

Von der Idee zur industriellen Produktion von Parkhausdeckenplatten mit Carbonbeton

Vom Fachbereich
Architektur / Raum- und Umweltplanung / Bauingenieurwesen
der Technischen Universität Kaiserslautern
zur Verleihung des akademischen Grades

DOKTOR-INGENIEUR (Dr.-Ing.)

genehmigte

DISSERTATION

von

Dipl.-Ing. Oliver Heppes

aus Gütersloh

Dekan:	Prof. Dr.-Ing. H. Sadegh-Azar
1. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. W. Kurz
2. Berichterstatter:	Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. M. Curbach
Tag der mündlichen Prüfung:	20.04.2021

Kaiserslautern 2021

(D 386)

Oliver Heppes

**Von der Idee zur industriellen Produktion von
Parkhausdeckenplatten mit Carbonbeton**

Inhalt

Inhalt	i
Zusammenfassung	v
Abstract	vi
Vorwort	vii
1 Symbole und Formelzeichen	1
1.1 Lateinische Großbuchstaben	1
1.2 Lateinische Kleinbuchstaben	1
1.3 Griechische Buchstaben	2
1.4 Indizes	3
2 Einleitung	5
2.1 Stand der Technik	6
2.1.1 Textilbeton - Allgemeines	6
2.1.1.1 Textilbeton – SFB 528	9
2.1.1.2 Textilbeton – SFB 532	10
2.1.1.3 Projektkonsortium – C ³	13
2.1.2 Parkhaussystem „GOBACAR“	16
2.2 Problemstellung	19
2.3 Zielstellung – Anforderungen an das Carbongitter	22
3 Versuchsprogramm	25
3.1 Grundlagen der Versuchsauswertungen	25
3.2 Bewehrung	27
3.2.1 Identifikation	27
3.2.2 Statische Zugversuche	28
3.2.2.1 Schussmaterial	28
3.2.2.2 Vergleich von Schuss und Kette	34
3.3 Dauerstandversuche	36
3.3.1 Einleitung Dauerstandversuche	36
3.3.2 Festlegung der Versuchsparameter für die Dauerstandversuche	37
3.3.3 Versuchsdurchführung	39

3.3.4	Ergebnisse der Dauerstandversuche	40
3.3.4.1	Vorversuche für Dauerstandprüfungen	40
3.3.4.2	Auswertung der Dauerstandprüfungen mit festgelegten Versuchsparametern nach 3.3.2 und 3.3.3	42
3.4	Dauerschwingversuch mit Spannungswechselbeanspruchung am Roving	47
3.4.1	Einleitung zum Dauerschwingversuch am Roving	47
3.4.2	Versuchsbeschreibung	47
3.4.3	Ergebnisse der Dauerschwingversuche	49
3.5	Beton	51
3.5.1	Vorbemerkungen	51
3.5.2	Untersuchungsergebnisse	51
3.5.2.1	Würfeldruckfestigkeit	51
3.5.2.2	Zylinderdruckfestigkeit	52
3.5.2.3	E-Modul	52
3.5.2.4	Druckfestigkeit nach E-Modul-Prüfung	53
3.6	Carbonbeton	54
3.6.1	Ausziehversuche	54
3.6.1.1	Einleitung	54
3.6.1.2	Beschreibung der Roving-Ausziehversuche	54
3.6.1.3	Ergebnisse der Ausziehversuche	56
3.6.2	Verankerungsversuche	60
3.6.2.1	Einleitung	60
3.6.2.2	Beschreibung der Versuchskörper	61
3.6.2.3	Versuchsbeschreibung	63
3.6.2.4	Versuchsergebnisse	65
3.6.3	Verankerungsversuche unter Dauerlast	69
3.7	Parkhausdeckenplattenversuche	70
3.7.1	Einleitung	70
3.7.2	Biegeversuche	71
3.7.2.1	Statische 4-Punkt-Biegeversuche	71
3.7.2.2	Dynamischer 4-Punkt-Biegeversuch	78
3.7.2.3	Langzeit 4-Punkt-Biegeversuche	81
3.7.3	Schubversuche	85
3.7.4	Punktuelle Lasteinleitung mittig der Plattenbreite	88
3.7.5	Punktuelle Lasteinleitung am Plattenrand	92
3.8	Punktuelle Lasteinleitung am auflagnahen Rand	95
3.8.1	Einleitung	95
3.8.2	Versuchsdurchführung und Ergebnisse	95

3.9	Lastübertragungsversuche Carbonbewehrung – Stahlschlaufe	98
3.9.1	Einleitung	98
3.9.2	Versuchsbeschreibung und -durchführung	98
3.9.3	Versuchsergebnisse	99
4	Bemessungsmodell für die Biegetragfähigkeit	101
4.1	Einleitung	101
4.2	Bemessungsmodell	102
4.2.1	Fall a) Betondruckkomponente F_c ist maßgebend:	103
4.2.2	Fall b) Bewehrungszugkomponente F_{nm} ist maßgebend:	103
4.2.3	Momententragfähigkeit	103
5	Vergleich mit Versuchsergebnissen	105
6	Nachweis der Parkhausdeckenplatte	108
7	Zusammenfassung und Ausblick	111
7.1	Zusammenfassung	111
7.2	Ausblick	112
8	Literaturverzeichnis	115
Anhang A	Versuchsübersicht	A-1
Anhang B	Versuchsdokumentation	B-1
B.1	Statische Zugversuche am Roving zu Kap. 3.2	B-1
B.2	Betonfestigkeiten zu Kap. 3.5	B-6
B.3	Temperaturanalyse der Parkhausdeckenplatte zu Kap. 3.3.1	B-7
B.4	Temperatur-Verbundversuche zu Kap. 3.6.1	B-10
B.5	Verankerungsversuche zu Kap. 3.6.2	B-13
B.6	Deckenplatteversuche – Produktion	B-17
B.7	Deckenplatten - Biegeversuche zu Kap. 3.7.2.1 bis 3.7.2.3	B-19
B.8	Deckenplatten – Schubvermögen zu Kap. 3.7.3	B-24
B.9	Deckenplattenversuche – Punktuelle Lasteinleitung zu Kap. 3.7.4	B-29
B.10	Randnahe Einzellastversuche zu Kap. 3.7.5	B-31

