelastung kleinere oder gar keine Kriechverformung zeigen. Hiermit kann zum einen die Frage beantwortet werden, ob das Trocknungskriechen in den vorhandenen Kriechmodellen unterschätzt wird und zum anderen die Aktivierung des Kriechpotentials von Beton im Bereich mit geringer Belastung durch die Umlagerung im Querschnitts- bzw. im Systemebene dazu führt, dass die Verformung keinen Endwert anstrebt.

Ziele des AP6 sind die Bestätigung der Modelle zum Schwinden und Kriechen sowie vertiefte Erläuterungen zu den Versuchsergebnissen.

Als Entnahmebauwerk wurde gemeinsam mit dem Projektteam der Talübergang Lavant (P19), Richtungsfahrbahn Klagenfurt, festgelegt. Aufgrund der Bauweise, der Spannweiten und Querschnittsabmessungen sowie dem Bauwerksalter von ca. 30 Jahren bietet diese Brücke repräsentative Probeentnahmestellen für den Untersuchungsgegenstand.

6.2 Entnahmeprogramm

Die Entnahmestellen wurden mit Hrn. Leopold (S+W ZT) und Hrn. Müller (Kastner ZT) koordiniert und wie folgt festgelegt:

- Bohrkern für möglichst langzeitbeanspruchten Beton:
 - o Entnahmestelle: Druckplatte Pfeiler 2;
 - Entnahme eines Bohrkerns mit Durchmesser 300 mm zur späteren Gewinnung von 3 Bohrkernen mit Durchmesser 100 mm in Beanspruchungsrichtung;
 - verfügbare Länge des Grundkerns betrug aufgrund schiefen Abbruchs 420 bis
 330 mm





- Bohrkern für möglichst unbeanspruchten Beton:
 - o Entnahmestelle: Steg BA 2-11 mit ca. 60 m Abstand von der Einspannstelle;
 - Entnahme von drei Bohrkernen jeweils mit Durchmesser 100 mm und einer Länge von ca. 350 mm;
 - Entnahme erfolgte quer zur Beanspruchungsrichtung, da die ursprünglich geplante Entnahme eines 300er Kerns für Gewinnung von 100er Bohrkernen in Beanspruchungsrichtung aufgrund von Problemen bei der Stromversorgung nicht mehr möglich war; die Qualität des Untersuchungsprogramms sollte hiervon nicht wesentlich beeinträchtigt sein, da an dieser Stelle ja "nur" möglichst unbeanspruchter Beton gewonnen werden sollte

Abb. 6-1 veranschaulicht die Stellen der Probeentnahme.

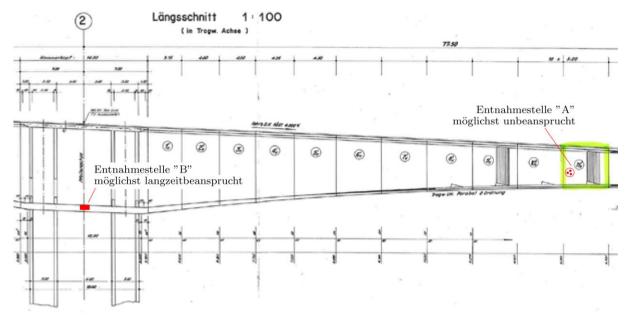


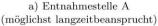
Abb. 6-1 Entnahmestellen TÜ Lavant

Die Entnahme der Proben erfolgte am 06.11.2018 durch die Fa. Mapag mit Unterstützung durch die Autobahnmeisterei Wolfsberg und wurde direkt im Anschluss zum Einbau in entsprechende Kriechstände an die MFPA Leipzig überführt. Abb. 6-2 veranschaulicht den Prozess der Probenentnahme.











b) Entnahmestelle B (möglichst unbelastet)



c) gewonnene Proben (links: aus A; rechts: aus B)

Abb. 6-2 Probenentnahme am Talübergang Lavant

6.3 Probenvorbereitung und Versuchsaufbau

Die Proben wurden am 07.11. in Leipzig übergeben. Nach Absprache der weiteren Verfahrensweise erfolgte am 08.11. dann das Ausbohren sowie die Vorbereitung der Versuchskörper für die Kriechuntersuchungen. Daran anschließend wurden die fertigen Proben für die Kriechstände über 3 Tage im Klimaraum vorkonditioniert. Abb. 6-3 veranschaulicht den Prozess der Probengewinnung aus dem Entnahmekern "B" für möglichst langzeitbeanspruchten Beton.

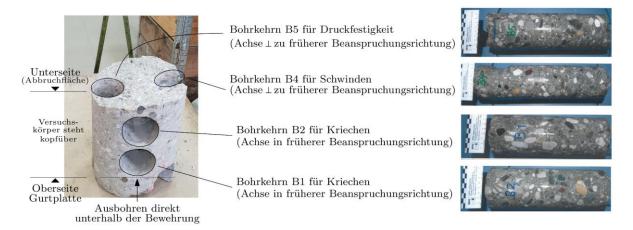


Abb. 6-3 Probenvorbereitung aus Entnahmekern "B" unter Berücksichtigung der Beanspruchungsgeschichte

Bei den Proben für die Langzeituntersuchung ist anzumerken, dass diese aus unterschiedlichen Tiefen hinsichtlich des Abstands zur freien Oberfläche im Bauwerk gewonnen wurden. Im Detail weisen die Bohrkerne zur Kriechuntersuchung einen Achsabstand zur freien Oberfläche von ca. 13 cm (B1) bzw. 25 cm (B2) auf. Der Bohrkern zur Schwinduntersuchung (B4) wurde in Tiefenrichtung herausgebohrt, wobei der untere Teil letztendlich als Probe verwendet wurde, sodass der Randabstand der Probe im Bereich von 20 bis 35 cm liegt.





Der Aufbau des eigentlichen Versuchsstands fand am 12.11. statt. Dies beinhaltete je Entnahmestelle zwei belastete Proben zur Messung des Kriechens und jeweils eine unbelastete Probe zur Messung des Schwindens. Die Kriechproben wurden in einem Versuchsrahmen in Reihe geschalten eingespannt. Im gesamten Messzeitraums herrschten gleichbleibende Umgebungsbedingungen mit einer Raumtemperatur von 20 ± 2 °C und einer relativen Luftfeuchte von 65 ± 5 %. Die Verformungsänderung der Proben wurde mittels Messuhren aufgezeichnet, wobei die Messlänge 10 cm betrug und bei jeder Probe drei Messuhren gleichmäßig um den Umfang angeordnet wurden. Abb. 6-4 veranschaulicht diesen Versuchsaufbau.

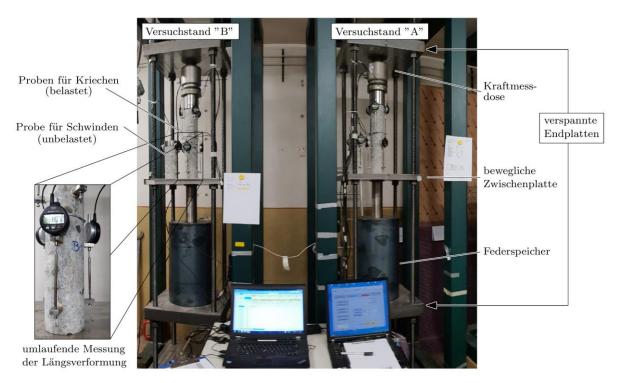


Abb. 6-4 Versuchsstand zur Beobachtung der Langzeitverformung infolge Schwindens sowie Schwindens & Kriechens

Die Versuchsdurchführung erfolgte gemäß [19] und [20], wobei die Kriechspannung mit 15,2 N/mm² eingestellt wurde. Diese Kriechspannung beträgt 1/3 der zuvor ermittelten Betondruckfestigkeit von 45,5 N/mm² und wurde anschließend mittels Federspeicher über 9 Monate konstant gehalten. Weitere Details finden sich in [21].

6.4 Messergebnisse

Die Messergebnisse dieses Versuchsprogramms gemäß [21] sind in Abb. 6-5 dargestellt. Die obere Zeile zeigt die Ergebnisse aus Schwinden und die untere Zeile die Ergebnisse infolge Kriechens. Dabei befinden sich in der linken Spalte die Ergebnisse der Proben von der Entnahmestelle mit Langzeitbelastung (B) und rechts diejenigen ohne Langzeitbelastung (A).

Entnahmestelle mit Langzeitbelastung (B) Entnahmestelle ohne Langzeitbelastung (A)



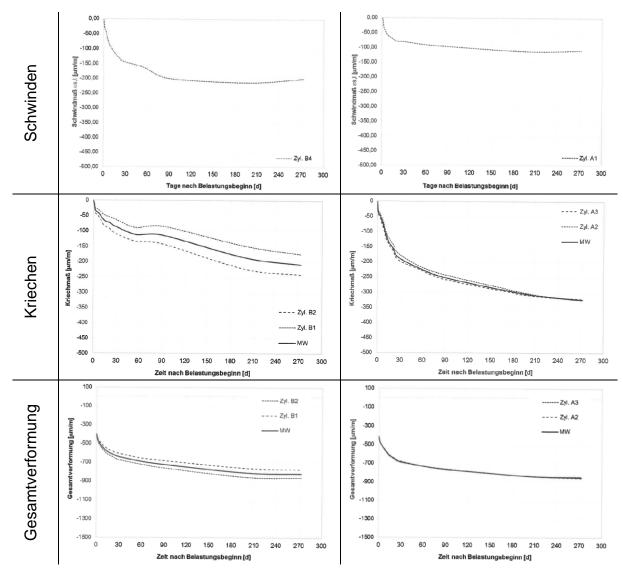


Abb. 6-5 Messergebnisse des Versuchsprogramms hinsichtlich Schwindens, Kriechens und der Gesamtverformung gem. [21]

Qualitativ zeigen die Schwindkörper ein vergleichbares Verhalten, jedoch ist das Schwinden bei Entnahmestelle "A" nur ca. halb so groß wie bei Entnahmestelle "B". Inwiefern dieser Unterschied plausibel ist muss näher geprüft werden. Aus dem Vergleich der bestimmten Kriechkurven könnte man zudem schließen, dass der Beton mit Langzeitbeanspruchung tatsächlich ein geringes Kriechvermögen aufweist, so wie in der Arbeitshypothese im Forschungsantrag aufgestellt. Betrachtet man allerdings die gemessene Gesamtverformung in den belasteten Proben, so fallen diese Unterschiede deutlich geringer aus. Für nähere Aussagen zur Arbeitshypothese ist somit eine weiterführende Diskussion der Ergebnisse erforderlich.

6.5 Diskussion der Messergebnisse

Zunächst zeigen die Messergebnisse, dass die Proben ein ausgeprägtes Schwinden besitzen. Dies lässt darauf schließen, dass die Austrocknung selbst nach 30 Jahren nicht abgeschlossen ist. Vielmehr liegt ein stationäres Feuchtefeld in den Bauteilen vor, welches sich im





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

Gleichgewicht mit seiner Umgebung befindet. Nach der Entnahme ist das Feuchtefeld im Probekörper jedoch nicht mehr im Gleichgewicht mit der Umgebung, sodass weitere Austrocknung in Gang gesetzt wird. Diese Austrocknung könnte zudem dadurch bestärkt werden, dass die Umgebungsfeuchte im Klimaraum geringer als am Bauwerk ist. Die gewählte Umgebungsfeuchte im Klimaraum wurde mit RH = 65±5% eingestellt, wohingegen Berechnungsempfehlungen für Brückenbauwerke zwischen 65 % bis 80 % im Jahresmittel schwanken. Für die Auswertung der Messergebnisse wurde dieser Effekt zunächst ausgeklammert, da unterstellt wird, dass das Bauwerk im Jahresmittel einer Umgebungsfeuchte von ca. 65 % ausgesetzt war.

Zudem unterscheiden sich die gemessenen Schwindverformungen je nach Entnahmestelle deutlich. Grundsätzlich erscheint dieser Unterschied plausibel, da die Probekörper nicht nur aus Bauteilen mit unterschiedlichen Dicken stammen, sondern auch unterschiedliche Randabstände zur freien Oberfläche im früheren Bauteil besitzen, was im Folgenden als "Entnahmetiefe" bezeichnet wird. Im Detail stammt die Schwindprobe aus der Entnahmestelle "B" für langzeitbeanspruchten Beton aus der 90 cm dicken Untergurt und weist eine Entnahmetiefe von ca. 20 – 35 cm auf. Demgegenüber stammt die Schwindprobe aus der Entnahmestelle "A" für möglichst unbeanspruchten Beton aus der 50 cm dicken Steg mit Entnahmetiefe von ca. 0 – 20 cm. Hieraus könnten sich unterschiedliche Feuchtepotenziale ergeben, die nach der Probeentnahme freigesetzt werden. Für eine Überprüfung dieser Überlegung werden die resultierenden Schwindverformungen gemäß dem Modell für Schwinden in EC2 [22] mit den nachfolgenden zwei Schritten grob abgeschätzt:

1. Berechnung des bis zur Entnahme im Bauteil stattgefundenen Trocknungsschwindens unter ingenieurmäßiger Berücksichtigung der wirksamen Bauteildicke für die Entnahmetiefe (Beginn des Schwindens zum Zeitpunkt t_S und Probenentnahme bei t_E :

$$\varepsilon_{\text{cd.Bauteil}}(t_{\text{E}}, t_{\text{S}}) = \beta_{\text{ds.Bauteil}}(t_{\text{E}}, t_{\text{s}}) \cdot k_{\text{h.Bauteil}} \cdot \varepsilon_{\text{cd.0}}$$

2. Berechnung der unbehinderten Trocknungsschwinddehnung im Probekörper nach Entnahme (Beginn des Schwindens in der Probe zum Zeitpunkt t_E bis t:

$$\varepsilon_{\text{cd,Probe}}(t, t_{\text{E}}) = \beta_{\text{ds,Probe}}(t, t_{\text{E}}) \left(\varepsilon_{\text{cd,0}} \cdot k_{\text{h,Probe}} - \varepsilon_{\text{cd,Bauteil}}(t_{\text{E}}, t_{\text{S}}) \right)$$

Für eine gleichbleibende Umgebungsfeuchte im Bauteil und im Klimaraum von RH=65% sowie ingenieurmäßigen Annahmen zu den wirksamen Bauteildicken ergeben sich aus dieser Berechnung die Ergebnisse in Abb. 6-6. Diesen Berechnungsergebnissen werden die Messergebnisse gegenübergestellt, wobei eine gute Übereinstimmung erkennbar ist. Die gute Übereinstimmung für die Entnahmestelle "A" (Steg mit Dicke 500 mm und Entnahmetiefe von 0-20 cm) wird hierbei mit einer wirksamen Bauteildicke von $h_0=400$ mm anstelle der vorhandenen wirksamen Dicke des Querschnitts von $h_0=500$ mm erzielt, wohingegen die Übereinstimmung für die Entnahmestelle "B" (Platte mit Dicke 900 mm und Entnahmetiefe 20-35 cm) die Berücksichtigung einer wirksamen Bauteildicke von $h_0=2500$ mm anstelle der vorhandenen wirksamen Dicke des Querschnitts von $h_0=900$ mm erfordert.





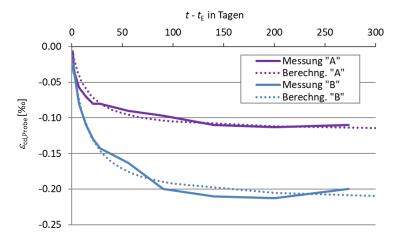


Abb. 6-6 Berechnetes Trocknungsschwinden der Proben vs. Messergebnisse zum Schwinden

Die Berechnungsannahmen für die gute Übereinstimmung lassen sich folgt begründen:

- Entnahmestelle "A": die gewonnene Probe erstreckt sich von der freien Oberfläche des Bauteils bis zu einer Tiefe von ca. 20 cm. Damit liegt die Probe vornehmlich im Randbereich. Die wirksame Bauteildicke kann hierfür unter Berücksichtigung der Symmetrie über einen Querschnitt mit der Dicke gemäß der zweifachen Entnahmetiefe $(b = 2 \times 200 = 400 \text{ mm} \rightarrow h_0 = 2 \times A_c/u = 400 \text{ mm})$ abgeschätzt werden. In dieser wirksamen Bauteildicke ist das Trocknungsschwinden zum vorliegenden Entnahmezeitpunkt von 30 Jahren nahezu abgeschlossen. Infolge der Entnahme wird die wirksame Bauteildicke des Probekörpers aber gegenüber dem Bauteilquerschnitt drastisch reduziert ($h_0 = 2 A_c/u = 50 \text{ mm}$) woraus sich über die Änderung des dickenabhängigen Koeffizienten k_h ein neues Potenzial für das Trocknungsschwinden ergibt. Der Zeitverlauf wird über das neue k_h der Probe ermittelt.
- Entnahmestelle "B": die gewonnene Probe erstreckt sich von einem Abstand zur freien Oberfläche von ca. 20 cm bis zu einer Tiefe von ca. 35 cm. Damit liegt die Probe hinter jenem Randbereich, in dem das Trocknungsschwinden unter Bauteilbedingungen bereits abgeschlossenen ist. Das bedeutet, dass sich in dieser Entnahmetiefe zu einem späteren Zeitpunkt weitere Trocknungsschwinddehnungen einstellen können. Das Potenzial für Trocknungsschwinden ergibt sich daher nicht nur aus der Änderung der wirksamen Bauteildicke infolge der Probeentnahme, sondern aus einer Kombination dessen mit der gespeicherten Feuchte in größerer Querschnittstiefe zum Entnahmezeitpunkt. Dieser Effekt wurde nun dadurch berücksichtigt, dass das Trocknungsschwinden im Bauteil um den Einfluss der Entnahmetiefe bereinigt wird. Unter Annahme einer parabelförmigen Verteilung der Trocknungsschwinddehnung über die Querschnittbreite entspricht der Beginn der Entnahmetiefe mit 20 cm in etwa der Tiefe der Randzone mit $0.2 \times b = 0.2 \times 90 = 18$ cm. Stellt man nun die mittlere Trocknungsschwinddehnung für diese Querschnittsbreite mit und ohne Randzone gegenüber, so resultiert ein faktorieller Unterschied von $\varepsilon_{\rm cd,mit}$ Rz/ $\varepsilon_{\rm cd,ohne}$ Rz = 2/3. Mit Blick auf die Zeitfunktion $\beta_{\rm ds}$ und den





Entnahmezeitpunkt von $t_E \approx 30$ Jahre wird dieser Unterschied nun durch Erhöhen der wirksamen Bauteildicke von $h_0 = 900$ mm auf 2500 mm erreicht.

Mit dieser weiterführenden Betrachtung der Messergebnisse zum Schwinden kann eine plausible Erklärung für das beobachtete Verhalten gefunden werden. Mit Blick auf den geringen Umfang der Datenbasis und die verschiedenen ingenieurmäßigen Annahmen bei dieser Betrachtung werden die gewonnen Erkenntnisse aber nur im Rahmen dieser Versuchsauswertung weiterverwendet.

Hinsichtlich der abgeleiteten Kriechdehnungen in Abb. 6-5 ergeben sich deutliche Unterschiede je nach Entnahmestelle bzw. Belastungsgeschichte. Vergleicht man die Gesamtdehnungen der Kriechproben (ohne Abzug des Schwindens) gehen die Unterschiede deutlich zurück. Dies lässt die Vermutung zu, dass sich die Unterschiede im Kriechen vornehmlich aus den Unterschieden in dem jeweils abgezogenen Schwinden aus den Vergleichsproben ergeben, aber nicht aus dem Kriechen selbst. Für eine Überprüfung dieser Überlegung werden daher die Kriechzahlen für beide Entnahmestellen einmal unter Berücksichtigung der zugehörigen Schwinddehnung je nach Entnahmestelle und einmal alternativ unter Zugrundelegung der Schwinddehnung aus "A" für beide Entnahmestellen berechnet. Das Ergebnis zeigt Abb. 6-7. Diesen Ergebnissen werden die Berechnungsergebnisse gemäß dem Modell für Kriechen in EC2 [22] gegenübergestellt, wobei eine gute Übereinstimmung für die alternative Auswertungsmethode erkennbar ist.

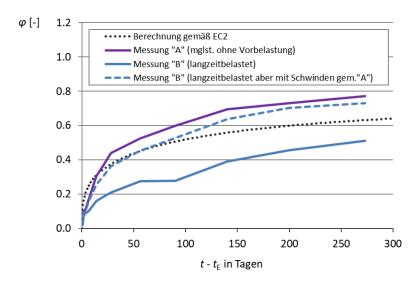


Abb. 6-7 Kriechzahlentwicklung für die Versuchskörper und Gegenüberstellung mit der Berechnung gem. [22]

Grundsätzlich zeigt sich aus den Vergleichen in Abb. 6-6 und Abb. 6-7, welche große Bedeutung das Schwinden auch bei diesen sehr alten Bauwerksbetonproben hat. Geht man pauschal davon aus, dass die Kriechproben "A1", "A2", "B1" und "B2" alle ein vergleichbares Trocknungsschwinden aufweisen, so kann die Hypothese eines deutlichen Einflusses aus der Belastungsgeschichte auf das Kriechvermögen von altem Bauwerkbeton nicht bestätigt werden. Für die Bohrkerne "A1" und "A2" mit identen Entnahmetiefen von 0 – 20 cm sowie den Bohrkern "B1" mit einer Entnahmetiefe von ca. 8 - 18 cm ist diese Annahme nachvollziehbar. Im Bohrkern "B2" liegt die Entnahmetiefe jedoch im Bereich von 20 - 30 cm, sodass hier nach





Bundesministerium Klimaschutz, Umwelt, Energie, Mobilität, Innovation und Technologie

der Probenentnahme auch ein größeres Trocknungsschwinden erwartet werden könnte. Diese Vermutung wird durch die etwas größere Gesamtdehnung in "B2" gestützt, jedoch kann diesem Zusammenhang mit der vorhandenen Datenbasis nicht gezielt nachgegangen werden.

Für allgemeingültige Schlussfolgerungen zum Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Kriechen in altem Beton ist die Datenbasis sicherlich zu klein. Zudem wurden in der Auswertung auch verschiedene ingenieurmäßige Annahmen getroffen, die mit weiterführenden Forschungsarbeiten zunächst bestätigt werden sollten, bevor daraus Bemessungsempfehlungen abgeleitet werden können. Demgegenüber liefern die Probenentnahme und deren anschließende Langzeituntersuchungen aber wertvolle Anhaltspunkte für das zeitabhängige Betonverhalten unter Bauwerkbedingungen:

- Hinsichtlich der Frage zum Einfluss der Belastungsgeschichte auf das Kriechen in altem Beton konnte keine signifikante Ausprägung dieses Effekts gefunden werden.
- Demgegenüber konnten wertvolle Anhaltspunkte zum Trocknungsschwinden bei Proben aus massigeren Bauteilen mit sehr hohem Betonalter gewonnen werden.
- Insgesamt konnten die gemessenen Schwind- und Kriechdehnungen überraschend gut mit dem Modell für Schwind- und Kriechdehnungen gemäß EC2 [22] nachvollzogen werden.

Insgesamt zeigt die vorangegangene Diskussion sehr deutlich, wie komplex das Thema der Langzeitverformungen ist und wie beeinflussbar entsprechende Schlussfolgerungen sein können, wenn nicht das große Ganze stets in die Betrachtungen einbezogen wird.

Für die weitere Vorgehensweise im Forschungsprojekt wurde auf Grundlage dieser Messergebnisse festgelegt, dass die Schwind- und Kriechdehnungen gemäß EC2 [22] in den weiteren Berechnungen zugrunde gelegt werden. Zudem findet keine Modifikation des Kriechpotenzials mit Blick auf die Belastungsgeschichte statt.





ARBEITSPAKET 7 – 3D-FE-MODELL UND PARAMETERSTUDIE

AutorInnen: DI Daniel Gheorghiu (TU Graz – IBB)

Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

7.1 Allgemeines und Zielsetzung

In AP7 wird das Bauwerk TÜ Schottwien mit einem volumetrischen 3D-FE-Modell bestehend aus Volumenelementen für den Beton sowie integrierten Stabelementen für die Spannstahlbewehrung idealisiert. Der Einfluss von Schwinden und Kriechen wird für die einzelnen Betonelemente entsprechend ihrem Alter zum Zeitpunkt der Aufbringung der Belastung (zeitdiskret) und ihrer Geometrie individuell erfasst. Die gesamte Kriechverformung des jeweiligen Elements hängt dann von der Belastungshöhe und deren Geschichte ab. Entsprechend kann der Spannkraftverlust der einzelnen Spannglieder in Abhängigkeit ihrer Lage ermittelt werden. Der Bauablauf und die Änderung des statischen Systems werden hierbei ebenfalls berücksichtigt. Nach der Verifikation des Rechenmodells mit den Messwerten in AP5 wird abschließend eine umfangreiche Parameterstudie mit dem bestgeeigneten Kriechmodell durchgeführt. Die wesentlichen Parameter wie Querschnittgeometrie, Spannweite, statisches System, Vorspannung etc. werden hierbei variiert, um den Einfluss der einzelnen Bauwerkseigenschaften auf den Verformungsverlauf bei Freivorbaubrücken zu studieren. Die erzielten Ergebnisse werden mit den Ergebnissen in AP1 verglichen. Der Vergleich mit den Ergebnissen in AP4 dient der Herleitung einer Vereinfachung für die Planung und Nachrechnung in der Praxis.

Mit diesen Betrachtungen soll einerseits der Einfluss einer genaueren Modellierung des Schwind- und Kriechverhaltens auf den Verformungsverlauf ermittelt werden. Zum anderen soll die Bedeutung bestimmter Bauwerkseigenschaften auf die Verformungszunahme geklärt werden. Das übergeordnete Ziel ist hierbei, Schlussfolgerungen für eine zutreffende und gleichzeitig praxisgerechte Vorgehensweise bei der statischen Untersuchung von Freivorbaubrücken zu ziehen.

7.2 Vorbemerkungen

Eine Grundvoraussetzung bei der Anwendung von gewöhnlichen Balkenmodellen ist das Ebenbleiben des Querschnitts. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist diese Voraussetzung allerdings nicht zwangsläufig gegeben, insbesondere wenn breite und flache Teilquerschnitte vorliegen. Als Folge dessen treten trotz einachsiger Biegung über die Querschnittshöhe





ungleichmäßige Spannungsverteilungen über die Querschnittsbreite auf. Die Ursache sind Schubverzerrungen in Längsrichtung, weshalb der Effekt auch als *shear lag*-Effekt bezeichnet wird. Abb. 7-1 veranschaulicht diesen Zusammenhang schematisch.

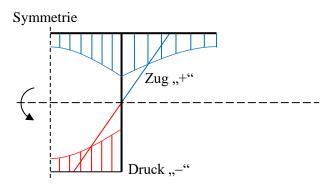


Abb. 7-1: Schematische Darstellung des Shear-Lag Effektes

Bei der Betrachtung des Gleichgewichts in der Bemessung von Betonbrücken kann der *shear lag-*Effekt üblicherweise mittels effektiven Breiten ausreichend genau erfasst werden. Eine genaue Betrachtung der Auswirkungen des zeitabhängigen Betonverhaltens auf die Verformungszunahme von weitgespannten Freivorbaubrücken mit sehr schlanken Hohlkastenquerschnitten ist hiermit aber nicht möglich, da etwaige Spannungsunterschiede über die Querschnittsbreite und einhergehende Spannungsumlagerungen infolge Kriechen nicht abgebildet werden. Hintergrund ist, dass bei der Methode der effektiven Breiten mit einer konstanten Spannung über die Querschnittsbreite gerechnet wird und somit der Spannungsunterschied nicht weiter ausgewertet werden kann.

Für eine genaue Betrachtung werden daher numerische Simulationen am Volumenmodell durchgeführt. Die Notwendigkeit der Verwendung von Volumenmodellen für diese Art von Untersuchungen soll zunächst am Ergebnis einer Voruntersuchung in Abb. 7-2 veranschaulicht werden. Zu sehen ist die mittels Volumenmodell berechnete Spannungsverteilung über die Breite des Untergurts an dessen Unter- und Oberkante (z=0 bzw. $z=h_{\rm Pl}$) bei Berechnung mit und ohne *shear lag*. Die dargestellten Spannungen wurden auf die Spannungsgrößen bezogen, welche sich nach Bernoulli-Theorie (Ebenbleiben des Querschnitts) ergeben würden, woraus sich der so genannte *shear lag* Faktor bestimmt. Erwartungsgemäß zeigt dieses Ergebnis, dass deutliche Spannungsunterschiede über die Querschnittsbreite bestehen: im Anschlussbereich des Gurtes zum Steg sind erhöhte Beanspruchungen im Untergurt sichtbar, wohingegen die Bereiche mit zunehmendem Abstand vom Steg entlastet werden. Zusätzlich werden aber auch unterschiedliche Verläufe der Spannungsunterschiede über die Breite je nach Höhenlage im Teilquerschnitt ausgewiesen. Diese zweidimensionale Spannungsverteilung wird allerdings erst bei einer Berechnung im Volumenmodell sichtbar. Für diese Untersuchung ist es daher nicht ausreichend, ein räumliches Faltwerkmodell aus Schalenelementen zu verwenden.





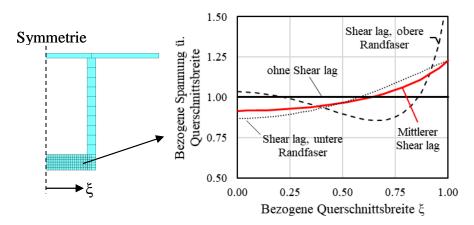


Abb. 7-2: Voruntersuchung zum Shear-Lag Effekt; Querschnitt (Hälfte) und Spannungsverteilung

In diesem zweidimensionalen Spannungsfeld werden nun Kriechverformungen hervorgerufen, die auch zu einer Spannungsumlagerung im Teilquerschnitt führen. Und diese Umlagerung führt wiederum zu einer zeitlich versetzten Aktivierung des Kriechpotenzials der einzelnen Querschnittsfasern. Inwiefern hierdurch eine Zunahme der absoluten Kriechverformung hervorgerufen wird soll anschließend näher untersucht werden. Eine weitere Fragestellung bei der Untersuchung mittels Volumenmodell ist der Einfluss des Trocknungsschwindens, dass sich nicht nur in den unterschiedlich massigen Teilquerschnitten zeitlich versetzt einstellt, sondern auch innerhalb des Teilquerschnitts nicht gleichmäßig entsteht. Beide Fragestellungen wurden zunächst eingehend am Beispiel des TÜ Schottwiens untersucht. Darüber hinaus wurde eine Parameterstudie zu wesentlichen Aspekten dieser Fragestellungen durchgeführt.

7.3 3D-FE-Simulation TÜ Schottwien

7.3.1 FE-Idealisierung

Mit Blick auf den Berechnungsaufwand wurde für die Erstellung des Volumenmodells zunächst ein repräsentativer Ausschnitt des TÜ Schottwiens festgelegt. Aufgrund der ungleichen Spannweiten (Hauptfeld = 250 m und Nachbarfeld = 162,4 bzw. 142,25 m) wurde hierzu der Systemausschnitt um die Pfeilergruppe 2 gewählt, so wie in Abb. 7-3 veranschaulicht. Anzumerken ist, dass der Einfluss aus der asymmetrischen Anordnung der Pfeilergruppen 2 und 3 aufgrund der unterschiedlichen Pfeilerlängen innerhalb einer Pfeilergruppe mit diesem Systemausschnitt nicht mehr abgebildet wird. Für die vorliegenden Fragestellungen bei den Untersuchungen mit dem Volumenmodell ist aber dieser auch von untergeordneter Bedeutung.





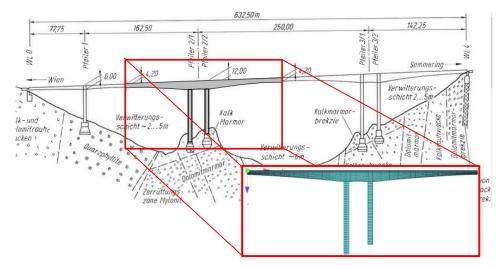


Abb. 7-3: Talübergang Schottwien im Längsschnitt; für den FE-Ansatz ausgewählter Abschnitt sowie Ansicht Modell

Das Modell beschreibt die angrenzenden Felder um Pfeilergruppe 2. Die Stützen sind in den Fußpunkten eingespannt und 75 bzw. 65 m hoch. Die Gestaltung der Querschnitte erfolgt entsprechend den Planunterlagen. In Abb. 7-4 sind die Querschnittsabmessungen des Hauptfeldes dargestellt. Die wesentlichen Abmessungen für den Stützquerschnitt belaufen sich auf ca. 24 m Breite an der Oberkante, 10,3 m Breite an der Unterkante sowie 12,50 m Höhe. Die Untergurtplatte hat eine Dicke von 1,70 m. Für den Feldquerschnitt beträgt die Höhe nurmehr 4,50 m. Die Dicke der Untergurtplatte sinkt auf 0,20 m.

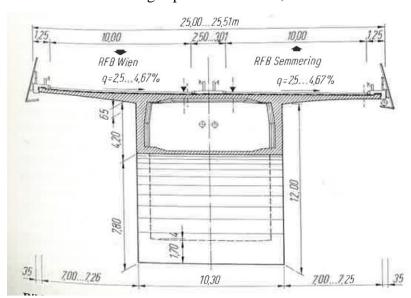


Abb. 7-4: Darstellung der Brückenquerschnitte - Stützbereich bis Feldmitte

Die Brückenquerschnitte wurden in der FE-Simulation direkt übernommen. Um den *shear lag* Effekt in ausreichendem Umfang auslösen zu können, wurde der Querschnitt in Breitenrichtung mit einer hohen Anzahl an FE-Volumenelementen modelliert. Abb. 7-5 zeigt die gewählte Elementanordnung für den Stütz- und den Feldquerschnitt.





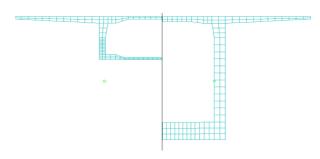


Abb. 7-5: Elementanordnung in den Querschnitten; links: in Feldmitte; rechts: am Anschnitt zum Pfeiler

Eine weitere Besonderheit des Volumenmodells besteht in der Modellierung der Vorspannung. Die aus der Vorspannung resultierenden Druckspannungen haben einen wesentlichen Einfluss auf die Kriechverformungen. Um die Spannungsgeschichte sowie Verteilung und Größe der Spannungen in den einzelnen Querschnitten möglichst genau zu erfassen, werden die Spannglieder diskret als Fachwerkstäbe in das Modell implementiert. In Abb. 7-6 ist der Verlauf der Spannglieder über die Bauwerkslänge dargestellt. Bei der Implementierung der Spannglieder wurde ebenfalls zwischen Kontinuitäts- und Kragarmspanngliedern unterschieden und die entsprechende Spanngliedführung gemäß der Planunterlagen abgebildet. Die Kontinuitätsspannglieder werden mit einer Vorspannkraft von 2018 kN vorgespannt. Die Vorspannung im Feldbereich beträgt 3292 kN.

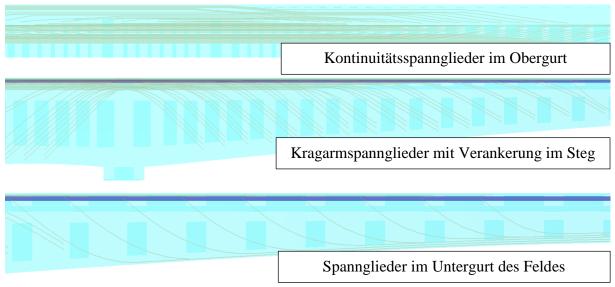


Abb. 7-6: Spannkabelverlauf und Verteilung im Querschnitt

Zur Bestimmung der Verformungen im Gesamtmodell wird von einer verlustfreien Spannkraftübertragung ausgegangen, d.h. Verluste zufolge Schlupf und Reibung werden vernachlässigt. Demgegenüber werden die Spannkraftverluste zufolge Schwinden und Kriechen möglichst exakt durch die Anwendung eines orts- und zeitdiskreten Kriechalgorithmus innerhalb der Berechnungsroutine abgebildet, wie nachfolgend beschrieben.





7.3.2 Materialmodell

Als Materialmodelle für Schwinden und Kriechen wurde in der Simulation zunächst grundsätzlich auf die Ansätze in EC2 zurückgegriffen und die zeit- und ortsdiskrete Implementierung der resultierenden Schwindverformungen sowie der Kriechverformungen unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte wurde über den Ansatz aus [23] realisiert. Die Berechnung der Schwind- und Kriechverformungen erfolgt hierbei individuell für jedes Volumenelement in jedem Zeitschritt. Im Detail werden die Schwindverformungen in Abhängigkeit von Alter, Zeit und Lage im Bauteil für jeden Zeitschritt ermittelt, wohingegen die Kriechverformungen in Abhängigkeit von Alter, Zeit, Lage und Wirkungsrichtung im Bauteil sowie der jeweiligen Spannungshistorie für jeden Zeitschritt ermittelt werden. Diese Verformungen werden dann in den einzelnen Elementen des Systems im zugehörigen Zeitschritt aufgezwungen, welche dann je nach Behinderungsgrad des Elements im System zu Verformungsänderung oder Spannungsabbau führen.

Im Gegensatz zu konventionellen Verfahren auf Basis der Superposition wird in [23] ein eigener Ansatz im Falle von Entlastung verfolgt. Zur Veranschaulichung zeigt Abb. 7-7 schematisch den zeitabhängigen Einfluss des Kriechens bei einem vollständig gezwängten Stabsystem unter stufenweiser Verformungseinwirkung (drei Belastungsstufen, die aufgrund der vollständigen Verformungsbehinderung zu den Spannungsänderungen $\Delta\sigma_1$, $\Delta\sigma_2$, $\Delta\sigma_3$ führen) und einer späteren entgegengesetzten Verformungseinwirkung, die von der Größe her zu einer teilweisen Entlastung ($\Delta \sigma_4$) führt. Zunächst werden die viskoelastischen Spannungen jeder Laststufe unabhängig voneinander berechnet (graue durchgezogene Linien). Die Addition der einzelnen Spannungsänderungen im Zeitverlauf ergibt die resultierende viskoelastische Spannungskurve für den Ansatz einer strikten Superposition (orange gepunktete Linie). Im Falle einer äußeren Entlastung führt die strikte Superposition zu einer Kraftzunahme im Zeitverlauf. Gemäß den Überlegungen in [23] ist diese Kraftzunahme ein Artefakt der strikten Superposition. In der Realität wird bei globaler Druckspannung im Element kein Zugkriechen hervorgerufen, sondern das Weiterkriechen unter Druck reduziert. Gleiches gilt umgekehrt für Spannungen unter Zug. Durch die Anwendung des Boltzmann'schen Superpositionsprinzips wird dies jedoch unzutreffend beschrieben, da hier die Entlastung als Spannungsinkrement mit entgegengesetztem Vorzeichen interpretiert wird die und daraus Kriechverformung eine unrealistische Spannungserhöhung bewirkt, wie in Abb. 7-7 erkennbar.

Die realitätsnahe Simulation erfordert daher eine detaillierte Modellierung der Abnahme der kriecherzeugenden Spannung infolge Entlastung, wie in [23] und [24] durch Versuchsnachrechnungen gezeigt wurde. Das Ergebnis einer solchen Modifikation zeigt die rote durchgezogene Linie.





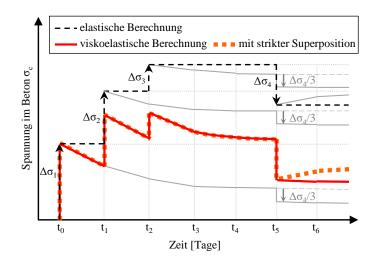


Abb. 7-7: Verhalten des Kriechmodells bei stufenweiser Belastung und anschließender geringfügigen teilweisen Entlastung

In den nachfolgenden Simulationen wurde das Modell aus [23] zur Anwendung gebracht. Dabei wird eine etwaige Entlastung gleichmäßig auf alle vorhandenen Belastungsstufen in Form einer Teilentlastung aufgeteilt und das Weiterkriechen damit reduziert. Außerdem sei angemerkt, dass in den folgenden viskoelastischen Untersuchungen jedes Finite Element seine eigene Lastund Kriechgeschichte unter Berücksichtigung des jeweiligen Betonalters hat. Für weitere Informationen zu dieser Art der Modellierung sei auf [23] oder [24] verwiesen.

Zur Veranschaulichung werden in Abb. 7-8 die Kriechdehnungen des Druckgurtes des Hohlkastenquerschnitts gemäß dem gewählten Ansatz mit elementweiser Betrachtung (links im Bild) mit dem praxisüblichen Ansatz eines ebenbleibenden Querschnitts (rechts im Bild) verglichen. Grundsätzlich weisen stärker belastete Bereiche auch stärkeres Kriechen auf (in Abb. 7-8 durch eine gelbe Farbcodierung gekennzeichnet), als weniger belastete Bereiche (hellrote Farbcodierung). Aus dem Vergleich ist außerdem ersichtlich, dass eine elementweise Betrachtung auch unterschiedliches Kriechen über die Gurtbreite abbildet, wenn Spannungsunterschiede über die Breite bestehen. In diesem Fall ist zudem davon auszugehen, dass die Spannungsunterschiede in Querrichtung mit fortschreitendem Alter des Bauwerks zu einem Ausgleich tendieren. Demgegenüber sind die Kriechverformungen bei der Berechnung mit Ebenbleiben des Querschnitts aufgrund einer gleichmäßigen Spannungsverteilung in Querrichtung des Druckgurtes ebenfalls gleichmäßig über die Gurtbreite verteilt.

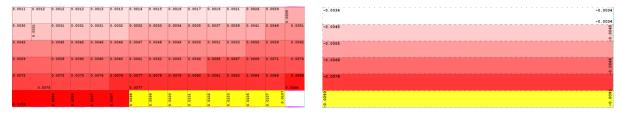


Abb. 7-8 Vergleich der Ansätze zur Berechnung der Kriechverformungen im Untergurt; links: elementweise Betrachtung; rechts: Betrachtung unter Ebenbleiben des Querschnitts





In der Berechnung des Schwind- und Kriechmaßes für ein Volumenelement im Modell spielt außerdem die effektive Bauteildicke eine wesentliche Rolle. Die effektive Bauteildicke ist als Maß für das Verhältnis von der Umwelt exponierten Außenflächen zum eingeschlossenen Volumen zu verstehen. Bei der Bestimmung ist darauf zu achten, welche Oberflächen dabei in den Hohlkasten hineinzeigen und welche der Außenluft ausgesetzt sind. Die übliche Vorgehensweise in der Baupraxis berücksichtigt hierbei, ob eine Oberfläche nach außen oder innen angeordnet ist, jedoch wird die effektive Bauteiledicke in der Regel für den gesamten Querschnitt berechnet und auch konstant für den gesamten Querschnitt angesetzt. Um das verhalten realistischer abzubilden wird die effektive Bauteildicke für die Teilquerschnitte Obergurt, Steg und Untergurt separat ermittelt und auch getrennt auf diese aufgebracht. Diese Ansätze werden in Abb. 7-9 schematisch veranschaulicht. Der tatsächliche Einfluss wird später mithilfe des Berechnungsmodells quantifiziert.

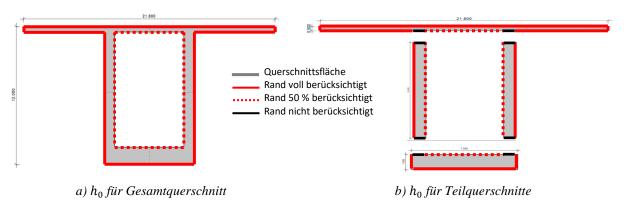


Abb. 7-9 Darstellung der Ansätze zur Ermittlung der effektiven Bauteildicke

Wird zur Ermittlung der effektiven Bauteildicke der Ansatz nach Abb. 7-9 verfolgt, kann die zeitliche Entwicklung der Schwind- und Kriechverformungen getrennt für die Teilquerschnitte Ober-, Untergurt und Steg nach Abb. 7-10 berechnet werden. Exemplarisch wurden die zeitlichen Entwicklungen für den Querschnitt über der Pfeilergruppe 2 dargestellt. Eine höhere effektive Bauteildicke führt dazu, dass Schwind- und Kriechverkürzungen zum einen zeitlich verzögert auftreten aber auch das Endschwind- bzw. Kriechmaß reduziert wird.

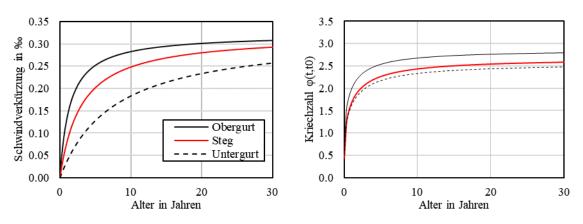


Abb. 7-10 Zeitliche Entwicklung der Schwindverkürzungen und der Kriechzahlen bei Betrachtung der Teilquerschnitte





7.3.3 Zeitsteuerung inklusive Bauablauf

Für eine realistische Simulation der Langzeitverformung ist die gesamte Spannungshistorie von Beginn der Herstellung bis zur Fertigstellung und daran anschließend während des Betriebs zu erfassen. Dies erfordert auch die Berücksichtigung aller Bau- und Standphasen, damit sämtliche Spannungszustände für eine realitätsnahe Berechnung der resultierenden Kriechverformungen am Bauwerk bekannt sind. In Abb. 7-11 ist dafür nochmals die Taktung der Herstellung dargestellt, wobei hier die betrachtete Pfeilergruppe 2 markiert wurde. Ein Schwarzer Punkt bedeutet dabei die Herstellung eines Bauabschnitts und stellt zeitlich eine Woche dar. Insgesamt durchläuft der betrachtete Bauwerksausschnitt 36 Bauphasen bevor es für ca. 10 Monate als Kragarm freisteht. In dieser Zeit wird der Überbau um Pfeilergruppe 3 hergestellt. Bauphase 37 stellt den Zusammenschluss in Feldmitte dar. Nach Abschluss der Bauphase wird in einem Zeitraum von 3 Monaten der Ausbau getätigt. Nach Abschluss des Ausbaus werden die Verformungen für einen Zeitraum von 30 Jahren berechnet.

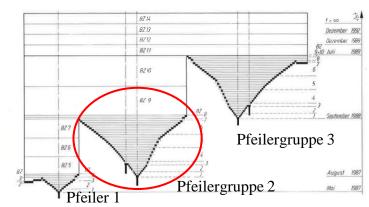


Abb. 7-11 Übersicht des Bautaktes und betrachteter Felder um Pfeilergruppe 2

Im Freivorbau:

Endzustand:

Abb. 7-12 sind wesentliche Bauphasen der Herstellung des Bauwerks dargestellt. Zuerst werden die Brückenpfeiler hergestellt. Die Herstellung des Überbaus erfolgt ausgehend vom rechten Pfeiler der Pfeilergruppe 2. Bei der Herstellung wird darauf geachtet, dass die Auskragung zu beiden Seiten des Pfeilers ungefähr gleichbleibt, um Biegebeanspruchungen in dem Pfeiler zu vermeiden. Nach der Herstellung des Hammerkopfs über den Pfeilern kann etwaige Biegebeanspruchung über ein Kräftepaar in den Pfeilern aufgenommen werden und es erfolgt die Herstellung des Überbaus in Richtung Pfeiler 1 bzw. Pfeilergruppe 3.





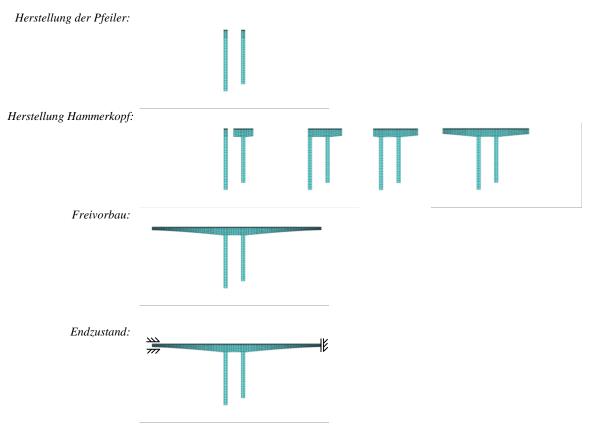


Abb. 7-12 Umsetzung der Bauzustände in der FE-Simulation; Herstellung um Pfeilergruppe 2

Der Baufortschritt wurde hierbei durch Aktivieren des jeweiligen Bauabschnitts im Berechnungsmodell abgebildet. Mit Blick auf die angestrebte Ermittlung der Verformungszunahme nach Fertigstellung wurden etwaige Verformungseinwirkungen aus der Hydratationswärme vernachlässigt und bei der Aktivierung bereits der 28-Tage E-Modul eingestellt. Die einzelnen Zeitschritte in der Simulation wurden letztendlich gemäß Tab. 7-1 gewählt.

Tab. 7-1: Zeitschrittsteuerung in der Simulation

	Zeitraum	Anzahl Zeitschritte	Zeitschrittlänge	
	28 Bauphasen à 7 Tage	28	7 d	
	98 Alterungsschritte à 112 Tage	98	112 d	
-	Betra	30 Jahre		

7.3.4 Einwirkung und klimatische Randbedingungen

Als Belastung wirkt grundsätzlich das Eigengewicht gemäß Baufortschritt, wobei zur Ermittlung eine Betonwichte von $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ verwendet wurde. Nach Abschluss der Bauphase werden die Ausbaulasten mit einer Größe von $g_1 = 9,20 \text{ kN/m}^2$ als zusätzliche





ständige Lasten aufgebracht. Weitere Verkehrslasten wurden mit Blick auf die angestrebte Ermittlung der Langzeitverformung nicht abgebildet.

Die Simulation erfordert außerdem eine Festlegung der klimatischen Randbedingungen hinsichtlich der Umgebungsluftfeuchte. Für den Standort des TÜ Schottwien mit einer Höhe von ~700 m ü. NN wurde diese einer relativen Luftfeuchte von 70 % als mittlerer Wert im Jahresverlauf gewählt. Demgegenüber hat die Umgebungstemperatur keinen Einfluss auf die Simulation der Langzeitverformung.

7.3.5 Berechnungsergebnisse

In Abb. 7-13 sind die berechneten Absenkungen in Feldmitte des Feldes zwischen Pfeilergruppe 2 und 3 dargestellt. Links dargestellt sind die Verformungen infolge Kriechens allein (schwarze Linie) sowie infolge Schwindens und Kriechens (rote Linie) zusammen. Über einen Verlauf von 30 Jahren stellt sich eine Zusatzverformung allein infolge Kriechens von 165 mm sowie infolge Schwindens + Kriechens zusammen von 192 mm ein. Das Ausmaß der Schwindverkürzung auf die Absenkungen in Feldmitte hängt hierbei sehr stark von der Art der Bestimmung der wirksamen Bauteildicke ab, was mit Detailergebnissen im rechten Bild verdeutlicht werden soll. Mit dem verwendeten Ansatz auf Basis von Teilquerschnitten (schwarze Linie) wird nach Brückenschluss zunächst noch ein Rest der typischen Anhebung im jungen Alter beobachtet; anschließend wird eine absolute Absenkung von ca. 30 mm erreicht. Bei einer Betrachtung als Gesamtquerschnitt (rote Linie) kommt es ausschließlich zur Absenkung und diese beträgt auch nur etwas weniger als die Hälfte der berechneten Absenkung infolge Schwindens unter Berücksichtigung von Teilquerschnitten.

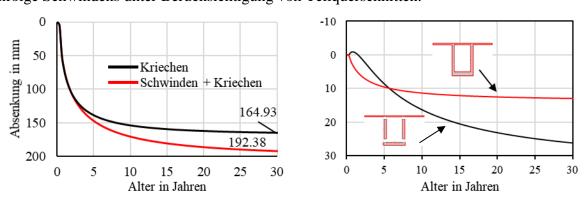


Abb. 7-13: Absenkungen in Feldmitte infolge Kriechens sowie Schwindens u. Kriechens kombiniert

Aufgrund des Systemwechsels vom Kragarm während der Bauphase hin zum Durchlaufträger nach Fertigstellung führt diese Verformung auch zu einer Schnittgrößenumlagerung entlang der Längsrichtung. Man spricht in diesem Zusammenhang oft von der "Schnittgrößenumlagerung infolge Kriechens hin zum Eingusssystem". Für den TÜ Schottwien ist das Ausmaß dieser Umlagerung in Abb. 7-14 anhand der Momentenverteilung zum Zeitpunkt t_1 unmittelbar nach Zusammenschluss des Überbaus in Feldmitte sowie t_2 nach 30 Jahren dargestellt. Betrachtet man das Stützmoment, so zeigt sich ein relativ geringes Umlagerungsverhalten von ca. 5 %, wohingegen die Zunahme des Feldmoments ca. 350 % beträgt. Dieses Verhalten ist vor allem





auf die sehr großen Steifigkeitsunterschiede zwischen Stütz- und Feldbereich zurückzuführen, wie in [25] dargestellt.

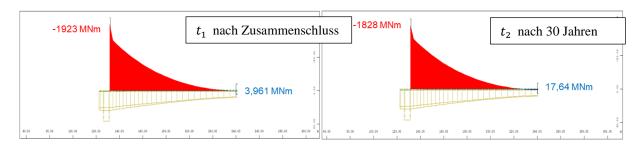


Abb. 7-14 Schnittkraftumlagerung zwischen Zusammenschluss und 30 Jahre Nutzung

Zur besseren Nachvollziehbarkeit werden die Querschnitte und der Verlauf der Querschnittsfläche und des Trägheitsmoments entlang des betrachteten Überbauabschnitts in Abb. 7-15 ausgehend vom Stützquerschnitt dargestellt. Die Querschnittsfläche des Feldquerschnitts entspricht ca. 40 % der Querschnittsfläche des Stützquerschnitts. Das Trägheitsmoment und somit die Biegesteifigkeit im Feldquerschnitt beträgt demgegenüber nur 5 % der des Stützquerschnitts.

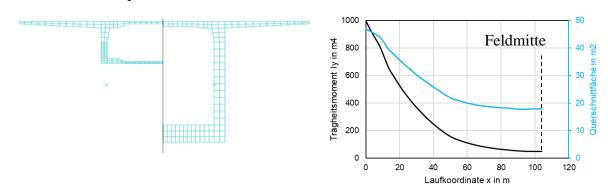


Abb. 7-15 Feld- und Stützquerschnitt des Hauptfeldes sowie Verlauf der Steifigkeiten

Unter Berücksichtigung des Steifigkeitsunterschieds ähnelt das idealisierte statische System eher dem eines Kragarmträgers als dem eines Durchlaufsystems. Bezogen auf die Langzeitverformungen aus Schwinden und Kriechen leistet der Feldbereich damit keinen wesentlichen Widerstand, sodass sich die Langzeitverformungen eher wie bei einem Kragarm quasi frei einstellen. Die deutliche Schnittgrößenänderung im Feldbereich hat somit keinen wesentlichen Einfluss auf die Verformungszunahme.

Da sich das System vornehmlich wie ein Kragarm verhält, ist der Einfluss des *shear lag*-Effekts auf die Verformungszunahme vornehmlich am Hohlkastenquerschnitt am Pfeileranschnitt zu beobachten. In Abb. 7-16 werden daher die Spannungsverteilungen im Untergurt des Hohlkastenquerschnitts am Pfeileranschnitt bei linear elastischer und viskoelastischer Berechnung für die Zeitpunkte t_1 und t_2 verglichen. Zum Zeitpunkt t_1 unmittelbar nach dem Zusammenschluss ergeben sich bei elastischer und viskoelastischer Berechnung bereits deutliche Unterschiede in der Spannungsverteilung, die auf das Kriechen während der Bauphase zurückgeführt werden können. Im Anschluss zeigen sich bei linear elastischer





Berechnung keine weiteren Umlagerungen, während die viskoelastische Berechnung weitere Umlagerungen im Querschnitt erkennen lässt.

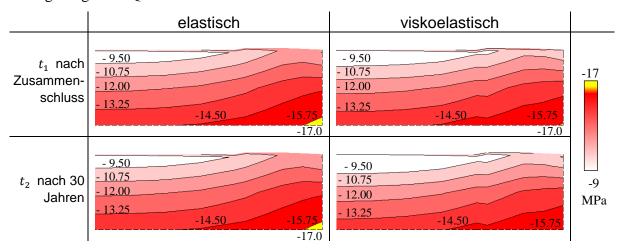


Abb. 7-16 Spannungsverteilung im Untergurt am Hohlkastenquerschnitt am Pfeileranschnitt

Insgesamt fällt die Spannungsumlagerung jedoch auch in Querrichtung gering aus. Um den Zeitraum der Spannungsumlagerung auf Querschnittsebene weiter einzugrenzen werden in Abb. 7-17 die berechneten Kriechverformungen an der Unterseite des Untergurts im Stützquerschnitt für den Punkt in Querschnittsmitte und den äußeren Eckpunkt dargestellt. Als Zeitraum wird hier die Bauphase mit einbezogen. Diese berechneten Kriechverformungen sind direkt proportional zum Spannungszustand im Untergurt, sodass der *shear lag-*Effekt als Differenz zwischen den berechneten Kriechverformungen in Abb. 7-17 auszumachen ist. Die Umlagerung auf Querschnittsebene ist durch die unterschiedlich groß berechneten Kriechverformungen in den Betrachtungspunkten festzustellen. Während der Bauphase ist eine deutliche Umlagerung auf Querschnittsebene zu erkennen; nach Ausbau und Verkehrsfreigabe sind weitere Umlagerungseffekte sichtbar, die aber nach ca. 700 Tagen abklingen. Ab diesem Zeitpunkt sind die berechneten Kriechverformungen nahezu identisch über die Untergurtbreite verteilt und eine weitere Umlagerung auf Querschnittsebene ist nicht mehr zu erkennen.

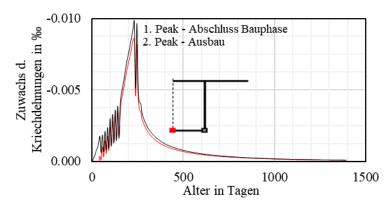


Abb. 7-17 Berechnete Kriechdehnungen in den Eckpunkten des Untergurtes im Stützbereich

Aus den Spannungsverteilungen in Abb. 7-16 lässt sich die resultierende Gurtkraft und der Angriffspunkt dieser Kraft errechnen. Die Ergebnisse dieser Berechnung sind in Abb. 7-18 für





ein Zeitintervall zwischen 0 und 1500 Tagen dargestellt, da gemäß Abb. 7-14 in diesem Intervall die höchste Auswirkung zufolge einer Kraftumlagerung auf Querschnittsebene zu erwarten ist. Eine Umlagerung der Kräfte innerhalb des Querschnitts ist nun daran zu erkennen, dass sich der Angriffspunkt der resultierenden Kraft über die Zeit verschiebt. Der Vergleich der ermittelten Zahlenwerte zeigt jedoch eine sehr geringe Verschiebung des Angriffspunktes der Kraft von maximal 2,6557 m bei Aufbringen der Ausbaulast bis 2,6495 m am Ende des betrachteten Zeitintervalls. Die Differenz beträgt somit nur 0,62 cm. Bei Ansatz einer gleichmäßigen Spannungsverteilung ergibt sich der Schwerpunkt der Gurtkraft bei 2,757 m und ist in Abb. 7-18 als unterbrochene schwarze Linie dargestellt.

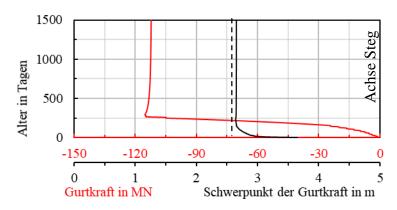


Abb. 7-18 Druckgurtkraft und Schwerpunkt im Intervall 0 bis 1500 Tage

Die Gurtkraft ändert sich im betrachteten Zeitraum von -114,83 MN auf -112,22 MN. Die Differenz beträgt lediglich 2,61 MN. Diese geringe Umlagerung ist im Einklang mit der geringen Schnittkraftumlagerung in Längsrichtung, s. Abb. 7-14.

Auf Grundlage dieser Ergebnisse kann für das betrachtete Bauwerk TÜ Schottwien geschlussfolgert werden, dass die Verformungszunahme zufolge des *shear lag-*Effekts von untergeordneter Bedeutung für das Verhalten des Tragwerks ist. Zudem kann auch eine Umlagerung der Schnittkräfte in Tragwerkslängsrichtung beobachtet werden, die dem erwarteten Ausmaß entspricht.

7.4 Parameterstudie

7.4.1 Allgemeines

Für die Untersuchung verschiedener Einflussparameter wurde eine weiterführende Parameterstudie an einem repräsentativen System durchgeführt. Hierzu wurde der Kragarmträger in Abb. 7-19 mit konstanter Querschnittsgeometrie erstellt, welche im Wesentlichen der Querschnittsgeometrie des Stützquerschnitts des TÜs Schottwien entspricht. Die Plattendicke des Ober- u. Untergurtes wurde vereinfach als konstant angenommen und entspricht im Mittel der Plattendicke des Talübergangs. Eine Berücksichtigung der Herstellung in Bauphasen ist weiterhin gegeben und erfolgt in seiner zeitlichen Ausdehnung gleich,





lediglich der Zusammenschluss nach Abschluss der Bauphase wird ausgelassen, sodass das System während der Alterungsphase als Kragarmträger verbleibt.

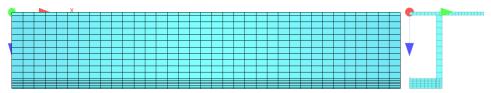


Abb. 7-19 Repräsentatives System, Längssystem und Querschnitt

Um den Einfluss der Querschnittsgestaltung über die Brückenlänge auf den *shear lag*-Effekt zu kontrollieren, wurden die Querschnittsabmessungen über die Bauteillänge variiert. In Abb. 7-20 ist dazu das Längssystem mit linearer und quadratischer Änderung der Querschnittshöhe und Plattenstärke dargestellt.

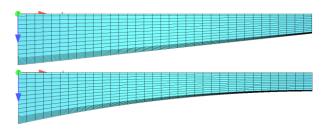


Abb. 7-20 Repräsentatives System, variable Querschnittsgestaltung über die Länge

Die Modellierung des Querschnitts ist in Abb. 7-21 dargestellt. Im Rahmen der Parameterstudie wird besonderes Augenmerk auf den *shear lag* im Druckgurt des Querschnitts gelegt. Aufgrund der hohen Druckspannungen ist davon auszugehen, dass Langzeiteffekte zufolge Kriechen an dieser Stelle besonders ausgeprägt zu beobachten sind. Um den *shear lag*-Effekt gut aufzulösen wird der Druckgurt des Querschnitts mit hoher Elementzahl modelliert.

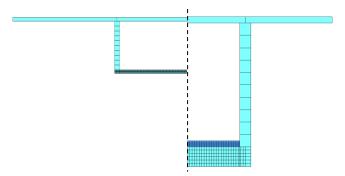


Abb. 7-21 Modellierung auf Querschnittsebene

7.4.2 Wesentliche Ergebnisse

Das Augenmerk der Parameterstudie lag auf der Quantifizierung des Einflusses von geometrischen Verhältnissen (Überbaus und Querschnitte) auf das Verformungsverhalten infolge Kriechen. Hierzu wurde insbesondere die Möglichkeit von Volumenmodellen, Spannungsverteilungen und -umlagerungen innerhalb von Querschnitten aufzulösen, genutzt.





Als Ergebnisgröße wird deshalb vornehmlich der so genannte *shear lag*-Faktor λ betrachtet. Dieser errechnet sich mit nachfolgender Formel:

$$\lambda = \frac{\sigma_{x}(x, y)}{\overline{\sigma}_{x}(x)} \tag{7-1}$$

Wobei $\sigma_x(x,y)$ die im Volumenelement des Druckgurtes ermittelte Spannung ist und $\overline{\sigma}_x(x)$ die Druckgurtspannung zufolge der Biegetheorie. Abweichungen des *shear lag*-Faktors von 1,0 deuten auf Abweichungen gegenüber der Biegetheorie (Ebenbleiben des Querschnitts) hin. Wird der Faktor < 1,0 ermittelt, ist der Bereich gegenüber der Biegetheorie weniger belastet, die Beanspruchung wird überschätzt. Wird der Faktor > 1,0 berechnet, ist der Bereich gegenüber der Biegetheorie stärker belastet und die Beanspruchung wird unterschätzt.

7.4.2.1 Einfluss der Gurtbreite und -dicke

In Abb. 7-22 ist der Einfluss der Gurtbreite und -dicke auf den *shear lag*-Effekt dargestellt. Die rot dargestellte Linie stellt hierbei den *shear lag*-Faktor für das Ausgangssystem wie oben beschrieben dar. Breite und Höhe des Untergurtes wurden dann zwischen dem 0,5-fachen und 1,5-fachen gegenüber dem Referenzmodell variiert. Wie zu erwarten, ist bei breiteren Querschnitten mit einem stärker ausgeprägten *shear lag*-Faktor zu rechnen. Bei unveränderter Gurtbreite ist der *shear lag*-Effekt für dicke Gurtplatten geringer ausgeprägt als für dünne Gurtplatten. In beiden Darstellungen liegt die Stelle mit einem *shear lag*-Faktor von 1.0 am gleichen Ort und zwar bei ca. $\xi = 0,65$.

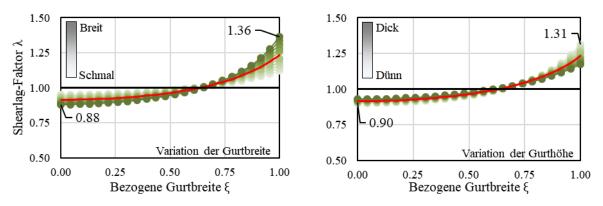


Abb. 7-22 Einfluss der Abmessungen des Gurtes auf den shear lag-Faktor

7.4.2.2 Einfluss der Stegbreite

Weiterhin wurde der Einfluss der Stegbreite auf den *shear lag*-Effekt untersucht. Es ist festzustellen, dass die Stegbreite die Spannungsverteilung im Druckgurt nur unwesentlich beeinflusst, s. Abb. 7-23.





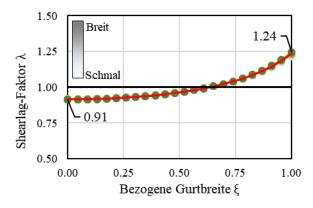


Abb. 7-23 Einfluss der Stegbreite auf den shear lag-Faktor

7.4.2.3 Einfluss der Querschnittsänderung über die Bauwerkslänge

In Abb. 7-24 ist der *shear lag*-Faktor in Abhängigkeit der Querschnittsänderung über die Bauwerkslänge dargestellt. Eine lineare Änderung der Bauteilabmessungen über die Bauwerkslänge führt hierbei zu einer Reduktion des *shear lag*-Effekts. Für quadratische Interpolation ist die Reduktion noch stärker ausgeprägt.

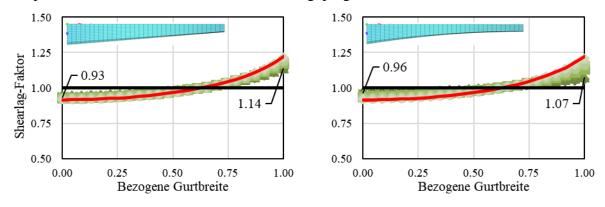


Abb. 7-24 Einfluss der Brückenschlankheit auf den shear lag-Effekt; Änderung der Querschnittshöhe linear und quadratisch

7.4.2.4 Umlagerungsverhalten

Zur Beurteilung des Einflusses von Kriechen auf den *shear lag*-Effekt ist in Abb. 7-25 die Spannungsverteilung im Untergurt des Stützbereichs bei elastischer und viskoelastischer Berechnung dargestellt. Da das System statisch bestimmt ist, kann eine Schnittkraftumlagerung in Längsrichtung ausgeschlossen werden.

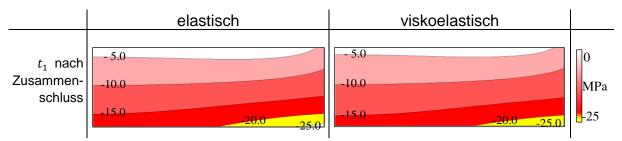


Abb. 7-25 Spannungsverteilung nach Abschluss der Bauphase; Links linear-Elastisch, rechts viskoelastisch





Nach Abschluss der Bauphase wurde ein Intervall von 30 Jahren zur Ermittlung von Kriecheffekten durchlaufen. In Abb. 7-26 ist der *shear lag*-Faktor zufolge Kriechen dargestellt. Zufolge des Kriechens ist eine Reduktion des *shear lag*-Faktors zu erkennen, d.h. die ungleichmäßige Spannungsverteilung im Druckgurt tendiert dazu, sich infolge des Kriechens zu vergleichmäßigen. Weiterhin sind in Abb. 7-26 die berechneten Kriechinkremente über die Zeit für zwei Punkte am Untergurt dargestellt (innerer Bereich des Untergurts und Übergangsbereich Untergurt/Steg). Die Differenz der ermittelten Kriechinkremente führt zu Spannungsumlagerungen auf Querschnittsebene. Daraus folgt, dass Umlagerungsprozesse auf Querschnittsebene im Intervall "Abschluss Herstellung" bis ca. 5 Jahre am stärksten ausgeprägt sind. Im Anschluss daran ist der Einfluss des *shear lag*-Effekts infolge Kriechens vernachlässigbar.

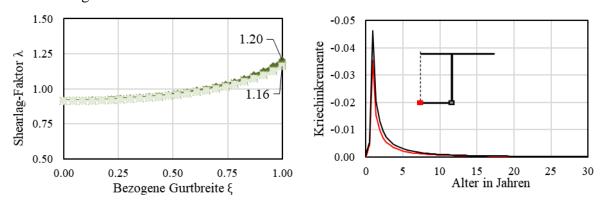


Abb. 7-26 Einfluss des Kriechens auf den shear lag-Faktor und ermittelte Kriechinkremente

7.4.2.5 Einfluss des verwendeten Modells für Schwinden und Kriechen

In 3.2 wurden bereits unterschiedliche Kriechmodelle sowie die zeitliche Entwicklung diskutiert. Inwiefern sich die Anwendung der diskutierten Kriechmodelle auf die Spannungsverteilung und das Verformungsverhalten des Bauwerks auswirken ist in Abb. 7-28 dargestellt. Während die Spannungsverteilung im Druckgurt von der Wahl des Kriechmodells unberührt bleibt ist der zeitliche Verlauf der Kriechverformungen wesentlich beeinflusst. Das Ausmaß der Kriechverformungen bleibt unabhängig vom gewählten Kriechmodell ähnlich.

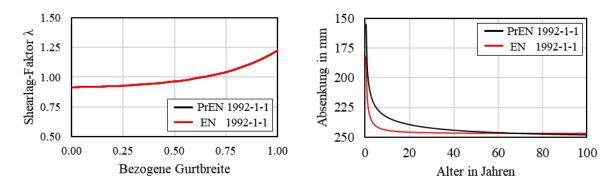


Abb. 7-27 Einfluss verschiedener Kriechmodelle auf den shear lag-Faktor und die Vertikalverschiebung





7.5 Schlussfolgerung für Praxismodelle von Freivorbaubrücken

Für die detaillierte Untersuchung des zeitabhängigen Verformungsverhaltens von weitgespannten Freivorbaubrücken wurde ein 3D-Volumenmodell mit orts- und zeitdiskreter Implementierung des Kriechens und unter Berücksichtigung der Bauphasen erstellt. Dieses Volumenmodell wurde einerseits auf die Geometrie des TÜ Schottwiens angepasst, sodass die Spannungsverteilung in den stark veränderlichen Hohlkastenquerschnitten entlang der Brückenlängsachse und auch die einhergehenden Umlagerungen infolge des Kriechens sehr detailliert betrachtet werden kann. Hierbei hat sich gezeigt, dass mit den bestehenden Berechnungsmodellen keine signifikante Verformungszunahme infolge des so genannten shear lag-Effekts abgeleitet werden kann. Dieser Effekt ist vor allem in der Bauphase bedeutsam und klingt wenige Jahre nach Brückenschluss ab.

Vergleicht man nun die Berechnungsergebnisse mit den Messwerten (Abb. 7-28) so zeigt sich genau in diesem frühen Zeitraum noch die annähernd gute Übereinstimmung von Berechnung und Messung. Anschließend nehmen die Verformungen am Bauwerk gegenüber der Simulation deutlich zu, was mit dem vorliegenden Berechnungsmodell nicht weiter erklärt werden kann.

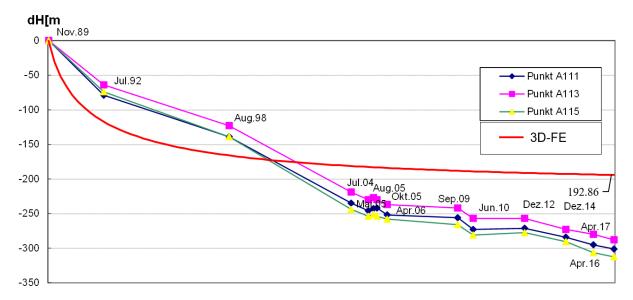


Abb. 7-28 Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen

Mit einer Parameterstudie wurde außerdem die Ausprägung des *shear lag-*Effekts in Abhängigkeit der Querschnittsgeometrie untersucht. Grundsätzlich kann festgestellt werden, dass sich eine gewisse Kräfteumlagerung auf Querschnittsebene quantitativ erfassen lässt, aber diese spielt bei sinnvollen Querschnittsgestaltungen eine untergeordnete Rolle. Insbesondere die typischen Verstärkungen in den Verbindungsbereichen Gurt/Steg, die sehr gedrungenen Druckgurte im Stützbereich als Folge der Bauweise, als auch die parabolische Änderung der Querschnittshöhe in Längsrichtung reduzieren den Einfluss des *shear lag-*Effekts auf eine andauernde Verformungszunahme im Gebrauchszustand deutlich.

Auch die Verwendung verschiedener Ansätze für Schwinden und Kriechen liefert bei genauerer Modellierung mit Volumenmodellen keine wesentliche Änderung in der Charakteristik der





Verformungszunahme, die das beobachtete Verhalten am TÜ Schottwien erklären könnte, s. Abschnitt 7.4.2.5.

Für die statische Untersuchung von Freivorbaubrücken kann letztendlich geschlussfolgert werden, dass eine Berücksichtigung von unterschiedlichem Verformungsverhalten in den Teilquerschnitten als sinnvoll anzusehen ist. Darüber hinaus konnte festgestellt werden, dass die Verwendung der Ansätze für Schwinden und Kriechen keine wesentliche Änderung in der Verformungscharakteristik liefert. Mit den derzeitigen Modellen in EC2 bestehen gute Langzeiterfahrungen bei Anwendung für unterschiedliche Brückentypen. Eine reine Modifikation dieser Modelle in Abhängigkeit vom Brückentyp erscheint daher nicht als sinnvoll.

Abschließend sei darauf verwiesen, dass die Verwendung von Volumenmodellen für die Arbeit in der Praxis nicht empfohlen werden kann. Der Modellierungs- und Berechnungsaufwand steigt enorm, ohne, dass sich daraus ein klarer Vorteil für die Beurteilung des Tragwerkverhaltens ergibt.





ARBEITSPAKET 8 - AUSWERTUNG DES MONITORINGS

AutorInnen: Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

DI Peter Furtner (VCE ZT GmbH)

DI Martin Fritz (VCE ZT GmbH)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

8.1 Allgemeines und Zielsetzung

In AP8 werden zunächst alle Messdaten aus AP5 systematisch im Zeitverlauf ausgewertet und dargestellt. Für sämtliche Messdaten wird ein Plausibilitätscheck (Outlieranalyse, Entfernung fehlerhafter Messwerte) sowie eine Korrelationsanalyse sämtlicher Messdaten untereinander durchgeführt.

Übergeordnetes Ziel des Arbeitspakets war die Bestimmung der bleibenden Verformung aus den Messdaten. Besonderes Augenmerk wurde hierbei auf den Einfluss der Temperatur auf die Verformung der Brücke gelegt. Mit der Kenntnis des Temperaturverhaltens wurden anschließend repräsentative Temperaturprofile im Sommer und Winter für die statische Untersuchung mit Praxismodellen ermittelt. In Ergänzung zu den geplanten Arbeiten in AP8 wurden außerdem die Temperatureinflüsse über die gesamte bisherige Nutzungsdauer des TÜ Schottwiens ausgewertet und überprüft, inwiefern die geodätische Messung hiervon beeinflusst sein könnte.

8.2 Bleibende Verformung im Überbau gemäß Schlauchwaagenmessung

Die absolute Verformung des Überbaus im Sinne von Punktverschiebungen im Raum setzt sich zusammen aus veränderlichen Verformungen infolge Änderung der Umgebungstemperatur im Tages- und Jahresverlauf sowie bleibenden Verformungen infolge Schwindens und Kriechens. Aufgrund des geringen Verkehrsaufkommens wird der Einfluss aus der Verkehrslast bei diesen Betrachtungen vernachlässigt. Verformungswirksame Bauteile sind hierbei der Überbau und die Pfeiler. In den Absolutwerten der geodätischen Messung sind sämtliche Verformungsanteile enthalten, wohingegen das Messergebnis der Schlauchwaage nur die Verformungsänderung des Überbaus und etwaige Setzungsdifferenzen in den Pfeilern beinhaltet.

Um die bleibende Verformung aus der Schlauchwaagenmessung zu ermitteln, müssen sämtliche Temperaturanteile herausgerechnet werden. Aufgrund der unsymmetrischen Ausbildung der Pfeilergruppen als solche sowie der unsymmetrischen Anordnung dieser ist das aber nicht trivial. Eine andere Möglichkeit besteht darin, Zeitpunkte mit möglichst gleichen





Temperaturfeldern im Brückenbauwerk zu identifizieren. In [26] Simulationen für die Temperaturfeldänderungen in den einzelnen thermodynamische Änderung der Umgebungstemperatur durchgeführt und die Messquerschnitten bei einhergehende Temperaturänderung in den Messpunkten ausgewertet. Hierbei wurde festgestellt, dass die Brücke sehr sensitiv auf kurzzeitige Temperaturänderungen reagiert, sodass im Vorfeld des Anfangs- und Endzeitpunkts des Intervalls für mindestens eine Woche annähernd gleiche Umgebungstemperaturen vorherrschen müssen. Ist dies der Fall, werden anschließend die einzelnen Temperaturmessungen zu Anfangs- und Endzeitpunkt miteinander verglichen. Für ein geeignetes Intervall wurde hierbei festgelegt, dass der Unterschied in allen Punkten ≤ 0.5 °C (bzw. ≤ 1.0 °C bei Sensoren nahe an der Außenseite) sein muss. Im gesamten Messzeitraum können auf diese Weise drei geeignete Intervalle gefunden werden, wobei diese Intervalle zwei unterschiedliche Jahreszeiten abdecken. Im Detail handelt es sich um

- Intervall A: 23.01.2018 01.02.2019 (Ende Winter bis Ende Winter)
- Intervall B: 10.10.2018 24.09.2019 (Herbst bis Herbst) und
- Intervall C: 17.10.2018 17.10.2019 (Herbst bis Herbst)

Die Vorgehensweise ist in Abb. 8-1 anhand der Temperaturkurven in den Messpunkten ST01 im Querschnitt CS7 sowie St04 im Querschnitt CS4 gezeigt.

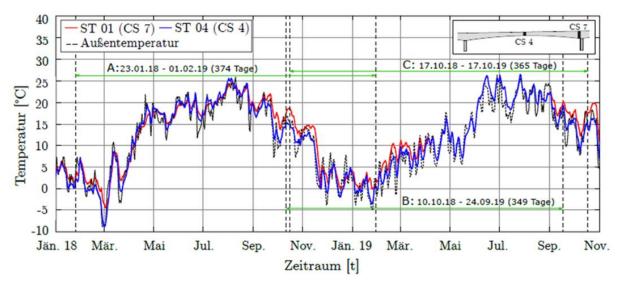


Abb. 8-1: Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen





Vergleicht man nun die Differenzen der Schlauchwaagenmessung in diesen Intervallen, so ergeben sich die Durchbiegungsänderungen in den einzelnen Messstationen in

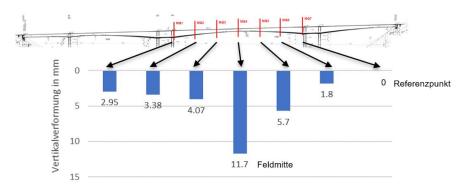


Abb. 8-2. Diese Durchbiegungsänderungen entsprechen allerdings noch keiner globalen Verformungsänderung im Raum, sondern sind als relative Verschiebung bezogen auf die Referenzierung der Schlauchwaagenmessung auf die Station CS7 zu verstehen. Das bedeutet, die ausgewiesene Durchbiegungsänderung in Feldmitte setzt sich aus zwei Anteilen zusammen. Neben der Zunahme der Durchbiegung des Überbaus im eigentlichen Sinn beinhaltet es noch einen Anteil aus einer Neigungsänderung des Überbaus infolge Höhendifferenz der Pfeilergruppen, der bei der Quantifizierung der bleibenden Verformung in Abzug gebracht werden muss. Insgesamt ergeben sich daraus die bleibenden Verformungen in Tab. 8-1.

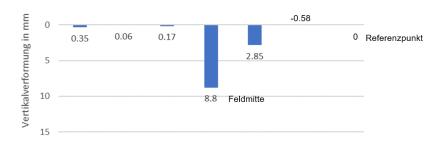




Intervall A: 23.01.2018 – 01.02.2019



Intervall B: 10.10.2018 – 24.09.2019



Intervall C: 17.10.2018 - 17.10.2019

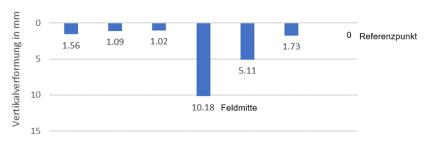


Abb. 8-2: Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen

Tab. 8-1: Bleibende Verformung im Überbau TÜ Schottwien gemäß Schlauchwaagenmessung

	Intervall	Dauer	absolute Verformungsdifferenz	bereinigte Verformungsdifferenz	
•	Α	374 Tage	11,70 mm	10,22 mm	9,98 mm/Jahr
	В	349 Tage	8,80 mm	8,63 mm	9,02 mm/Jahr
	С	365 Tage	10,18 mm	9,40 mm	9,40 mm/Jahr

8.3 Analyse der Temperaturmessungen

Im folgenden Kapitel wird zunächst das Temperaturverhalten der Brücke im Auswertungszeitraum analysiert. Zu Beginn werden die gemessenen Temperaturdaten grafisch





abgebildet und hinsichtlich des Kurz- und Langzeitverhaltens in den Messquerschnitten CS 4 (Feldmitte) und CS 7 (Stützenanschnitt) ausgewertet. Danach erfolgt eine Nachrechnung der Temperaturfelder in den Profilen im Rahmen einer thermodynamischen Simulation. Diese ermöglicht zudem aus der Temperaturverteilung den konstanten und den linear-veränderlichen Anteil zu bestimmen. Daraus können wichtige Erkenntnisse in Bezug auf das tatsächliche Verformungsverhalten der Brücke gewonnen werden.

8.3.1 Darstellung der Messergebnisse für Tages- und Jahresgang

Zunächst erfolgt die Datenaufbereitung der Temperaturen in den Bauteilen und im Inneren des Hohlkastens. Die Auswertung erfolgt dabei sowohl im Tagesverlauf als auch im zuvor festgelegten Messzeitraum A. Dabei wird ein besonderes Augenmerk auf den Anfangs- und Endzeitpunkt gelegt aber auch der Verlauf im Jahresgang ist von wesentlicher Bedeutung.

8.3.1.1 Bauwerkstemperatur

Die Temperaturmessungen, die im Bauteil stattfinden, sollen das gesamte Temperaturspiel des Überbaus im Auswertungszeitraum darstellen. Die Messpunkte ST 01 – ST 10 wurden an verschiedenen Stellen in den Querschnitten angeordnet, um Informationen über den unterschiedlichen Temperaturverlauf in den Profilen zu erlangen. Folglich wird exemplarisch jeweils ein Vergleich für den Tages- und Jahresgang dargestellt. Für die weiteren Diagramme mit den Temperaturverläufen der anderen punktuellen Messungen wird auf [26] verwiesen.

8.3.1.1.1 Tagesgang

Anhand der Abbildung Abb. 5.1 lässt sich eine unterschiedliche Ausprägung des Temperaturspiels in den verschiedenen Bereichen des Querschnitts feststellen. Dazu wurde der Tag (21.04.2018) mit den größten Temperaturschwankungen innerhalb des Messzeitraums A ausgewählt. Im Vergleich der Bauwerkstemperaturen weist der Punkt ST 02 eine deutlich höhere Schwankungsbreite (~ 3,4 °C) auf als ST 01 und ST 03. Dieses Verhalten wird damit begründet, dass der Sensor in ST 02 an der Außenfläche des Hohlkastens positioniert wurde und damit eingehend spürbar mit der Außentemperatur korreliert. Er besitzt lediglich eine zeitverzögerte Temperaturentwicklung von etwa zwei bis drei Stunden. Über die Dicke der Stegwand nimmt bereits im Tagesverlauf die Temperaturspanne signifikant ab. Der Punkt in Bauteilmitte (ST 01) erfährt nur eine geringe Temperaturänderung. In weiterer Folge wird an der Betonoberfläche im Inneren des Hohlkastens keine nennenswerte Temperaturschwankung mehr ersichtlich. Dieser Bereich wird dementsprechend von der Lufttemperatur im geschlossenen Querschnitt stark beeinflusst, die sich ebenso, aufgrund der großen Bauteildicken und somit des länger andauernden Wärmetransportes, nur sehr zögerlich der Umgebungstemperatur anpasst, vgl. Abs. 5.1.2.

Des Weiteren ermöglicht die Gegenüberstellung von ST 03 und ST 04 einen Vergleich der unterschiedlichen Messquerschnitte. Wobei ebenfalls eine geringere Temperaturschwankung





über den Tagesverlauf erkennbar ist und ST 04 eine leichte Verzögerung aufweist, die im Vergleich mit den Extremwerten der Umgebungstemperatur deutlich wird.

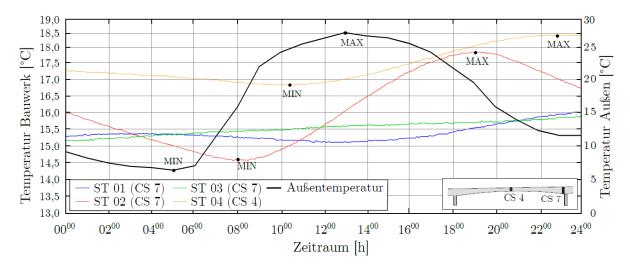


Abb. 8-3: Tagestemperaturverlauf (21.04.2018) der Messpunkte ST 01, ST 02, ST 03 und ST 04

In der Fahrbahnplatte aber auch in der Bodenplatte im Feldbereich findet hingegen ein rascher Wärmetransport statt. Aufgrund der geringen Bauteildicke (28 cm bzw. 20 cm) zeichnet sich an der Innenseite, in den Punkten ST 07 und ST 09, somit eine größere Empfindlichkeit hinsichtlich der Außentemperatur ab. Für den Punkt ST 06 gibt es keine aussagekräftigen Messdaten zur Auswertung. Da sich dieser in der Mitte der Deckplatte befindet, würden an diesem Messpunkt wesentlich höhere Temperaturen und dementsprechend auch eine größere Schwankungsbreite im Tagesverlauf auftreten.

8.3.1.1.2 Jahresgang

Anhand der Temperaturverläufe über den Auswertungszeitraum (Abb. 8-4), können weitere Details hinsichtlich dem Langzeitverhalten beobachtet werden. Wie im Tagesverlauf, wird auch hier eine leichte Verzögerung zwischen den Punkten ST 01 und ST 02 ersichtlich, die in etwa ein bis zwei Tage beträgt. Ein wesentlicher Aspekt wird in der Abbildung ab Ende August bis Anfang Dezember erkennbar. In diesem Zeitraum ist ein stetiger Temperaturunterschied zwischen den Messpunkten im Querschnitt CS 7 (ST 01 und ST 02) und CS 4 (ST 04) festzustellen. Die Ursache liegt an der Neigung der Erdachse und an dem dadurch veränderten Sonnenstand. Im Sommer befindet sich die Sonne am Höchstand und verursacht somit die größte Wärmeeinstrahlung, insbesondere auf die Fahrbahnplatte. Anfang September beginnt die, zunächst rasch und später langsam zu fallen, was zu einer Neigung der Sonneneinstrahlung führt. Des Weiteren ist der Kragarm der Fahrbahnplatte derart lang, dass die Stegwand des Hohlkastens im Querschnitt CS 4 unabhängig von der Jahreszeit beziehungsweise dem Sonnenstand, im Schatten der Deckplatte liegt. Hingegen ist in Querschnitt CS 7 der untere Bereich der Stegwand inklusive den drei Messpunkten der direkten Sonneneinstrahlung ausgesetzt, vgl. Abb. 8-5. Dies führt zu einer saisonalen Temperaturerhöhung in gewissen Querschnittsbereichen.







Abb. 8-4: Temperaturverlauf der Messpunkte ST 01, ST 02 und ST 04 für den Auswertungszeitraum A

Die nachfolgende Grafik stellt nochmals die unterschiedliche Sonneinstrahlung am Überbau der Brücke dar. Dieses Foto wurde im Zuge einer Brückenbesichtigung am 9.10.2019 aufgenommen. Da sich der Aufnahmetag im Zeitraum, in dem die erhöhten Temperaturen im Querschnitt CS 7 gemessen wurden, befindet, lassen sich hierdurch die Beobachtungen aus den Messungen sehr gut bestätigen. Trotz des geneigten Sonnenstands liegt die gesamte Stegwand in Feldmitte im Schatten des Kragarms. An den Pfeileranschnitten stellt man fest, dass erwartungsgemäß der untere Bereich der Stegwand, in dem die Temperatursensoren positioniert wurden, eine direkte Sonneneneinstrahlung erlangt. Im weiteren Verlauf des Kapitels werden die Messungen mit einem thermodynamischen Simulationsmodell verglichen, die lediglich das Temperaturverhalten zufolge des Umgebungsklimas berücksichtigt. Dabei werden die erhöhten Temperaturen noch besser ersichtlich und quantitativ bestimmbar.



Abb. 8-5: Darstellung der Licht- und Schattenbereiche im Überbau der Brücke TÜ Schottwien

Ein ähnliches Phänomen ist im Vergleich der Punkte ST 07 und ST 09 zu beobachten. Die Messung in der Deckplatte des Hohlkastens weist im Frühling und Sommer eine bis zu 7 °C höheres Temperaturverhalten auf als in der Bodenplatte. Dies wird voraussichtlich mit der raschen Steigung der Sonne ab dem Zeitpunkt der Tag- und Nachtgleiche (Frühlingsbeginn)





Ende März begründet. Dadurch entsteht eine größere Sonneneinstrahlung auf die Fahrbahnplatte, die sich ab September wieder im Rückgang befindet.

In den punktuellen Messungen ST 04 und ST 05 ergeben sich keine nennenswerten Unterschiede im Temperaturverlauf. Somit spielt im Querschnitt CS 4 keine Rolle, ob sich das Bauteil auf der zu- oder abgewandten Seite befindet, da wie bereits erwähnt, der gesamte Hohlkasten im Schatten der Auskragung liegt. Im Querschnitt CS 7 ist es aufgrund der direkten Sonneneinstrahlung im unteren Bereich des Hohlkastens durchaus möglich, dass sich Temperaturdifferenzen zwischen den Stegwänden ergeben, die in weitere Folge eine unterschiedliche Ausdehnung in Querrichtung verursachen würden.

Zwischen den Punkten ST 02 und ST 03 ergeben sich, wie bereits im Tagesverlauf, aufgrund der Bauteildicke größere Unterschiede im Verlauf. An der Innenseite der Stegwand (ST 03) stellt sich im Verhältnis zur Wandmitte ein flacher Temperaturverlauf ein. Im Rahmen Gegenüberstellung der Messungen in ST 04 und ST 05 wird nur eine geringe zeitverzögerte Temperaturentwicklung ersichtlich.

8.3.1.2 Lufttemperatur im Hohlkasten

8.3.1.2.1 Tagesgang

Die gemessene Luftemperatur soll nachfolgend zur Kompensation der Dehnungsergebnissen genutzt werden. In der Abb. 5.4 wird ein Vergleich der sieben Messpunkte für den 21.04.2018 dargestellt. Die Daten für AT 06 und AT 07 wurden anhand der Glg. (4.1) ermittelt. Aufgrund der Temperaturgradiente aus dem Querschnitt CS 7 ergibt sich in CS 1 dasselbe Temperaturverhalten. Über die Profilhöhe wird ein Temperaturunterschied von rund 2 °C erkennbar, welcher durchaus für die spätere Temperaturkompensation ein entscheidender

Aspekt darstellen wird. Zum einen führt die geringere Bauteildicke in der Fahrbahnplatte (52 cm) zu einem kürzeren Wärmetransportweg und somit zu einem schnelleren Temperaturanstieg bzw. Temperaturabfall. Zum anderen kommt es zu einem Aufstieg der wärmeren Luft im Hohlkasten, ausgelöst durch die geringere Dichte und der Konvektion.

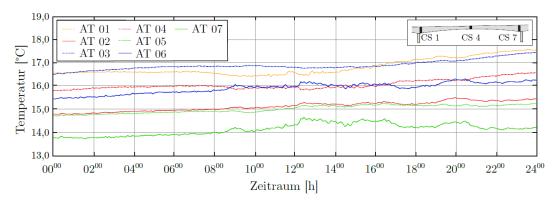


Abb. 8-6: Vergleich der Lufttemperaturmesspunkte im Tagesverlauf





8.3.1.2.2 Jahresgang

Über den Auswertungszeitraum ergibt sich eine gute Übereinstimmung mit den Simulationsdaten der Außentemperatur. Die Lufttemperatur im Hohlkasten besitzt einen eher flacheren Verlauf, bei dem die großen Temperaturspitzenwerte ausbleiben. Zwischen den Messpunkten AT 01 und AT 03 wird eine kleine Verzögerung im Verlauf ersichtlich, die auf den erheblichen Unterschied in den Bauteildimensionen zurückzuführen ist. Bemerkenswert ist die Beobachtung, dass über eine längere Wärmephase warme Luft im Hohlkasten gespeichert wird und sich die Temperaturen aufgrund der zusätzlichen Erwärmung über Abstrahlung der Fahrbahnplatte teilweise über denen der Außentemperatur befinden.

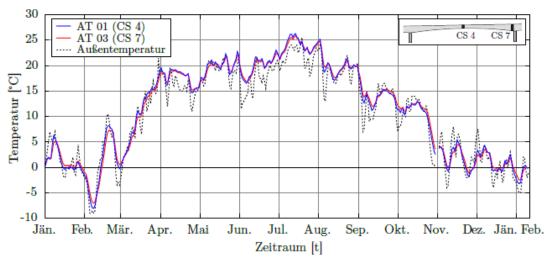


Abb. 8-7: Vergleich der Lufttemperatur in AT 01 und AT 03 mit der Außentemperatur

8.3.2 Nachrechnung der Temperaturfelder in den Messquerschnitten

Mit den punktuellen Messungen konnte ein guter Einblick hinsichtlich des Temperaturverhaltens im Querschnitt und im Vergleich untereinander gewonnen werden. Um jedoch den Wärmetransport im gesamten Profil darstellen zu können, wurde für jeden einzelnen Messquerschnitt ein FE-Volumenmodell erzeugt, vgl. Abb. 4.4. Diese wurden entsprechend in ein feingegliedertes FE-Netz unterteilt, um über die Querschnittsdicke ausreichend Temperaturdaten zu erlangen.

Die Simulation der instationären Wärmeströme wurde mit dem Modul "Hydra" in SOFiSTIK durchgeführt. Zur korrekten Darstellung eines entsprechenden Wärmeübergangs von der Luft auf die Betonoberfläche wurden zusätzlich "Quad"-Elemente an die Außenflächen des Hohlkastens angelegt. Um das Temperaturverhalten im geschlossenen Hohlkasten ordnungsgemäß abzubilden, wurden zusätzliche "Brick"-Elemente modelliert, welche die Eigenschaften der Umgebungsluft besitzen. Die Berechnung erfolgte anhand folgender Materialeigenschaften von Stahlbeton [14] und dem Wärmeübergangskoeffizienten, der den konvektiven Wärmeaustausch im Außenbereich berücksichtigt:





 $\lambda_c = 2.10 \, [\text{W/m} \, ^{\circ}\text{C}]$ isotrope Wärmeleitfähigkeit

 $c = 1050 [J/kg \, ^{\circ}c]$ spezifische Wärmekapazität

 $\rho_{\rm c}$ = 2500 [kg/m₃] Rohdichte

 $S_c = 2625 [J/m^3 °c]$ spezifischer Speicherkoeffizient $(\rho_c \cdot c)$

 $\alpha = 25 [w/m_2 \, ^{\circ}c]$ Leitwert für den Wärmeübergangswiderstand

Die Berechnung der instationären Wärmeströme fanden an einem reinen Betonmodell statt, somit ohne Berücksichtigung von Bewehrungseinlange und Spannkabeln. Aufgrund der symmetrischen Belastung erfolgte die thermodynamische Simulation jeweils an einem halben Auswertungszeitraum über den gesamten Α. Generell Hauptrandbedingungen die Tagesmittelwerte der Umgebungstemperatur an den Außenflächen des Trägers gleichmäßig angesetzt. Für die Auswertung des Jahresgangs ist eine Auflösung mit Tagesmittelwerten ausreichend präzise. Um das Temperaturverhalten im Innenraum realistisch abzubilden, ergaben sich mehrere Möglichkeiten. Für die Berechnungen im Zuge dieser Arbeit wurden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen verfolgt. Zum einen erfolgte die Simulation mit einem passiven Luftvolumenkörper im Hohlkasten. Dieser erfährt keine direkte Einwirkung der Temperatur, sondern wird zufolge der Wärmeströme durch die Bauteildicken erwärmt. Dabei benötigt es jedoch eine gewisse Vorlaufzeit, sodass bereits zu Beginn des Auswertungszeitraumes ein eingependeltes Temperaturverhalten im Hohlkasten vorliegt. Die thermodynamische Berechnung erfolgte demnach zunächst über ein Jahr zum Einpendeln und im Anschluss wurden die 374 Tage des Messzeitraumes, basierend auf dem vorliegende Temperaturniveau im Bauteil, berechnet. Im Zuge der zweiten Variante wurden an den Innenseiten des Hohlkasten ebenfalls eine Temperaturrandbedingung angesetzt. Diese entspricht der gemessenen Lufttemperatur aus dem Monitoring, vgl. Abb. 5.6 und wurde für die Nachrechnung der Temperaturfelder im Messzeitraum angewendet. Das erste Modell wurde im weiteren Verlauf der Arbeit für die Verformungsberechnung zufolge Temperatureinwirkung über 30 Jahre genutzt.

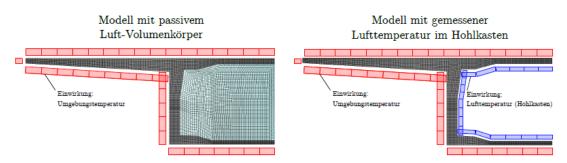


Abb. 8-8: Unterschiedliche Temperatureinwirkungen an den Querschnitten

Im Anschluss an die Berechnung konnten im "Post-processing" die Temperaturen in den FE-Knoten zu jedem Tag ausgegeben werden. Des Weiteren ermöglicht die Nachbearbeitung die Darstellung der jeweiligen FE-Temperaturverteilung im Querschnitt. Dazu wurden nachfolgend die Verteilungen für die Querschnitte CS 4 (Abb. 5.7) und CS 7 (Abb. 5.8)





exemplarisch angeführt. Als Zeitpunkt wurde der 13.03.2018 ausgewählt, da zwischen 26.02.2018 und 12.03.2018 ein steiler Temperaturanstieg nach einem tiefen Kälteeinbruch stattfand. Der größte Temperaturunterschied innerhalb der Querschnitte konnte mit einer kleinen Verzögerung erst einen Tag später festgestellt werden.

Im Querschnitt CS 4 zeigt sich eine maximale Temperaturdifferenz von knapp 3 °C. Aufgrund der größeren Bauteildicke in den oberen Ecken des Hohlkastens wird die meiste Wärme beziehungsweise Kälte in diesen Bereichen gespeichert. Somit ergibt sich in diesem Bereich die niedrigste Temperatur, welche im Laufe der Zeit nur zögerlich steigt. Ein Unterschied zwischen dem Temperaturverhalten in Ober- und Untergurt ist jedoch kaum ersichtlich. Diese Erkenntnis deutet auf eine allmählich konstante Belastung und Ausdehnung zufolge Temperatur in Längsrichtung hin. Temperaturgradienten über die Höhe würden bei dieser Temperaturentwicklung hingegen kaum eine Rolle spielen.

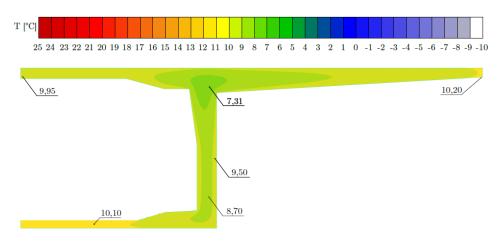


Abb. 8-9: FE-Temperaturverteilung im Messquerschnitt CS 4 [13.03.2018]

In der FE-Verteilung von CS 7 ist der Verlauf mit den unterschiedlichen Temperaturniveaus noch besser ersichtlich. Die massive Untergurtplatte mit einer Dicke von 1,70 m wirkt als immenser Temperaturspeicher, was zu einer Temperaturdifferenz von rund 9 °C innerhalb des Querschnitts führt. In der 90 cm dicken Stegwand ist ebenfalls noch ein großer Temperaturunterschied im Vergleich zur Betonoberfläche erkennbar. Die differenten Temperaturniveaus, infolge der unterschiedlichen Bauteildicken oben und unten, führen zu einem ungleichen Dehnungsverhalten. Da es sich hier um eine rein symmetrische Belastung handelt, wird der Aspekt der sonnenzu- und abgewandten Seite beziehungsweise der Querbiegung nicht berücksichtigt.





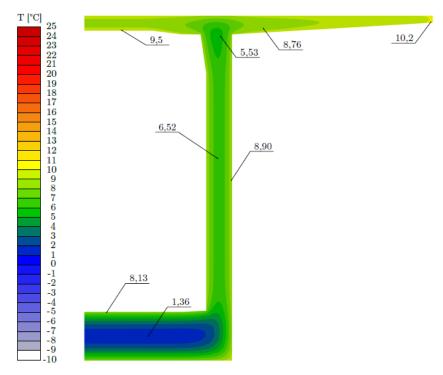


Abb. 8-10: FE-Temperaturverteilung im Messquerschnitt CS 7 [13.03.2018]

8.3.3 Vergleich der punktuellen Temperaturen aus der thermodynamischen Simulation und der tatsächlichen Messung

Im Zuge der Modellierung des FE-Netzes wurde für jeden festgelegten Messpunkt in den Querschnitt CS 4 und CS 7 ein Knoten erzeugt. Für die Punkte ST 03, ST 07 und ST 09 wurde der Abstand von rund 2 cm an die Betonoberfläche nicht berücksichtigt. Die Positionierung dieser Stellen erfolgte direkt an den Innen -bzw. Außenkanten. In weiterer Folge werden für die aussagekräftigsten Messpunkte ST 04 (CS 4) und ST 01 (CS 7) dargelegt.

Zunächst zeigen die Abbildungen für die Messstellen im Querschnitt CS 7 eine durchwegs sehr gute Übereinstimmung. Ebenso wird ersichtlich, dass die Temperaturen der Berechnung zum Anfangs- und Endzeitpunkt des Auswertungszeitraumes kongruieren. Die Punkte ST 04 und ST 05 weisen eine gleichartige Temperaturentwicklung auf. Es werden kaum nennenswerte Differenzen zwischen den Berechnungs- und Messdaten von ST 05 beobachtet. Dies führt somit zur weiteren Bestätigung der Annahme eines symmetrischen Temperaturfelds und dementsprechend spielt die Überwärmung durch die direkte Sonneinstrahlung in den Stegwänden im Querschnitt CS 4 keine Rolle.

Der soeben genannte Effekt wird allerdings in der Messtelle ST 07 erkenntlich. Aufgrund der dünnen Fahrbahndeckplatte zeigt sich dort in der Zeit von Anfang April bis Ende August eine erhöhte Temperatur im Vergleich zum Simulationsverlauf. In diesem Zeitraum ist die gesamte Fahrbahnkonstruktion der höchsten Sonneneinstrahlung des Jahres ausgesetzt. Generell kann in allen Punkten des Querschnitts CS 4 in den Sommermonaten eine kleine Temperaturdifferenz festgestellt werden. Die Vergleiche der Punkte an der Betonoberfläche im





Inneren des Hohlkastens (ST 07 und ST 09) zeigen eine gute Übereinstimmung. Dies lässt auf einen raschen Wärmeaustausch über die dünnen Bauteile oben und unten führen. Im Punkt ST 06 ist, aufgrund zu wenige vorhandenen Messdaten, kein aussagekräftiger Vergleich möglich.

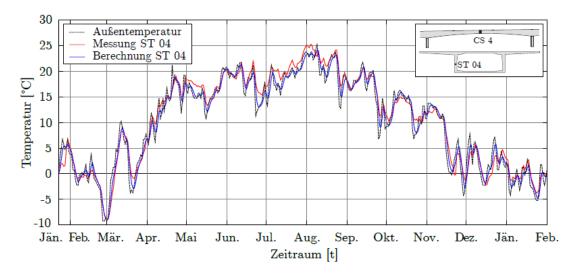


Abb. 8-11: Temperaturverlauf im Messpunkt ST 04 – Querschnitt CS 4

Auch im Querschnitt CS 7 decken sich die Simulationsergebnisse sehr gut mit den tatsächlich gemessenen Werten. In den Herbstmonaten wird wiederum eine größere Temperaturdifferenz festgestellt, die durch den sich senkenden Sonneinstrahlwinkel hervorgerufen wird. Hinsichtlich dieses Aspekts wird auf Abs. 5.1.1 verwiesen, wo dies bereits detaillierter behandelt wurde. In den Abbildungen wird ersichtlich, dass über die Bauteildicke der Verlauf stetig abflacht und somit an der Innenseite sich kaum Temperaturspitzen ausbilden. Die Begründung liegt darin, dass die Lufttemperatur im Hohlkasten einen sehr flachen Verlauf innerhalb des Auswertungszeitraumes aufweist, da sich diese aufgrund des geschlossenen Hohlkastens nur langsam an die Außentemperatur anpasst. Die gute Übereinstimmung der Verläufe in ST 03 bekräftigen somit die sinnvolle Verwendung der gemessenen Lufttemperaturen an der Innenseite des Überbaus als Randbedingungen in der Berechnung.





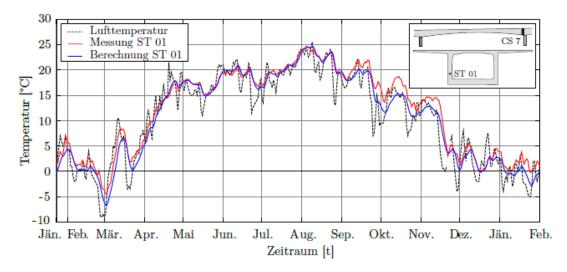


Abb. 8-12: Temperaturverlauf im Messpunkt ST 01 - Querschnitt CS 7

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass die Simulationsergebnisse durchaus gut mit den gemessenen Daten kongruieren und somit eine Berechtigung wiederfinden. Die guten Übereinstimmungen rechtfertigen somit auch die Verwendung der Simulationstemperaturen von der Wetterdatenbank *Meteoblue* für den Ort Schottwien. Anhand dieser Überprüfung der Berechnungsergebnisse, können in weiterer Folge die Auswirkungen auf das Verformungsverhalten, die infolge der ständigen Temperaturänderung einhergehen, untersucht werden. Dazu wird im nächsten Schritt berechnet, welcher Anteil der Temperaturbelastung zu reinen Dehnungen in Längsrichtung führt und welcher Anteil Krümmungen im Querschnitt hervorruft.

8.3.4 Zerlegung der Temperaturverteilung im Querschnitt

Um das Verhalten des Querschnitts im Zuge einer Temperatureinwirkung genauer analysieren zu können, wird das Temperaturfeld in folgende Anteile zerlegt:

- a) $\Delta T_{\rm N}$ Konstanter Temperaturanteil in x-Richtung,
- b) $\Delta T_{
 m Mv}$ Linear veränderlicher Temperaturanteil über die z-z Achse,
- c) $\Delta T_{
 m Mz}$ Linear veränderlicher Temperaturanteil über die y-y Achse und
- d) $\Delta T_{\rm E}$ Nicht-linear veränderlicher Temperaturanteil.

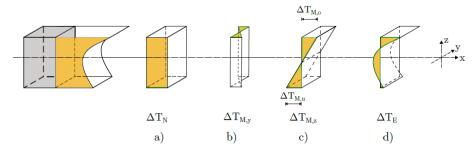


Abb. 8-13: Aufteilung der Temperaturbelastung





Da sich die weitere Untersuchung rein um das Verformungsverhalten in vertikaler Richtung befasst, wird der Anteil $\Delta T_{\rm My}$ um die z-z-Achse für die weitere Analyse vernachlässigt. Um diesen Effekt genauer betrachten zu können, müsste im Querschnitt CS 7 mindestens ein weiterer Messpunkt an der sonnenabgewandten Seite positioniert werden. Im Profil in Feldmitte kann demgegenüber kein Unterschied auf horizontaler Ebene festgestellt werden. Der nicht-lineare Anteil $\Delta T_{\rm E}$ führt zu Eigenspannungen im Querschnitt, die jedoch keine äußere Beanspruchung für das Bauteil erzeugen. Somit wird auch dieser Teil zunächst nicht weiter berücksichtigt. Für die folgende Analyse sind lediglich der konstante Anteil $\Delta T_{\rm N}$ und der linear veränderliche Anteil um die y-y-Achse $\Delta T_{\rm Mz}$ von Interesse. Anhand dieser Daten kann festgestellt werden, inwieweit der Querschnitt zum einen von konstanten Längsdehnungen und zum anderen von einer linearen Dehnungsänderung über die Profilhöhe betroffen ist.

8.3.4.1 Konstanter Temperaturanteil

Der Verlauf des konstanten Anteils über den gewählten Auswertungszeitraums ist in Abb. 8-14 dargestellt. Um das Temperaturverhalten der Querschnitte nur innerhalb diesen Zeitraums analysieren zu können, wurden die Ergebnisse auf die Temperatur T_0 des Referenzzeitpunkts, den 23.01.2018, bezogen. Dabei wird nicht die Temperaturänderung untersucht, die sich auf die im Brückenbau übliche Aufstelltemperatur des Bauwerks bezieht, sondern lediglich innerhalb des festgelegten Messzeitraumes A. Die Berechnungen wurden für vier Messquerschnitte durchgeführt, wobei die Dimensionen der CS 5-7 den Abmessungen der CS 1-3 entsprechen. Hinsichtlich der konstanten Temperaturänderung $\Delta T_{\rm N}$ werden in Abb. 8-14 keine großen Unterschiede zwischen den verschiedenen Messquerschnitten ersichtlich. Lediglich die Querschnitte CS 1/7 und 2/6 erfahren ein geringeres Delta. Die kleineren Profile CS 3/5 und CS 4 in Feldmitte besitzen nahezu idente Verläufe. Auch in dieser Abbildung wird eine kleine Verzögerung der massiveren Querschnitte erkennbar.

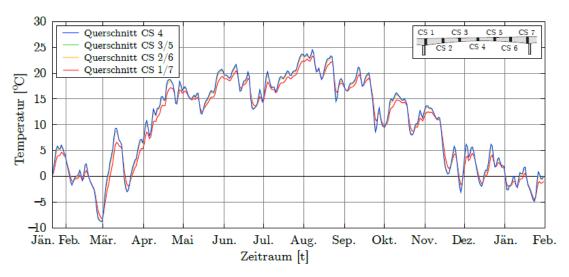


Abb. 8-14: konstanter Temperaturanteil $\Delta T_{
m N}$





Generell kann eine starke Korrelation des konstanten Temperaturanteils mit dem Verlauf der Außentemperatur festgestellt werden. Der gesamte Überbau der Brücke durchfährt eine maximale Temperaturschwankung von rund 33,5 °C innerhalb des Auswertungszeitraums. Anhand dem größten ΔT_N von 24,5 °C im August würde sich somit eine Dehnung von 0,25 % ergeben. In weiterer Folge würde dies, bei einer angenommenen Länge von 250 m (Länge Hauptfeld), einer Ausdehnung in Brückenlängsrichtung von etwa 6,1 cm entsprechen.

8.3.4.2 Linear-veränderlicher Temperaturanteil

Der linear-veränderliche Anteil wird in Abb. 8-15 gezeigt. Im Detail sind hier sehr große Differenzen zwischen den verschiedenen Querschnittsprofilen ersichtlich. Die kleineren Querschnitte weisen nur eine geringe Temperaturgradiente über die Höhe auf. Hingegen zeigen die Profile im Auflagerbereich (CS 1/7) diesbezüglich enorme Schwankungen innerhalb des Auswertungszeitraums. Vor allem während des Kälteeinbruchs Ende Februar und dem anschließenden raschen Temperaturanstieg Anfang März werden starke Spitzenwerte erkennbar. Somit kann festgehalten werden, dass mit einem Anstieg der Dickenunterschiede in den einzelnen Teilquerschnitten ebenso die Temperaturdifferenz innerhalb des Profils und damit auch die Krümmung über die Querschnittshöhe anwächst.

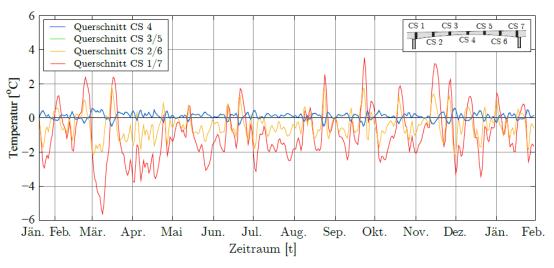


Abb. 8-15: linearer Temperaturanteil $\Delta T_{
m M}$

Zunächst wurden die thermodynamischen Simulationen lediglich an den vier ausgewählten Querschnitten im System durchgeführt. Um jedoch einen genaueren Verlauf entlang der Bauteilachse zu erhalten, wurden nachfolgend für 45 Querschnitte, die sich aus den Bauabschnitten ergaben, Simulationen erstellt. Die nachfolgende Grafik bildet den Verlauf des konstanten als auch des linearen Anteils entlang des Überbaus ab. Unter Ausnutzung der Symmetrie des Hauptfeldes wurde hierbei die halbe Spannweite dargestellt. Wie auch bei den punktuellen Simulationsergebnissen, stellen sich auch hier kaum Unterschiede des konstanten Anteils ΔT_N unter den Querschnitten ein. Es erfolgt lediglich ein leichter Anstieg in Richtung





Feldmitte (CS 4). Bei Betrachtung des Verlaufs von $\Delta T_{\rm M}$ stellt man fest, dass erwartungsgemäß deutliche Änderungen entlang der Bauteilachse stattfinden.

Zum einen weisen die Querschnitte an den Pfeilern wesentliche höhere Temperaturunterschiede über die Querschnittshöhe auf, als in Feldmitte. Das Maximum wird jedoch nicht am Pfeileranschnitt erreicht, sondern kurz zuvor, aufgrund eines Dimensionssprungs in der Deckplatte. Zum anderen tritt zwischen den Messquerschnitten CS 3/5 und 2/6 ein Vorzeichenwechsel ein, der zu einer Momentenbeanspruchung mit unterschiedlicher Richtung entlang des Überbaus führt.

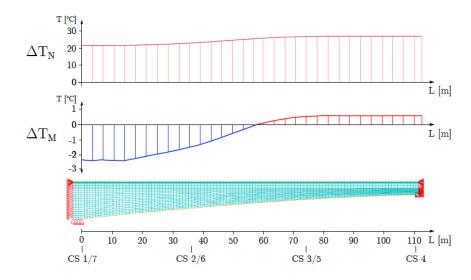


Abb. 8-16: Verlauf des konstanten und linearen Temperaturanteils entlang der Bauteilachse

Resümierend kann festgehalten werden, dass die unterschiedlichen Bauteildimensionen einen wesentlichen Beitrag zur Verformungsentwicklung des Überbaus infolge Temperaturbeanspruchung leisten. Besonders in den Bereichen der Auflager sind die Querschnitte mit einer massiven Bodenplatte starken Temperaturdifferenzen ausgesetzt, die in weiterer Folge große Krümmungen hervorruft. Stattdessen kann in den kleineren Querschnitten, wie in Feldmitte, ein umgedrehtes Verformungsverhalten beobachtet werden, wo jedoch der konstante Temperaturanteil überwiegt. Die verzögerte Temperaturentwicklung in der trägen Bodenplatte wird vor allem für die vertikalen Verformungen eine wesentliche Rolle einnehmen.





ARBEITSPAKET 9 - URSACHENFINDUNG

AutorInnen: Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

DI Peter Furtner (VCE ZT GmbH)

DI Martin Fritz (VCE ZT GmbH)

9.1 Allgemeines und Zielsetzung

Ziel dieses Arbeitspakets ist die Ursachenfindung für die unerwartete Verformungszunahme bei Freivorbaubrücken, insbesondere für den TÜ Schottwien. Basierend auf den Ergebnissen der anderen APs ist vor allem zu klären, ob die unerwartet große und endlose Verformungszunahme allein durch die Unschärfe der verwendeten Modelle für Schwinden und Kriechen oder auch durch die Bauwerkseigenschaften und den Bauwerkszustand verursacht wird.

9.2 Resümee zu den bisherigen Erkenntnissen

Die wesentlichen Ergebnisse der Untersuchungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Die Literaturstudie zeigt vergleichbare Fälle, wobei für einen ursachengerechten Vergleich dieser Bauwerke stets zwischen Fällen mit übermäßiger Verformung und Fällen mit unerwartetem zeitlichem Verlauf der Verformungszunahme (wenngleich die absolute Verformung durchaus noch im akzeptablen Bereich liegt) unterschieden werden sollte. Das Vorhandensein eines Gelenks in Feldmitte versus semi-integrale Bauweise wird in den Analysen oftmals hervorgehoben und als Ursache für eine übermäßige bzw. unerwartete Verformungszunahme diskutiert. In der Gesamtheit der betrachteten Fälle lassen sich aus dieser Bauwerkseigenschaft allerdings keine eindeutigen Gründe für eine unerwartete Verformungszunahme ableiten. Insbesondere in Fällen mit sehr großen Steifigkeitsunterschieden zwischen Stütz- und Feldbereich, wie im vorliegenden Fall des TÜ Schottwiens, tritt die Bedeutung der semi-integralen Bauweise auf eine etwaige Umlagerung des Stützmoments hin zum Feldmoment in den Hintergrund.
- Hinsichtlich der Materialmodelle für das Schwinden und Kriechen wurden die normativen Modelle in EC2, MC2010 und prEC2 sowie der wissenschaftliche Ansatz B4 näher betrachtet. Die Analyse dieser Modelle zeigt im Falle des untersuchten TÜ Schottwiens (C40/50, Zementart N, RH = 65...80 % und h_{0,gesamt} ~ 1000 mm), keine nennenswerten Unterschiede für den Zeitpunkt zwischen Brückenschluss bis heute (Δt ~ 30 Jahre). Einzige Ausnahme ist die Kriechzahl gemäß B4, welche in diesem Zeitraum fast doppelt so groß ausgewiesen wird, wie nach EC2, MC2010 und prEC2.





Ungeachtet der vergleichbaren Werte in diesem Fall sei aber angemerkt, dass sich die einzelnen Ansätze zum Schwinden und Kriechen in EC2, MC2010 und prEC2 stark unterscheiden. Insbesondere wird das Kriechen in MC2010 und prEC2 über einen additiven Ansatz abgebildet, bei dem im Gegensatz zum Produktansatz in EC2 ein Weiterkriechen weit über 30 Jahre hinaus prognostiziert wird. Für die weitere Betrachtung im Forschungsvorhaben wurden die Ansätze nach EC2 und MC2010 verwendet. Das Modell B4 schied an dieser Stelle aus, da dessen Verwendung aufgrund der sehr großen Kriechzahl eine deutlich größere Verformung ausweisen würde, die weder im Falle des TÜ Schottwiens vorliegt, noch mit Blick auf den gesamten Brückenbestand gerechtfertigt werden kann. Demgegenüber wurde der Ansatz nach prEC2 nicht angewendet, da er zur Zeit der Projektbearbeitung noch nicht verfügbar war. Aus dem derzeitigen Verständnis heraus kann aber gesagt werden, dass der Ansatz nach prEC2 im vorliegenden Fall keine grundlegenden Änderungen zu den Berechnungsergebnissen gemäß EC2 und MC2010 erwarten lässt.

- Eine praxisübliche Verformungsberechnung mit gewöhnlichem Balkenmodell unter Berücksichtigung des mittleren Querschnittsschwindens und -kriechens bringt keine zufriedenstellenden Ergebnisse.
- Eine detaillierte Simulation der Verformungshistorie mittels 3D-FE-Volumenmodell, in der das zeitliche Betonverhalten elementweise und unter Berücksichtigung der Spannungsgeschichte explizit implementiert ist, bringt im Falle des TÜ Schottwiens keine signifikante Verbesserung in der rechnerischen Verformungsprognose. Die Wechselwirkung zwischen Ober- und Untergurt durch unterschiedlich schnelles Trocknungsschwinden je nach wirksamen Dicken der Teilquerschnitte sowie die Aktivierung neuen Kriechpotenzials infolge Spannungsumlagerung über die Querschnittsbreite werden im Modell zwar abgebildet, jedoch leiten sich hieraus keine signifikanten Änderungen der Verformungszunahme im Nutzungszeitraum ab weder im Zeitverlauf noch in der absoluten Größe. An dieser Stelle sei aber angemerkt, dass die genannten Effekte sehr wohl einen großen Einfluss auf die Verformungsänderung im Bauzustand bis zum Brückenschluss haben, der im vorliegenden Fall bei ca. 1 Jahr liegt.
- Im Rahmen des F+E-Projekts ConDef wurde vom Projektteam ein Bauwerkmonitoring für den TÜ Schottwien konzipiert und von der VCE ZT GmbH installiert und betrieben. Hierbei werden in ausgewählten Messquerschnitten punktuelle Temperatur- und Dehnungsmessungen (letzteres mit SMARTEC MuST FBG Strain Sensor auf FBG-Basis) im Zeitverlauf durchgeführt sowie eine Änderung der Verformung im Hauptfeld mittels Schlauchwaage aufgezeichnet. Auf Basis dieser Messergebnisse wurden einerseits die Temperatureinwirkungen entlang des Überbaus bestimmt und andererseits die bleibende Verformung des Hauptfelds im Beobachtungszeitraum abgeleitet. Hierbei zeigt sich, dass insbesondere die Temperaturgradiente einen signifikanten Einfluss auf das Verformungsverhalten des TÜ Schottwiens besitzt, der allerdings nicht mit den normativen Berechnungsempfehlungen zutreffend erfasst werden kann. Darüber hinaus wurde im Beobachtungszeitraum eine bleibende Verformungszunahme von ca. 1 cm pro Jahr festgestellt.





– Am TÜ Lavant wurden Proben für Kriechuntersuchungen an altem Bauwerkbeton mit und ohne Langzeitbelastung entnommen. Die standardmäßige Auswertung dieser Versuche lässt zunächst den Schluss zu, dass eine Langzeitbeanspruchung zu einer deutlichen Reduktion des Kriechpotenzials führt. Werden die Proben allerdings mit Blick auf unterschiedliche Austrocknungsgrade ausgewertet, die sich aufgrund unterschiedlicher wirksamer Bauteildicken an den einzelnen Entnahmestellen stark unterscheiden, so kann kein nennenswerter Einfluss der Langzeitbeanspruchung auf das Kriechpotenzial gefunden werden.

Insgesamt konnten die Ursachen für die unerwartete Verformungszunahme des TÜ Schottwiens weder mit den Erklärungsansätzen in der Literatur in Kombination mit einem 3D-FE-Volumenmodell mit orts- und zeitdiskreter Implementierung der Materialmodelle zum Schwinden und Kriechen, noch mit Bauwerksmessungen gefunden werden. Aus diesem Grund werden nachfolgend weitere Überlegungen zum Verformungsverhalten angestellt.

9.3 Bereinigung der geodätischen Messkurve um Temperatureffekte

Die Motivation in dieser Maßnahme begründet sich zum einen in der starken Sensitivität der Brückenverformung auf Temperaturänderungen, wie in [26] und [27] anhand der Messdaten und Nachrechnungen anschaulich gezeigt wurde. Zum anderen wurde die Nullmessung im November durchgeführt, während die ersten Messungen nach 3 und 11 Jahren in Sommermonaten erfolgten. Aus dem Unterschied von Winter zu Sommer wurde daher die These abgeleitet, dass sich mit einer Verschiebung einzelner Messpunkte eine deutlich parabelförmigere Verformungszunahme darstellt, als wie bisher ohne Bereinigung angenommen.

Die Bereinigung der geodätischen Messkurve um Temperatureffekte beinhaltete folgende Arbeitsschritte:

1) Feststellung der genauen Messzeitpunkte durch Befragung der Vermessungsbüros mit folgendem Ergebnis:

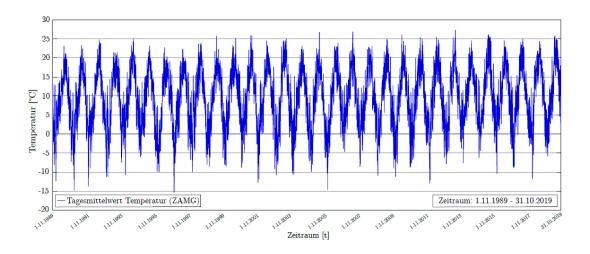
15.11.1989	16.07.2004	28.10.2005	09.09.2010	06.04.2016
03.07.1992	12.05.2005	20.04.2006	03.12.2012	10.04.2017
27.08.1998	11.08.2005	24.09.2009	15.12.2014	13.11.2018

Abb. 9-1: Exakte Messzeittage bei der Verformungsaufnahme des TÜ Schottwiens





2) Bestimmung der Temperatureinwirkungen in allen Querschnitten über den gesamten Nutzungszeitraum anhand thermodynamischer 3D FEM Simulation auf Basis von Klimadaten für den gesamten Zeitraum. Die Temperaturen und das Ergebnis einer solchen Berechnung zeigt Abb. 9-3. Für weitere Details sei auf [26] und [27] verwiesen.



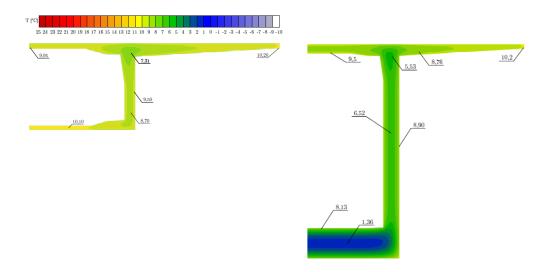
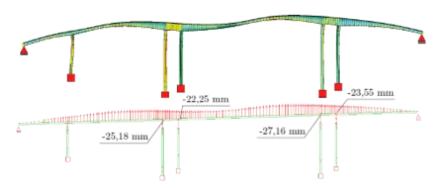


Abb. 9-2: Umgebungstemperaturen des TÜ Schottwiens im gesamten Bauwerksleben und beispielhafte Darstellung der Temperaturfelder in Stütz- und Feldquerschnitt

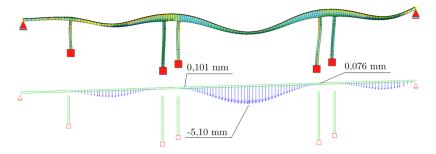




- 3) Ermittlung der Temperaturverformung des Bauwerks an den jeweiligen Messtagen mit Balkenmodellrechnungen. Das Ergebnis einer solchen Berechnung zeigt Abb. 9-3 beispielhaft für den Tag Temperaturverformung am 09.08.2018.
 - infolge Pfeilererwärmung



- infolge Temperaturgradiente im Überbau



infolge konstanter Temperatur im Überbau

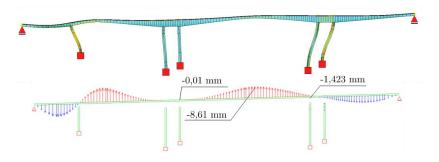


Abb. 9-3: Temperaturverformung des TÜ Schottwiens am 09.08.2018





4) Bereinigung der Messkurve mit folgendem Ergebnis:

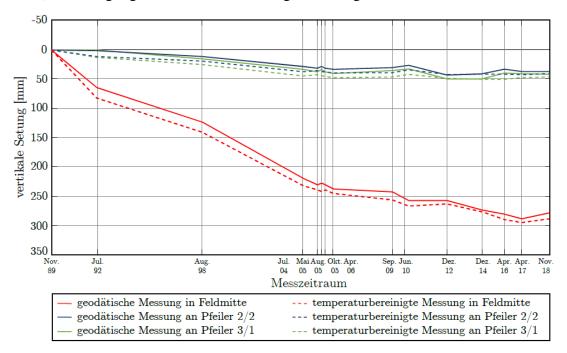


Abb. 9-4: Bereinigung der geodätischen Bauwerksmessung

Absolut gesehen liefert die Bereinigung der geodätischen Messkurve keine grundsätzliche Änderung der Messwerte. Auch die Vermutung, dass sich die Messwerte nach 3 und 11 Jahren (Juli 1992 und August 1998) entsprechend vergrößern und eine eher parabelförmigere Verformungszunahme gemäß der Kriechzahlentwicklung ergeben, wurde nicht bestätigt.

9.4 Dezidierte Analyse der einzelnen Verformungsanteile

Für die weitere Ursachenfindung wurden die einzelnen Verformungsanteile dezidiert mit einem adaptierten Balkenmodell analysiert. Im Gegensatz zum gewöhnlichen Balkenmodell in AP4 ermöglicht dieses Balkenmodell eine Berücksichtigung der Wechselwirkung zwischen Oberund Untergurt infolge unterschiedlicher Austrocknungsgrade. Das Ergebnis dieser Analyse zeigt Abb. 9-5, wobei unterschieden wird zwischen:

- Verformungszunahme infolge differenziellen Schwindens (ε_{cs}),
- Einfluss des Kriechens auf die behinderten Anteile des differenziellen Schwindens ($\varepsilon_{cs} + \varepsilon_{cc,cs}$),
- Kriechen infolge Eigengewichts ($\varepsilon_{cc,g1}$),
- Kriechen infolge Ausbaulast ($\varepsilon_{cc,g1}$) und
- Kriechen infolge quasi-ständiger Nutzlast ($\varepsilon_{cc,g1}$).



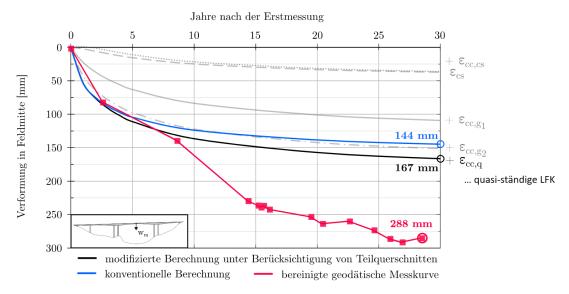


Abb. 9-5: Gegenüberstellung der einzelnen Anteile in der Verformungsberechnung

Auf den ersten Blick bringt die Gegenüberstellung in Abb. 9-5 zunächst keine neuen Erkenntnisse. Im Detail fällt nun aber im Vergleich zur temperaturbereinigten Messkurve bzw. den einzelnen Messpunkten auf, dass in den ersten 9 Jahren eine relativ gute Übereinstimmung erzielt werden kann, dann im Zeitfenster 9 bis 14 Jahre eine überproportionale Verformungszunahme auftritt und anschließend Verformungsberechnung und Messung nahezu parallel verlaufen. Zum besseren Verständnis ist diese Beobachtung in Abb. 9-6 nochmals veranschaulicht.

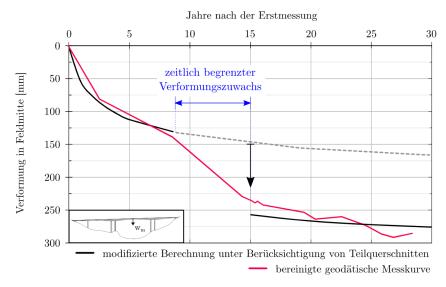


Abb. 9-6: Hypothese eines zeitlich begrenzten Verformungszuwachses

Verfolgt man diese Hypothese eines zeitlich begrenzten Verformungszuwachses weiter, so kann die Verformungsgeschichte des TÜ Schottwiens nicht allein mit dem zeitlichen Betonverhalten infolge Schwindens und Kriechens erklärt werden. Aus diesem Grund werden nachfolgend weitere Überlegungen zum Einfluss eines lokalen Erreichens der Zugfestigkeit angestellt.





9.5 Einfluss von lokalem Erreichen der Zugfestigkeit

9.5.1 Spannungen infolge Last im Gebrauchszustand

Die Spannungen infolge Last im Gebrauchszustand wurden mit dem zuvor verwendeten modifizierten Balkenmodell für die quasi-ständige Lastfallkombination ermittelt. Das Ergebnis zeigen Abb. 9-7 bis Abb. 9-10 anhand der Längsspannungen an Ober- und Unterseite. Betrachtet werden die Zeitpunkte t=0 (Brückenschluss) und t=30 Jahre, sowie Berechnung des Schwindens und Kriechens gemäß EC2 oder MC2010 am Gesamtquerschnitt und an Teilquerschnitten.

Die Wahl des Materialmodells für Schwinden und Kriechen (EC2 oder MC2010) wirkt sich hierbei kaum auf die berechneten Spannungen aus. Im Gegensatz dazu unterscheiden sich die Berechnungsergebnisse aber sehr wesentlich im Auftreten von Längszugspannungen, je nachdem ob Schwinden und Kriechen am Gesamtquerschnitt oder an Teilquerschnitten berücksichtigt wird.

Grundsätzlich entstehen bei allen Berechnungen an der Oberseite im Bereich innerhalb der Hammerköpfe Längszugspannungen, wobei diese mit Berechnung von Schwinden und Kriechen am Gesamtquerschnitt bei ca. 50 % der Zugfestigkeit und bei Berechnung von Schwinden und Kriechen an Teilquerschnitten bei ca. 100 % der Zugfestigkeit liegen. Hinsichtlich der Verformungszunahme des Hauptfeldes sind diese Längszugspannungen innerhalb der Hammerköpfe aber eher von untergeordneter Bedeutung, da die Steifigkeit der Hammerköpfe sehr stark von den durchdringenden Pfeilerschächten und Schottwänden geprägt wird, was im Berechnungsmodell nicht dezidiert abgebildet wird. Von weitaus größerer Bedeutung für die Verformungszunahme des Hauptfeldes sind etwaige Längszugspannungen im Anschnitt der Kragarme außerhalb der Hammerköpfe. Hier zeigen die Berechnungen mit Schwinden und Kriechen an Teilquerschnitten signifikante Zugspannungen an der Oberseite des Überbaus an, wohingegen die Berechnung mit Schwinden und Kriechen am Gesamtquerschnitt noch überdrückt ist.





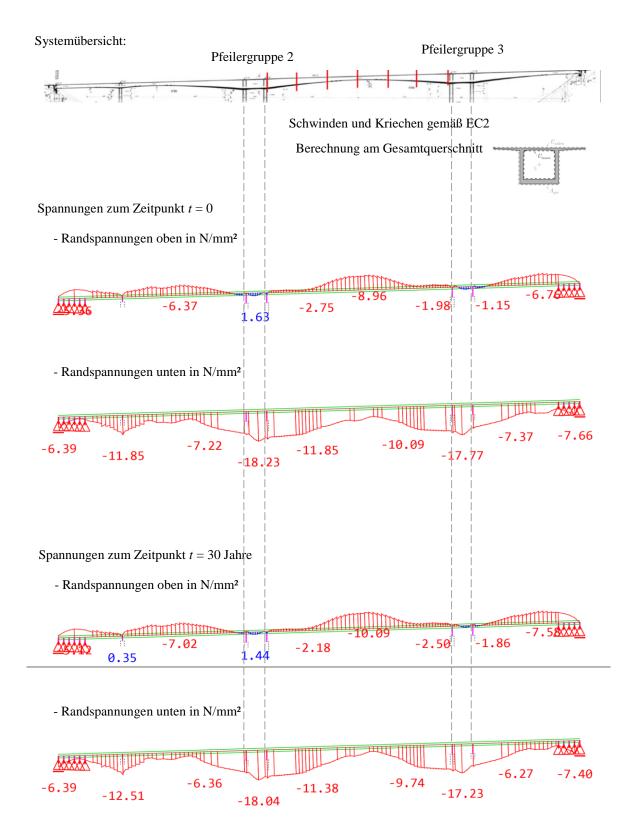


Abb. 9-7: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß EC2 am Gesamtquerschnitten





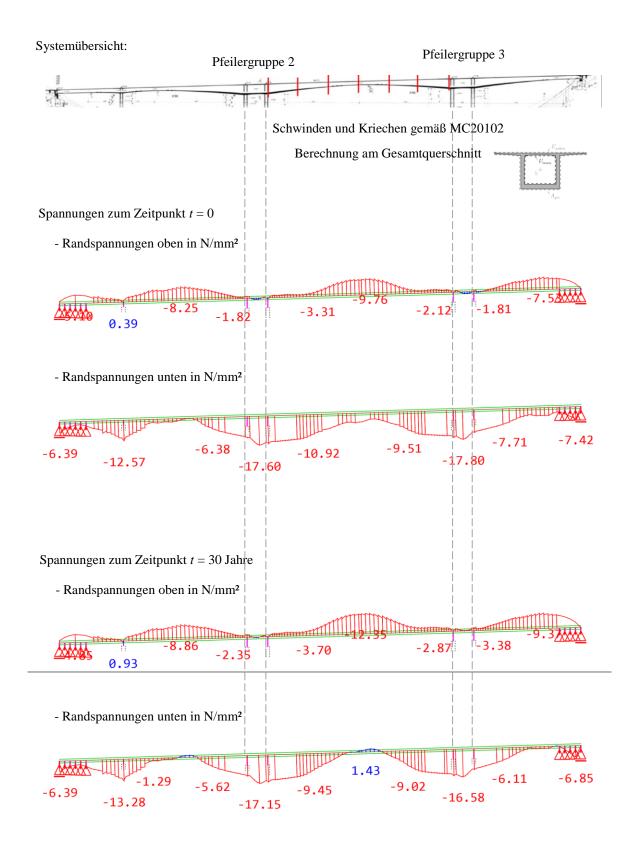


Abb. 9-8: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß MC2010 am Gesamtquerschnitten





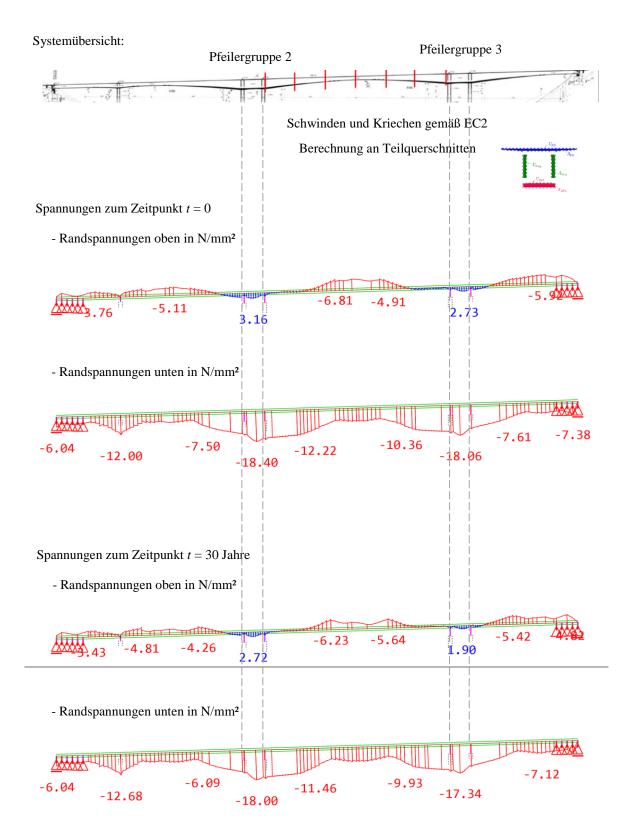


Abb. 9-9: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß EC2 an Teilquerschnitten





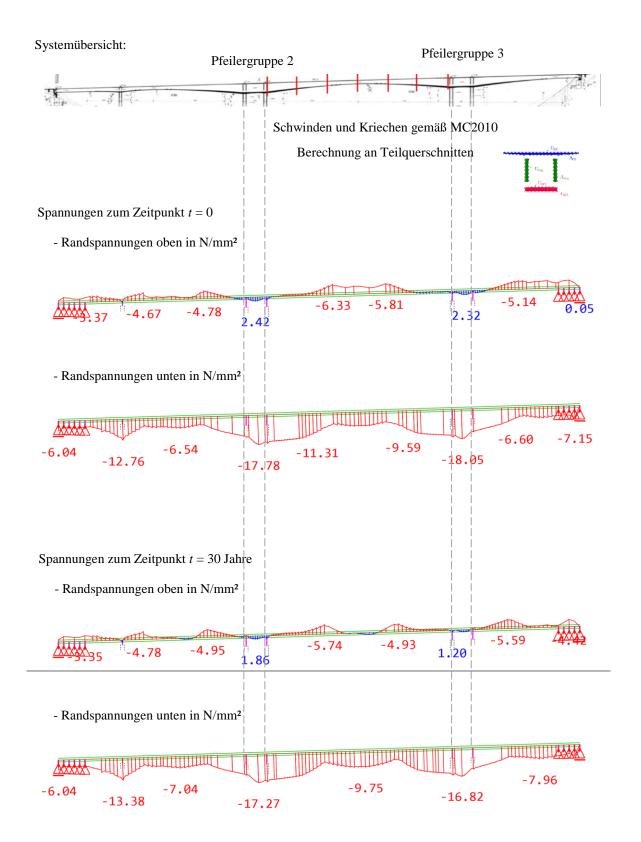


Abb. 9-10: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß MC2010 an Teilquerschnitten



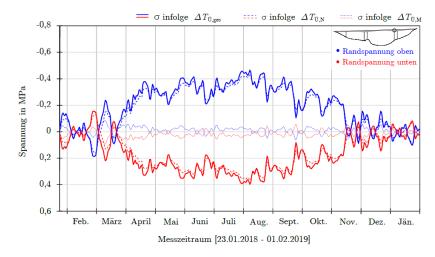


9.5.2 Spannungen infolge behinderter Temperaturverformungen

Ergänzend zu den Spannungsberechnungen unter Gebrauchslast soll hier untersucht werden, ob infolge der jahreszeitlichen Temperaturschwankungen unerwartet hohe Spannungsspitzen in den Querschnitten erzeugt werden, die durch die üblichen Sicherheiten in der Spannungsbegrenzung nicht abgedeckt werden bzw. das Systemverhalten maßgeblich beeinflussen.

In den beiden nachstehenden Diagrammen in Abb. 9-11 werden hierfür zunächst die zeitlichen Verläufe der Spannungen im vorgestellten Messzeitraum jeweils für den Feld- und den maßgebenden Stützquerschnitt ausgewertet. Dabei sind die Randspannungen an der Oberseite der Querschnitte jeweils in Blau, die Randspannungen an der Unterseite in Rot dargestellt. Zusätzlich zu den Gesamtspannungen im Überbau sind auch deren Einzelanteile infolge konstanter und linear veränderlicher Temperatureinwirkung ersichtlich.

9) Stützquerschnitt:



10) Feldquerschnitt:

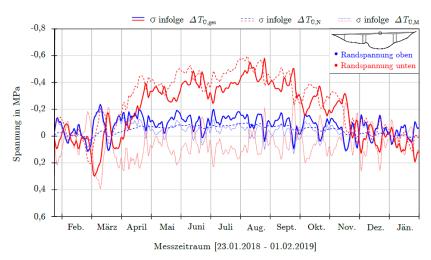


Abb. 9-11: Randspannungen infolge Temperatur im Messzeitraum für Stütz- und Feldquerschnitt





Sowohl im Stütz- als auch Feldbereich werden die Randspannungen maßgeblich vom konstanten Temperaturanteil verursacht. Die Spannungen infolge einer linearen Temperatureinwirkung resultieren hierbei fast ausschließlich aus der Temperaturverformung der Pfeiler. Die Verformungen infolge der Temperaturgradienten entlang des Überbaus können sich demgegenüber nahezu frei einstellen. Insgesamt sind die Biegespannungen infolge Temperaturänderung damit sehr kurzweilig, der Schwankungsbereich ist aber deutlich größer, besonders an der Querschnittsunterseite.

Eine weitere Beanspruchung infolge Temperaturänderungen ergibt sich aus den nicht-linearen Anteilen der Temperaturfeldänderungen, die aufgrund des üblichen Ebenbleiben der Querschnitte zu Eigenspannungen führen. Diese Eigenspannungen lassen sich nicht am Balkenmodell bestimmen, wurden aber mithilfe der thermodynamischen Berechnungsmodelle aus Kapitel 8.3.2 nachvollzogen. Für die Berechnungen wurde zunächst der Tag mit der größten Temperaturschwankungsbreite (Differenz Maximum-Minimum) im Messzeitraum A gesucht. Dabei handelt sich es um den 21.04.2018, an dem eine Temperaturdifferenz von etwa 21,8 °C gemessen wurde, s. Abb. 9-12. Der Referenzpunkt dieser Berechnung wurde dabei auf 00:00 Uhr des ausgewählten Tages festgelegt, sodass eine reine Tagesschwankung der Temperaturen beziehungsweise Spannungen errechnet werden thermodynamische Verhalten im Querschnitt zum Stichtag so gut wie möglich abbilden zu können, wurden als Vorlaufzeit 30 Tage angesetzt. Innerhalb dieser Zeitspanne wird sich die Temperaturverteilung, zufolge der Temperatureinwirkungen in stündlicher Auflösung, einpendeln.

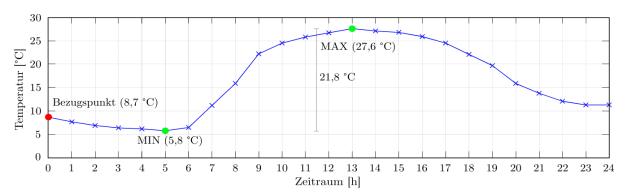


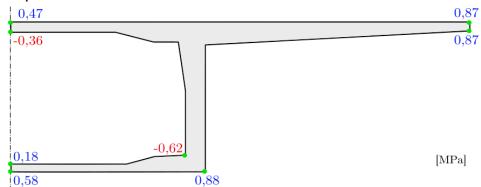
Abb. 9-12: Umgebungstemperaturschwankung eines ausgewählten Tagsinnerhalb eines Tages um ± 22 °C

Bei Ebenbleiben des Querschnitts und der Annahme, dass zum Bezugspunkt bei t = 0 h keine Spannung vorherrscht, ergeben sich für dieses Temperaturszenario die Spannungsergebnisse in Abb. 9-13. Als maximale Zugeigenspannung an der Oberseite der jeweiligen Querschnitte ergeben sich für den Feldquerschnitt: 0,87 N/mm² und für den Stützquerschnitt:1,04 N/mm².





Feldquerschnitt:



Stützquerschnitt:

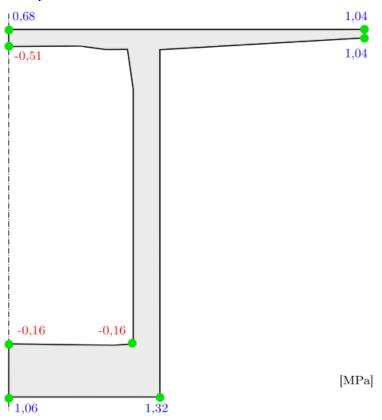


Abb. 9-13: maximale Zugeigenspannungen infolge Umgebungstemperaturschwankung gemäß Abb. 9-12

Die ermittelten Randzugspannungen infolge Zwangschnittgrößen aus Temperatur (Abb. 9-11) sind insgesamt verhältnismäßig klein. Demgegenüber erreichen die Zugeigenspannungen infolge der nicht-linearen Anteile in der Temperaturfeldänderung (Abb. 9-13) etwas größere Werte. Zu beachten ist aber, dass es sich bei den Temperatureigenspannungen "nur" um lokale Spannungsmaxima in Querschnittspunkten handelt; d.h. diese Zugspannungsmaxima sind nicht über die gesamte Querschnittsbreite vorhanden.





Insgesamt kann daher geschlussfolgert werden, dass etwaige Zugspannungen infolge Temperatur im Verhältnis zu etwaigen Zugspannungen infolge Last von untergeordneter Bedeutung sind.

9.5.3 Verformungszunahme bei erhöhten Zugspannungen

Anhand der Spannungsverläufe in Abschnitt 9.5 wurde für die quasi-ständige Lastfallkombination festgestellt, dass der Dekompressionsnachweis an der dem Spannglied zugewandten Seite für eine Bemessung unter Berücksichtigung des Schwinden und Kriechens getrennt für die Teilquerschnitte Obergurt, Untergurt und Stege nicht gänzlich erfüllt ist. Besonders im Obergurt der Stützquerschnitte treten sehr hohe Zugspannungen auf, die in der selten Lastfallkombination sogar größer als die mittlere Zugfestigkeit des Betons sind. Die Ursache für den diskontinuierlichen Verformungszuwachs könnte daher in einer sich ankündigenden Rissbildung bzw. der damit einhergehenden Änderung im Materialgefüge liegen.

Grundsätzlich vereinigen sich mit dem Erreichen von etwa 90% der Betonzugfestigkeit die bis dahin im Beton vorhandenen Mikrorisse allmählich zu Matrixrissen. Unter der hohen Zugbeanspruchung pflanzt sich die Rissbildung stetig fort und es kommt zu einem sukzessiven Steifigkeitsverlust. Gemäß Model Code 2010 ist die Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons im Zugbereich gemäß Abb. 9-14 definiert:

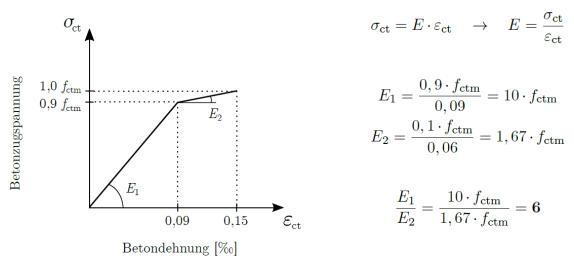


Abb. 9-14: Arbeitslinie des Betons im Zugbereich gemäß [10]

Aus der bilinearen Funktion für das Materialverhalten lässt sich also in Bereichen höherer Zugbeanspruchung eine Reduktion der Steifigkeit auf ein Sechstel ableiten. Ferner ist es nicht unwahrscheinlich, dass infolge eines einmaligen Lastereignisses die Zugfestigkeit des Betons kurzzeitig überschritten wird. Hieraus entstehende Systemänderungen treten aber in der vorliegenden Konstellation nicht plötzlich, sondern zeitverzögert auf. Dem kommt hinzu, dass im Laufe der Zeit in Bereichen hoher Zugbeanspruchungen die Kriechdehnung





überproportional zunimmt. Bei einer Belastung über etwa 85% der Festigkeit spricht man vom sogenannten Tertiärkriechen.

Für Druckbeanspruchungen wird dies im Zuge der Spannungsbegrenzung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterbunden, sodass die Kriechkurve überwiegend innerhalb des Primärkriech-Bereichs zu liegen kommt. In dieser primären Phase des Kriechens nimmt die Kriechrate mit zunehmender Zeit kontinuierlich ab, wodurch der gebräuchliche Kriechverlauf entsteht, vgl. Abb. 9-15. Für Zugbeanspruchungen wurde dieses Verhalten u.a. in [28] sind diezbezüglich jedoch keine gesonderten Untersuchungen vorgesehen.

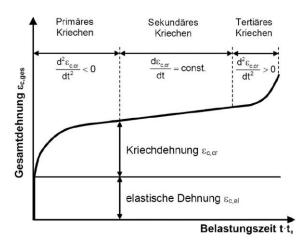


Abb. 9-15: Einteilung der Kriechverformung in 3 Phasen gemäß [29]

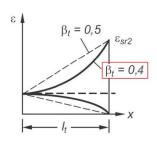
Nachstehend soll der Einfluss der hoch zugbeanspruchten Bereiche im Modell abgebildet werden, um den daraus resultierenden Verformungszuwachs beurteilen und mit den tatsächlichen Verformungen vergleichen zu können. Da eine zeitabhängige Modifikation des E-Moduls selbst im modifizierten Stabmodell leider nicht möglich ist, wurden im Rahmen von [27] verschiedene Methoden zur Implementierung untersucht. Als zweckmäßigste Lösung hat sich dabei die Eingabe einer zusätzlichen Dehnung in der Fahrbahnplatte im Stützbereich erwiesen. Diese zusätzliche Dehnung muss genau so groß sein, wie sie sich infolge einer Änderung des E-Moduls in der Fahrbahnplatte bei der vorhandenen Spannung einstellen würde. Für eine Reduktion des E-Moduls bzw. der Steifigkeit auf ein Sechstel ist nach linearelastischem Materialgesetz folglich das Aufbringen des Sechsfachen der vorhandenen Dehnung erforderlich. Nachdem das Kriechverhalten unter hoher Beanspruchung aber insgesamt deutlich größer ist, stellt eine alleinige Berücksichtigung des veränderten Materialverhaltens über den E-Modul theoretisch die absolute Untergrenze für eine Verformungszunahme dar. Die Einbindung von tertiärem Kriechen wird im Zuge der Untersuchungen stark vereinfacht über eine Verdoppelung der zusätzlichen Dehnung abgebildet und diese somit auf das Zwölffache erhöht. Überdies wird bei der oben beschriebenen Modifikation des Stabmodells das Verhalten

eines Steifigkeitsverlustes als mittlere Dehnung über die gesamte Stablänge unterstellt, das heißt einem Stab zwischen zwei Knoten wird eine zusätzliche Dehnung verteilt über die gesamte Stablänge zugewiesen. Tatsächlich resultiert der Steifigkeitsverlust aber aus einer lokalen Änderung des Werkstoffgefüges, bspw. einem infinitesimal kleinen Riss der einen





großen Dehnungszuwachs an nur einer Stelle verursacht. Der daraus resultierende Dehnungsunterschied muss dann über die Verbundsteifigkeit zwischen Beton und Spannstahl in die angrenzenden Bereiche eingeleitet werden. Nur wenn für den Schlupf eine gleichmäßige, lineare Einleitung über die gesamte Länge bis zum Knoten angenommen werden kann, würde das Verhalten über eine mittlere Dehnung im Stab näherungsweise richtig abgebildet werden. Erfahrungsgemäß ist der Verlauf im Einleitungsbereich aber nicht linear und über einen Völligkeitsbeiwert unter andauernder Belastung und für normalen Bewehrungsstahl mit $\beta_t = 0,4$ definiert, vgl. bspw. [30]oder [31]. Zudem gilt für Spannstahl ein weniger steifes Verbundverhalten, welches einerseits aus der insgesamt geringeren Kontaktfläche und andererseits aus der schwächer profilierten Oberfläche zum Beton resultiert, vgl. [32]. Die Zusammenhänge sind in Abb. 9-16 dargestellt.



		ξ		
Spannstahl	sofortiger	nachträglicher Verbund		
	Verbund	≤ C50/60	≥ C70/85	
Glatte Stäbe und Drähte	nicht anwendbar	0,3	0,15	
Litzen	0,6	0,5	0,25	
Profilierte Drähte	0,7	0,6	0,3	
Gerippte Stäbe	0,8	0,7	0,35	
ANMERKUNG Für Werte zwischen C50/60 und C70/85 darf interpoliert werden.				

Abb. 9-16: Einleitung des Dehnungsunterschiedes über β_t (links) [30] und Verhältnis ξ der Verbundsteifigkeit von Spannstahl zu Betonstahl (rechts) [22]

Zur Berücksichtigung dieser Eigenschaften ist daher eine neuerliche Erhöhung der zusätzlichen Stabdehnung um mindestens das Doppelte, also auf ein 24-faches der ursprünglichen Dehnung, gerechtfertigt. Die Ergebnisse zu den Überlegungen sind in Abb. 9-17 dargestellt, wobei dem System der Steifigkeitsverlust der gezogenen Fahrbahnplatte im Sützbereich nach jeweils 10 Jahren zugewiesen wird. Eine Erfassung der realitätsnahen, zeitlichen Entwicklung der zunehmenden Nachgiebigkeit ist im Stabmodell nicht möglich und wird näherungsweise durch die Berechnung in 5-Jahres-Schritten abgebildet.





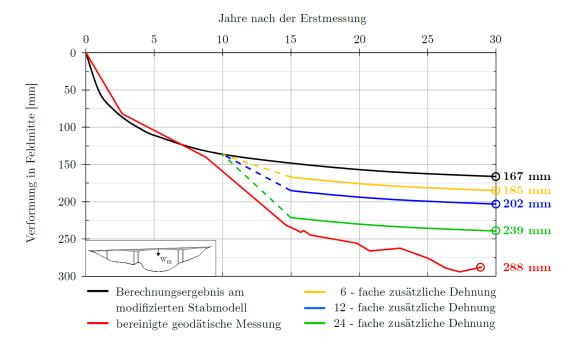


Abb. 9-17: Verformungszunahme infolge Nachgiebigkeit des Obergurts im Stützbereich

Grundsätzlich zeigt sich, dass das System nicht so sensibel auf zusätzliche Dehnungen reagiert, wie eingangs erwartet. Durch den Versuch das Zusammenspiel mehrerer material- und systemabhängiger Effekte abzubilden, kann aber eine relativ gute Übereinstimmung erzielt werden, die im speziellen Fall des TÜ Schottwiens Aufschluss über die unerwartete Verformungszunahme gibt. Auf Basis dieser Überlegungen bestätigt sich die Vermutung eines Steifigkeitsverlustes im Bereich hoher Betonzugbeanspruchungen. Genauere Aussagen zur zeitlichen Entwicklung des Verformungszuwachses sind allerdings nicht möglich. Auch anhand der geodätischen Messungen lässt sich der Zeitraum nur anhand der durchgeführten Messungen auf maximal 6 Jahre begrenzen.

Nähere Untersuchungen zu den aufgebrachten Dehnungen zeigen außerdem einen überwiegenden Einfluss der Pfeileranschnitte auf den Verformungszuwachs, wohingegen zusätzliche Dehnungen des Obergurts inzwischen der beiden Pfeilerpaaren durch die hohe Steifigkeit des gesamten Hammerkopfes größtenteils behindert werden.





ARBEITSPAKET 10 - EMPFEHLUNGEN FÜR DIE PRAXIS

AutorInnen: Univ.-Prof. Dr.-Ing. Viet Tue Nguyen (TU Graz – IBB)

Assoc.Prof. Dr. Dirk Schlicke (TU Graz – IBB)

DI Peter Furtner (VCE ZT GmbH)

DI Martin Fritz (VCE ZT GmbH)

10.1 Allgemeines und Zielsetzung

Für die Erhaltung von Bauwerken ist es von großer Bedeutung, anhand der aufgenommenen Messwerte auf die Weiterentwicklung der Gebrauchstauglichkeit und Standsicherheit des Bauwerks rückschließen zu können. Hiermit können erforderliche Maßnahmen rechtzeitig eingeleitet werden. Ziel dieses Arbeitspakets ist es daher, die wesentlichen Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben hinsichtlich Handlungsempfehlungen für die Erhaltung von vorhandenen Bauwerken zu hinterfragen. Im Speziellen sollen hierbei für den TÜ Schottwien konkrete Vorschläge gemacht werden, wie zukünftig mit der Verformungszunahme umzugehen ist. Darüber hinaus sollen Empfehlungen für die Planung von neuen Brücken und Nachrechnungen von bestehenden Brücken ausgesprochen werden.

10.2 Vorschläge für den Umgang mit den Bauwerksmessdaten des TÜ Schottwiens

Die durchgeführten Untersuchungen zu den Langzeitverformungen am Talübergang Schottwien zeigen prinzipiell, dass die hochgradige statische Unbestimmtheit der Brücke sowie die gegenseitige Verformungsbehinderung von relativ weichen Feld- und sehr steifen Stützbereichen im Überbau zu einem komplexen und teilweise unerwarteten Systemverhalten führen. Selbst durch die sukzessive Analyse einzelner Verformungsanteile sind die wechselweisen Einflüsse nur schwer zuordenbar. Dennoch konnte festgestellt werden, dass sich besonders im Stützbereich der überwiegende Teil der Betonverformungen infolge Kriechen, Schwinden und Temperatur frei einstellen kann.

Durch Untersuchungen zu den Verformungen infolge Temperatur konnte eine Beeinflussung der Langzeitverformungen infolge Temperatur ausgeschlossen werden. Diesbezüglich wurde jedoch herausgearbeitet, dass die tatsächlichen Temperaturverformungen der Brücke sowohl im Jahresverlauf als auch bei kurzzeitigen Temperaturänderungen relevante Größenordnungen aufweisen, die bei der Analyse der Verformungsmessung zu berücksichtigen sind. Mit dem Wissen, dass sich die Feldmitte am TÜ Schottwien infolge einer Erwärmung in den Sommermonaten absolut gesehen nach oben verformt, konnte schließlich festgestellt werden, dass der Großteil der geodätischen Messdaten die tatsächliche Verformung unterschätzt. Schließlich geht aus der Gegenüberstellung der Gesamtverformungen mit den temperaturbereinigten, geodätischen Messdaten hervor, dass die Ursache der ungewöhnlichen





Verformungszunahme nicht ausschließlich durch eine unzureichende Berücksichtigung der Langzeitverformungen begründet werden kann. Wie nochmals in Abb. 10-1 gezeigt, scheinen die Prognosen des modifizierten Berechnungsmodells zwar in den ersten 5 bis 10 Jahren sowie auch zu späteren Zeitpunkten sehr zutreffend zu sein; dazwischen kommt es allerdings zu einem überproportionalen Verformungszuwachs, der insbesondere durch die Temperaturbereinigung der geodätischen Messkurve zeitlich begrenzt werden kann.

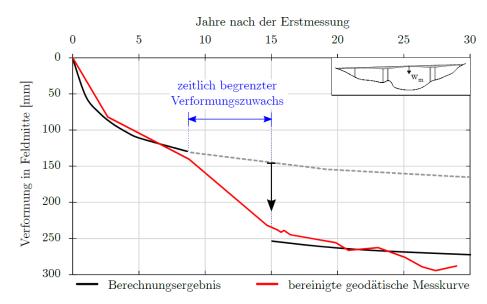


Abb. 10-1: Gegenüberstellung von berechneter und gemessener Verformung in Feldmitte

Demzufolge müsste die Ursache in einer maßgeblichen Änderung der Systemeigenschaften liegen. Wie die Erhebung der am Tragwerk vorhandenen Randspannungen zeigt, ist die Oberkante der Überbauquerschnitte im Pfeilerbereich sehr hohen Zugbeanspruchungen ausgesetzt, weshalb der Verformungszuwachs aufgrund eines Steifigkeitsverlustes in diesen Bereichen vermutet wird. Zudem könnte auch eine Systemänderung infolge eines einmaligen Lastereignisses, bei dem die Zugfestigkeit des Betons überschritten wurde, die Ursache sein. Zwar sind gemäß der durchgeführten Brückeninspektionen keine Auffälligkeiten hinsichtlich Risse o.ä. in diesen Bereichen zu verzeichnen, allgemein gestaltet sich eine genaue Inspektion des Obergurts im Querschnittsinneren des Stützbereiches aber eher schwierig. Ferner wird vermutet, dass das vielfach weichere Verhalten unter Dauerlast im Bereich der Zugfestigkeit keine unmittelbar sichtbaren Risse bedingt.

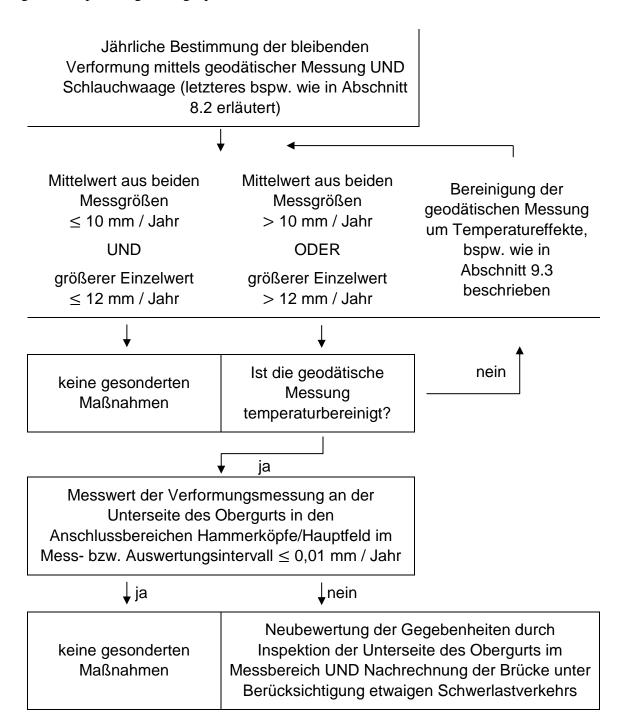
Für den TÜ Schottwien wird auf Basis der Untersuchungsergebnisse empfohlen, sowohl die engmaschige geodätische Verformungsmessung als auch das installierte Brückenmonitoring bestehend aus punktuellen Temperaturmessungen und Schlauchwaage weiter zu betreiben. Als Intervall für die geodätische Vermessung bzw. Auswertung der Schlauchwaagenmessung wird 1 Jahr ±-1 Monat empfohlen. Darüber hinaus sollte das Brückenmonitoring durch eine Verformungsmessung an der Unterseite des Obergurts in den Anschlussbereichen Hammerköpfe/Hauptfeld erweitert werden. Mit Blick auf die zu erwartenden sehr geringen





Dehnungen sollte eine absolute Verformungsänderung über eine längere Messbasis erfasst werden. Denkbar ist hier die Installation von Wegaufnehmern mit einer Messbasis von ca. 1000 mm; von einer kontinuierlichen Dehnungsmessung entlang der Messbasis ist abzuraten.

Für den Umgang mit den zukünftigen Ergebnissen dieser Verformungsmessungen werden folgende Empfehlungen ausgesprochen:







10.3 Empfehlungen für die Planung von neuen Brücken und Nachrechnungen von bestehenden Brücken

Grundsätzlich ist anzumerken, dass das ungewöhnliche Langzeitverformungsverhalten von weitgespannten Freivorbaubrücken nicht als generelles Problem zu bezeichnen ist und nur bei einigen Bauwerken dieser Art beobachtet werden kann. Entgegen Vermutungen, wie beispielsweise in [1], ist das Problem aber nicht ausschließlich auf Unschärfen der gängigen Modelle zum Kriechen und Schwinden zurückzuführen. Zwar können bei besonders stark Teilguerschnitten Tragwerken mit ungleichmäßig dicken Verformungszunahmen, insbesondere mit verzögertem Eintreten aus differenziellem Schwinden und Kriechen beobachtet werden, die Auswirkungen sind aber stark abhängig vom statischen Gesamtsystem sowie der Baugeschichte und der Spanngliedführung und daher für den speziellen Fall separat zu untersuchen. Die Verwendung von Materialmodellen für Schwinden und Kriechen, die gegenüber den normativen Modellen deutlich größere Verformungseinwirkungen ausweisen, wurde für den TÜ Schottwien als nicht zielführend herausgestellt.

Die gezielte Modifikation des praxisüblichen Stabmodells auf Basis mit normativen Materialmodellen zum Schwinden und Kriechen ermöglichte die Berücksichtigung differenzieller Einwirkungen innerhalb eines Querschnitts und bewirkt im Vergleich zur konventionellen Berechnung am Gesamtquerschnitt stets höhere Langzeitverformungen. Vor allem die im Bereich der Pfeiler stark zeitverzögerte Entwicklung der Schwinddehnungen in der massiven Bodenplatte führt zu einer Verformungszunahme in der Mitte des maßgebenden Feldes, die selbst nach 30 Jahren noch keinen Endwert anzustreben scheint. Allerdings leisten die Schwindverformungen einen nur sehr kleinen Beitrag zu den Gesamtverformungen.

Hinsichtlich Kriechen konnte festgestellt werden, dass durch eine Berücksichtigung differenzieller Kriechzahlen in den Teilquerschnitten überwiegend eine Verformungszunahme infolge der zusätzlichen Spannkraftverluste entsteht. Die Kriechverformungen infolge äußerer Lasten, insbesondere Ausbau- und Verkehrslasten sind für beide Berechnungsmodelle (Kriechen am Gesamtquerschnitt und differenzielles Kriechen) annähernd gleich. Besonders auffallend ist außerdem, dass sich in beiden Fällen aufgrund der querschnittsabhängigen Verformungsbehinderung keine sichtbare Kriechverformung aus dem Kriechen der behinderten Schwindeinwirkung einstellt.

Zusätzlich zu den Verformungen sollten darüber hinaus stets auch die Spannungen am Tragwerk unter Berücksichtigung des tatsächlichen Bauablaufs bzw. der tatsächlichen Spannungsgeschichte auf Auffälligkeiten geprüft werden. Im Falle des untersuchten TÜ Schottwiens ergaben mit einer detaillierteren Berechnung unter Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens getrennt für die Teilquerschnitte Obergurt, Untergurt und Stege speziell im Obergurt große Zugspannungen, die zu einer zusätzlichen Verformungszunahme führen. Mit den heute zur Verfügung stehenden Methoden sind daher gezielte Nachweise zur





zulässigen Spannung unerlässlich, um solche Effekte bereits in der Planungsphase ausschließen zu können.

Für die Nachrechnung von Bestandsbrücken ist allgemein zu empfehlen, bei einem Vergleich mit geodätischen Messungen den Einfluss der Temperatur auf das Verformungsverhalten zu berücksichtigen. Durch Messdaten mit sehr unterschiedlichen klimatischen Bedingungen könnte es systembedingt zu einer Über- oder Unterschätzung der tatsächlichen Verformungen in Bezug auf die Erstmessung kommen und deren zeitlicher Verlauf wird dadurch fehlinterpretiert.

Um eine Ursachenfindung bei besonders empfindlichen Bauten zukünftig zu erleichtern, wäre es außerdem empfehlenswert, die Zeitintervalle zwischen den Tragwerksnivellements bereits im Voraus kürzer zu halten und eventuell von Beginn an die geodätischen Messungen mit einem leistbaren, funktionsfähigen Monitoring zu begleiten.

An dieser Stelle sei aber auch angemerkt, dass die allgemeine Modellierung mittels Balkenmodellen trotz Verfeinerung noch gewisse Vereinfachungen unterstellt, deren Auswirkungen jedoch nur anhand eines zeitdiskreten Volumenmodells aufwendig untersucht werden können. Beispielsweise wird durch den einem Stab zugewiesenen Gesamtquerschnitt, ähnlich wie für die Teilquerschnitte über die Höhe gezeigt, stets von einem mittleren Verhalten im Teilquerschnitt über die gesamte Querschnittsbreite ausgegangen. Tatsächlich ist aber auch die Spannungsverteilung über die Breite sehr stark von der Querschnittsgeometrie abhängig, wobei vor allem im Bereich der Stege Spannungskonzentrationen zu erwarten sind. In weiterer Folge bedingt dies zum Beispiel einen zeitlichen Versatz in der Aktivierung des Kriechpotentials von Beton sowie Spannungsumlagerungen über die Querschnittsbreite. Dieser sogenannte "shear lag effect" ist gemäß den Untersuchungen im AP7 für den TÜ Schottwien unbedeutsam; andere Bauwerke mit anderen Querschnittsverhältnissen können hier aber sehr wohl betroffen sein.

Hinsichtlich der im speziellen Fall des TÜ Schottwiens beobachteten Verformungszunahme wären weitere Untersuchungen zur Dauer bzw. einer Stabilisierung nach der Materialentfestigung wünschenswert. Diese können allerdings nicht ausschließlich durch das verwendete Balkenmodell umgesetzt werden. Unter Berücksichtigung der Momenten- und Spannungsverläufe zeigt sich jedoch, dass die Bereiche höherer Beanspruchung mit der damit einhergehenden Nachgiebigkeit stark begrenzt sind und bereits erfasst sein könnten. Ein Steifigkeitsverlust in weiteren Abschnitten sollte daher nicht zu erwarten sein. Ausgehend von einer unveränderten Tragwerksnutzung sollte die Verformung in Feldmitte im weiteren zeitlichen Verlauf somit einen Endwert anstreben. Nachweisbar sind diese Vermutungen aber nur durch weitere Beobachtungen und Dokumentationen zu den Überbauverformungen. Die Änderung der mechanischen Systemeigenschaften als Sonderfall am TÜ Schottwien sollte außerdem in zukünftigen Forschungsarbeiten an anderen Tragwerken bestätigt werden.





ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abb. 2-1 Brücke Karor-Babeldaob: Längsschnitt und Querschnitte in Brückenmi sowie am Stützanschnitt	
Abb. 2-2 Viadukt La Lutrive: Längsschnitt und Feldquerschnitt	10
Abb. 2-3 Längsschnitt des TÜs Schottwien	12
Abb. 2-4 Regelquerschnitte des TÜs Schottwien	13
Abb. 2-5 Schematische Darstellung der Herstellung des Bauwerks	14
Abb. 2-6: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 1992	15
Abb. 2-7: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 1998	15
Abb. 2-8: Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2009	15
Abb. 2-9 Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2017	16
Abb. 2-10 Gemessene Verformungsänderungen 1989 - 2021	16
Abb. 2-11 Gemessene Entwicklung der Durchbiegung in Feldmitte des Hauptfel über die Nutzdauer	
Abb. 2-12 Längsschnitt und Grundriss des TÜ Lavant	17
Abb. 2-13: Stütz- und Feldquerschnitt TÜ Lavant	18
Abb. 2-14 Schematische Darstellung der Herstellung des Überbaus	19
Abb. 3-1 Gegenüberstellung der mittleren Schwind- und Kriechkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien bei einer mittleren Umgebungsfeuchte von <i>RH</i> = 65 %	22
Abb. 3-2 Gegenüberstellung der Trocknungsschwindkurven gemäß EC2, MC20 prEC2 und B4 bei unterschiedlichen Umgebungsfeuchten und wirks Bauteildicken	samen
Abb. 3-3 Gegenüberstellung der mittleren Kriech- und Schwindkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien gemäß EC2, MC2010, prEC2 u B4 für unterschiedliche Belastungszeitpunkte und Umgebungsfeuch	nten
	27
Abb. 4-1 FE-Modell mit voller Visualisierung der Querschnitte (oben) und ohne Querschnitte (unten)	31
Abb. 4-2 Modellierung der Vorspannung	31
Abb. 4-3 Übersicht der untersuchten Bauzustände/Lastfälle während der Herste des Überbaus	•
Abb. 4-4 Zeitliche Abfolge der Bauzustände	34





Abb. 4-5 Rechnerische Durchbiegung in Feldmitte des Hauptfelds von Verkehrsübergabe bis 100 Jahren	35
Abb. 4-6 Berechnete Verformungen für TÜ Schottwien nach 100 Jahren	35
Abb. 4-7 Durchbiegung in Feldmitte von der Verkehrsübergabe bis 30 Jahren - Vergleich mit Messdaten	36
Abb. 4-8 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 2 Ja	
Abb. 4-9 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 10 Jahren	37
Abb. 4-10 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 20 Jahren	
Abb. 4-11 Vergleich der berechneten Verformungen mit Messdaten nach ca. 30 Jahren	
Abb. 4-12 Gegenüberstellung der Kriechkurven für den Stützquerschnitt des TÜ Schottwien ab Brückenschluss bei einer mittleren Umgebungsfe von RH = 65 %	
Abb. 5-1 Sensorlayout	44
Abb. 5-2 Sensorenanordnung Querschnittsansicht	45
Abb. 5-3 Temperaturmessung im Bereich MQ7 (Stützbereich)	45
Abb. 5-4 Temperaturmessung im Bereich MQ4 (Feldbereich)	45
Abb. 5-5 Lage der Sensoren bei MQ 7 (Stützbereich)	47
Abb. 5-6 Lage der Sensoren bei MQ 4 (Feldbereich)	47
Abb. 5-7 Bauwerks-Dehnungs-Sensor (SMARTEC MuST FBG Strain Sensor)	48
Abb. 5-8 Hydrostatischer Druckschlauchwaagensensor (elektronisch)	49
Abb. 5-9 Bauwerkstemperatursensor TMB WK 63.3-460	49
Abb. 5-10 Temperatur-Sensor-Compact von Thies Clima	50
Abb. 5-11 Modem und Antenne für den Datentransfer	51
Abb. 5-12 Zugang zum Web-User-Interface	52
Abb. 5-13 Überblick über alle Bauwerke mit VCE Monitoringsystem	52
Abb. 5-14 Beispiel: Dashboard - Schlauchwaagensystem	53
Abb. 5-15 Beispiel: Monitoring-Daten in Zeitreihen – Schlauchwaagensystem	53
Abb. 5-16 Beispiel: Monitoring-Cockpit Schlauchwaagensystem	54
Abb. 5-17 Beispiel: Live-View: Messdaten in Echtzeit	54





Abb. 5-18 Beispiel: Alarmprotokoll	55
Abb. 5-19 Beispiel: Datendownload Schlauchwaagensystem	56
Abb. 5-20 Beispiel: Zugang zum Web-User-Interface mittels Tablet-PC	56
Abb. 5-21 Bauwerkstemperaturen CS7 – gesamter Messzeitraum	57
Abb. 5-22 Bauwerkstemperaturen CS4 – gesamter Messzeitraum	57
Abb. 5-23 Lufttemperaturen CS1, CS4 innen, CS4 außen (ATA), CS7 – ges Messzeitraum	
Abb. 5-24 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Semmering-seitig – 2017 bis 2020	
Abb. 5-25 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Wien-seitig – Zeitra bis 2020	
Abb. 5-26 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Semmering-seitig – 2020 bis 2021	
Abb. 5-27 Setzungsmessungen referenziert zum Pfeiler Wien-seitig – Zeitra bis 2021	
Abb. 5-28 Dehnungen CS1 – gesamter Messzeitraum	58
Abb. 5-29 Dehnungen CS3 – gesamter Messzeitraum	59
Abb. 5-30 Dehnungen CS4 – gesamter Messzeitraum	59
Abb. 5-31 Dehnungen CS6 – gesamter Messzeitraum	60
Abb. 5-32 Dehnungen CS7 – gesamter Messzeitraum	60
Abb. 6-1 Entnahmestellen TÜ Lavant	63
Abb. 6-2 Probenentnahme am Talübergang Lavant	64
Abb. 6-3 Probenvorbereitung aus Entnahmekern "B" unter Berücksichtigung Beanspruchungsgeschichte	
Abb. 6-4 Versuchsstand zur Beobachtung der Langzeitverformung infolge Schwindens sowie Schwindens & Kriechens	65
Abb. 6-5 Messergebnisse des Versuchsprogramms hinsichtlich Schwindens Kriechens und der Gesamtverformung gem. [21]	
Abb. 6-6 Berechnetes Trocknungsschwinden der Proben vs. Messergebniss Schwinden	
Abb. 6-7 Kriechzahlentwicklung für die Versuchskörper und Gegenüberstelluder Berechnung gem. [22]	_
Abb. 7-1: Schematische Darstellung des Shear-Lag Effektes	72





Abb. 7-2: Voruntersuchung zum Shear-Lag Effekt; Querschnitt (Hälfte) und Spannungsverteilung	73
Abb. 7-3: Talübergang Schottwien im Längsschnitt; für den FE-Ansatz ausgewäh Abschnitt sowie Ansicht Modell	
Abb. 7-4: Darstellung der Brückenquerschnitte – Stützbereich bis Feldmitte	74
Abb. 7-5: Elementanordnung in den Querschnitten; links: in Feldmitte; rechts: am Anschnitt zum Pfeiler	
Abb. 7-6: Spannkabelverlauf und Verteilung im Querschnitt	75
Abb. 7-7: Verhalten des Kriechmodells bei stufenweiser Belastung und anschließender geringfügigen teilweisen Entlastung	77
Abb. 7-8 Vergleich der Ansätze zur Berechnung der Kriechverformungen im Untergurt; links: elementweise Betrachtung; rechts: Betrachtung unte Ebenbleiben des Querschnitts	
Abb. 7-9 Darstellung der Ansätze zur Ermittlung der effektiven Bauteildicke	78
Abb. 7-10 Zeitliche Entwicklung der Schwindverkürzungen und der Kriechzahlen Betrachtung der Teilquerschnitte	
Abb. 7-11 Übersicht des Bautaktes und betrachteter Felder um Pfeilergruppe 2	79
Abb. 7-12 Umsetzung der Bauzustände in der FE-Simulation; Herstellung um Pfeilergruppe 2	80
Abb. 7-13: Absenkungen in Feldmitte infolge Kriechens sowie Schwindens u. Kriechens kombiniert	81
Abb. 7-14 Schnittkraftumlagerung zwischen Zusammenschluss und 30 Jahre Nutzung	82
Abb. 7-15 Feld- und Stützquerschnitt des Hauptfeldes sowie Verlauf der Steifigke	
Abb. 7-16 Spannungsverteilung im Untergurt am Hohlkastenquerschnitt am Pfeileranschnitt	83
Abb. 7-17 Berechnete Kriechdehnungen in den Eckpunkten des Untergurtes im Stützbereich	84
Abb. 7-18 Druckgurtkraft und Schwerpunkt im Intervall 0 bis 1500 Tage	84
Abb. 7-19 Repräsentatives System, Längssystem und Querschnitt	85
Abb. 7-20 Repräsentatives System, variable Querschnittsgestaltung über die Län	_
Abb. 7-21 Modellierung auf Querschnittsebene	86
Abb. 7-22 Einfluss der Abmessungen des Gurtes auf den shear lag-Faktor	87





Abb. 7-23 Einfluss der Stegbreite auf den shear lag-Faktor	87
Abb. 7-24 Einfluss der Brückenschlankheit auf den <i>shear lag</i> -Effekt; Änderung den Querschnittshöhe linear und quadratisch	
Abb. 7-25 Spannungsverteilung nach Abschluss der Bauphase; Links linear- Elastisch, rechts viskoelastisch	88
Abb. 7-26 Einfluss des Kriechens auf den shear lag-Faktor und ermittelte Kriechinkremente	89
Abb. 7-27 Einfluss verschiedener Kriechmodelle auf den shear lag-Faktor und di Vertikalverschiebung	
Abb. 7-28 Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen	90
Abb. 8-1: Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen	93
Abb. 8-2: Vergleich der 3D-FE-Simulation mit den Messergebnissen	95
Abb. 8-3: Tagestemperaturverlauf (21.04.2018) der Messpunkte ST 01, ST 02, S und ST 04	
Abb. 8-4: Temperaturverlauf der Messpunkte ST 01, ST 02 und ST 04 für den Auswertungszeitraum A	98
Abb. 8-5: Darstellung der Licht- und Schattenbereiche im Überbau der Brücke TU Schottwien	
Abb. 8-6: Vergleich der Lufttemperaturmesspunkte im Tagesverlauf	99
Abb. 8-7: Vergleich der Lufttemperatur in AT 01 und AT 03 mit der Außentemper	
Abb. 8-8: Unterschiedliche Temperatureinwirkungen an den Querschnitten	101
Abb. 8-9: FE-Temperaturverteilung im Messquerschnitt CS 4 [13.03.2018]	102
Abb. 8-10: FE-Temperaturverteilung im Messquerschnitt CS 7 [13.03.2018]	103
Abb. 8-11: Temperaturverlauf im Messpunkt ST 04 – Querschnitt CS 4	104
Abb. 8-12: Temperaturverlauf im Messpunkt ST 01 – Querschnitt CS 7	105
Abb. 8-13: Aufteilung der Temperaturbelastung	105
Abb. 8-14: konstanter Temperaturanteil ΔT N	106
Abb. 8-15: linearer Temperaturanteil $\Delta T M$	107
Abb. 8-16: Verlauf des konstanten und linearen Temperaturanteils entlang der Bauteil	
Abb. 9-1: Exakte Messzeittage bei der Verformungsaufnahme des TÜ Schottwie	
	111





Abb. 9-2: Umgebungstemperaturen des TU Schottwiens im gesamten Bauwerksleben und beispielhafte Darstellung der Temperaturfelder in Stütz- und Feldquerschnitt
Abb. 9-3: Temperaturverformung des TÜ Schottwiens am 09.08.2018113
Abb. 9-4: Bereinigung der geodätischen Bauwerksmessung
Abb. 9-5: Gegenüberstellung der einzelnen Anteile in der Verformungsberechnung115
Abb. 9-6: Hypothese eines zeitlich begrenzten Verformungszuwachses115
Abb. 9-7: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß EC2 am Gesamtquerschnitten
Abb. 9-8: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß MC2010 am Gesamtquerschnitten
Abb. 9-9: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß EC2 an Teilquerschnitten
Abb. 9-10: Randspannungen infolge quasi-ständiger Lastfallkombination – berechnet mit den Schwind- und Kriechverhalten gemäß MC2010 an Teilquerschnitten
Abb. 9-11: Randspannungen infolge Temperatur im Messzeitraum für Stütz- und Feldquerschnitt
Abb. 9-12: Umgebungstemperaturschwankung eines ausgewählten Tagsinnerhalb eines Tages um ± 22 °C122
Abb. 9-13: maximale Zugeigenspannungen infolge Umgebungstemperaturschwankung gemäß Abb. 9-12123
Abb. 9-14: Arbeitslinie des Betons im Zugbereich gemäß [10]124
Abb. 9-15: Einteilung der Kriechverformung in 3 Phasen gemäß [29]125
Abb. 9-16: Einleitung des Dehnungsunterschiedes über β t (links) [30] und Verhältnis ξ der Verbundsteifigkeit von Spannstahl zu Betonstahl (rechts) [22]126
Abb. 9-17: Verformungszunahme infolge Nachgiebigkeit des Obergurts im Stützbereich
Abb. 10-1: Gegenüberstellung von berechneter und gemessener Verformung in Feldmitte





TABELLENVERZEICHNIS

Tab. 2-1: \	Wesentliche technische Daten TÜ Schottwien	.13
Tab. 2-2: \	Wesentliche technische Daten TÜ Lavant	.18
	Verhältnis der Durchbiegungen gemäß Balkenberechnung mit EC2 und MC2010	.40
Tab. 5-1 B	Beschreibung der Messpunkte	46
Tab. 7-1: 2	Zeitschrittsteuerung in der Simulation	.80
	Bleibende Verformung im Überbau TÜ Schottwien gemäß Schlauchwaagenmessung	.95





LITERATURVERZEICHNIS

- [1] Z. P. Bažant, G.-H. Li und Q. Yu, "Explanation of Excessive Long-Time Deflections of Collapsed Record-Span Box Girder Bridge in Palau.Report No. 08-09/A222e," Infrastructure Technology Institute, McCormick School of Engineering and Applied Science, Northwestern University, Evanston, Illinois60208, USA, 2008.
- [2] Z. P. Bažant, Q. Yu, G.-H. Li, G. J. Klein und V. Křístek, "Excessive Deflections of Record-Span Prestressed Box Girder - Lessons learned from the collapse of Koror-Babeldaob Bridge in Palau," ACI Concrete International, Bd. 32, pp. 44-52, June 2010.
- [3] V. Kristek und L. Vrablik, "Serviceability as a significant factor of the bridge life-cycle," in *Life-Cycle Civil Engineering*, 2008.
- [4] J.-P. Sellin, "Delayed deformations of concrete structures: the Savines bridge and the Chevire bridge," in *Multi-Span Large Bridges*, 2015.
- [5] "ÖNORM EN 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonund Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln," Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2012.
- [6] R. Favre, O. Burdet, H. Charif, M. Hassan und I. Markey, "Beurteilung von Massivbrücken aufgrund von Belastungsversuchen und Langzeitbeobachtungen - Empfehlungen für die Vorspannung," IBAP, EPF Lausanne, 1995.
- [7] T. Vogel, "Vorspanngrad von Freivorbaubrücken: Hinterfragung der Methode des Verformungsausgleichs," *Schweizer Ingenieur und Architekt,* Nr. Heft 26, 1998.
- [8] P. F. Takács, Deformations in Concrete Cantilever Bridges: Observations and Theoretical Modelling. PhD thesis, NTNU Trondheim, 2002.
- [9] "ÖNORM EN 1992-1-1: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau," Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2015.







- [10] "fib Model Code for Concrete Structures 2010," International Federation for Structural Concrete (fib), Lausanne, 2013.
- [11] CEN/TC250/SC2/WG1/TG7 (Harald S. Müller, Conv. TG7), "Background document of prEN 1992-1-1:2020 (E) to subsections 5.1.1 General 5.1.2 Properties and related conditions 5.1.3 Strength 5.1.4 Elastic deformation 5.1.5 Creep and Shrinkage," 2021.
- [12] RILEM Technical Committee TC 242-MDC (Zdenek P. Bažant, chair), "RILEM draft recommendation: TC-242-MDC multidecade creep and shrinkage of concrete: material model and structural analysis," *Materials and Structures,* Bd. 48, pp. 753-770, 2015.
- [13] R. Wendner, M. H. Hubler und Z. P. Bažant, "Statistical justification of Model B4 for drying and autogenous shrinkage of concrete and comparisons to other models," *Materials and Structures*, Bd. 48, pp. 797-814, 2015.
- [14] R. Wendner, M. H. Hubler und Z. P. Bažant, "Statistical justification of Model B4 for multi-decade concrete creep using laboratory and bridge databases and comparison to other models," *Materials and Structures*, pp. 815-833, 2015.
- [15] "prEN 1992-1-1 D6 Working_file (2020-10-05 Rev. 7), CEN/TC 250/SC 2 N 1808, 2020-06-10.".
- [16] L.-M. Czernuschka, J. Podroužek, M. Kratochvilova und R. Wan-Wendner, "Entwicklung der Kriech- und Schwindmodelle für Betontragwerke in Österreich und Deutschland Bewertung der Modelle hinsichtlich der Sensitivität einzelner Eingangsparameter," *Beton- und Stahlbetonbau*, Bd. 116, 2021.
- [17] H. S. Müller, U. F. Acosta und V. Kvitsel, "Modelle zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von Beton, Teil 1: Analyse des Schwindmodells in DIN EN 1992-1-1:2011 und neuer Ansatz im Eurocode 2 prEN 1992-1-1:2020," Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 116, Nr. 1, pp. 2-18, 2021.
- [18] H. S. Müller, U. F. Acosta und V. Kvitsel, "Modelle zur Vorhersage des Schwindens und Kriechens von BetonTeil 2a: Kriechen – Grundlagen und Analyse des Kriechmodells in DIN EN 1992-1-1:2011," Beton- und Stahlbetonbau, Bd. 116, Nr. 9, pp. 660-676, 2021.







- [19] N. Bunke, "Prüfung von Beton Empfehlungen und Hinweise als Ergänzung zu DIN 1048," *DAfStb Heft 422*, 1991.
- [20] DIN 1048-5:1991-06, Prüfverfahren für Beton. Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper., Berlin: NABau im DIN, 1991.
- [21] MFPA Leipzig GmbH, "Abschlussbericht Nr. AB 1.1/18-346-4," Leipzig, 2019.
- [22] "ÖNORM B 1992-1-1: Eurocode 2 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (Nationale Festelegungen zu ÖNORM EN 1992-1-1)," Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2018.
- [23] D. Schlicke, Mindestbewehrung für zwangbeanspruchten Beton, 2. überarbeitete Auflage Hrsg., Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2016.
- [24] P. Heinrich, Effiziente Berechnung viskoelastischer Spannungen in gezwängten Betonbauteilen, Graz: Verlag der Technischen Universität Graz, 2018.
- [25] O. M. Vogler, "Der Talübergang Schottwien," *Beton- und Stahlbetonbau,* Nr. H.4 u. H.5, pp. H.4: 91 96 u. H5: 121 126, 1989.
- [26] P. Stadler, Analyse des Langzeitverformungsverhaltens der weitgespannten Freivorbaubrücke "TÜ Schottwien" auf Basis eines umfangreichen Bauwerkmonitorings. Masterarbeit am Institut für Betonbau., Technische Universität Graz, 2020.
- [27] A. Wolfsgruber, Entwicklung eines praxisgerechten FE-Berechnungsmodells für die verbesserte Simulation des Langzeitverformungsverhaltens von weitgespannten Freivorbaubrücken. Masterarbeit am Institut für Betonbau., Technische Universität Graz, 2020.
- [28] D. S. Atrushi, Tensile and Compressive Creep of Early Age Concrete: Testing and Modelling. PhD thesis., NTNU Trondheim, 2003.
- [29] H. Keitel, Bewertungsmethoden für die Prognosequalität von Kriechmodellen des Betons, Schriftreihe des DFG Graduiertenkollegs 1462, Heft2, Universität Weimar, 2011.







- [30] K. Zilch und G. Zehetmaier, Bemessung im konsruktiven Betonbau, Springer-Verlag, 2010.
- [31] G. König und N. V. Tue, "DAfStb Heft 466: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rissbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton," Beuth Verlag, Berlin, 1996.
- [32] N. Tue, "Zur Spannungsumlagerung im Spannbeton bei der Rißbildung unter statischer und wiederholter Belastung," *DafStb Heft 435*, 1986.
- [33] "ÖNORM EN 1991-1-5: Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke Teil 1-5: Allgemeine Einwirkungen Temperatureinwirkungen," Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2012.
- [34] "ÖNORM B 1992-2: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonund Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln (Nationale Festlegungen zu ÖNORM EN 1992-2)," Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2014.
- [35] "Erläuterungen zu DIN 1045-1," *DAfStb Heft 525,* 2003.
- [36] "DIN EN 1992-2/NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 2: Betonbrücken - Bemessungs- und Konstruktionsregeln," Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.
- [37] "DIN EN 1992-1-1/NA: Nationaler Anhang Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau," Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin, 2013.