Inhalt

B.11 Auflagernahe Einzellast zu Kap. 3.8 _____ B-33

B.12 Übergreifungsversuche zu Kap. 3.9 _____ B-35

Lebenslauf

Zusammenfassung

Carbonbewehrung als nichtmetallische Bewehrung hat gegenüber Stahl den Vorteil, dass sie nicht korrodiert. Insbesondere bei Bauteilen, welche durch Chlorideintrag (zum Beispiel hervorgerufen in Form von Tausalz) einer höheren Expositionsklasse unterliegen und somit eine hohe Betondeckung erfordern, bringt die nichtmetallische Bewehrung ihr Optimierungspotential zum Tragen.

Definiert man den Quotienten von Festigkeit durch spezifisches Gewicht als Leistung, so ist der Werkstoff Carbon bis zu 40-fach leistungsfähiger als Stahl. Zusätzlich kann die Betondeckung reduziert werden. Bei dem in dieser Arbeit untersuchten Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ können dadurch Betonvolumen bis zu 20 % eingespart werden. Weiteres Einsparpotential durch weniger Transportgewicht oder eine verminderte Anzahl von Bewehrungslieferungen sind im Zeitalter von CO₂-Ausstoß ein nicht von der Hand zu weisender Nachhaltigkeitsaspekt.

Bisher liegen vor allem Erfahrungen in den Anwendungsgebieten Sanieren, Verstärken und Ertüchtigen von Bestandsbauwerken vor, oder von schlanken Konstruktionen, bei denen zumeist hochfester Feinbeton und engmaschige Bewehrungsstrukturen verwendet werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden Versuche und Versuchskonzepte in Form eines Prüfkonzeptes für Neubauteile und deren Auswertungen vorgestellt, aus denen sich eine wirtschaftliche Bemessung mit normalfesten Betonen und mit einem Größtkorn bis 16 mm sowie großmaschiger Bewehrungsstrukturen für Neubauteile ableitet.

Insgesamt wurden hierzu mehr als 400 Versuche durchgeführt. Etwas mehr als 100 davon sind in dieser Arbeit beschrieben und ausgewertet. Die daraus abgeleiteten Ergebnisse fließen direkt in die Bemessung des hier beschriebenen Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ ein.

Eine zusammenfassende Übersicht der Versuche ist im Anhang A zusammengestellt.

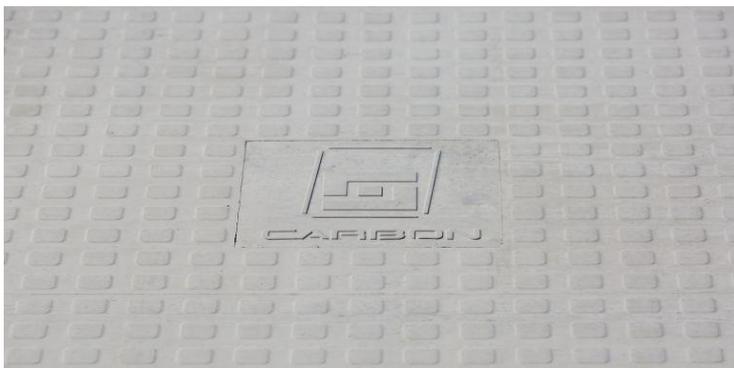


Abb. 1-1: Oberflächendetail einer carbonbewehrten Parkhausdeckenplatte von Goldbeck¹

¹ Bild: Goldbeck GmbH

Abstract

The advantage of carbon reinforcement as nonmetallic reinforcement in comparison to steel is that there is no corrosion. Especially in construction components with additional strains due to chloride (for example by de-icing salt), the exposition class requires a high concrete cover. In such cases the nonmetallic reinforcement yields potential for optimization.

By defining the ratio of strength to mass as the performance of a material, carbon has a performance which is about 40 times higher than of steel. Additionally the concrete cover can be reduced. Looking to a construction component like „prefabricated parking floor slab“, as it is done in this paper, it is possible to save a concrete volume up to 20 %. Further savings potential through less transport weight or a reduced number of reinforcement deliveries are an important sustainability aspect that cannot be dismissed in the age of CO₂ -pollution.

So far there is mainly experience in the application areas of redevelopment or retrofitting of existing structures, and lean constructions in which mostly high performance fine concrete and close-meshed textile grids are used.

Within the scope of this paper, several tests and a special test concept for new construction components and their analysis is given, to design carbon concrete components economically.



Abb. 1-2: Carbonbeton im Mitarbeiterparkhaus von Goldbeck in Hirschberg a.d. Bergstraße ²

² Bild: Goldbeck GmbH

Vorwort

Im Rahmen meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Fachgebiet Stahlbau an der Technischen Hochschule Kaiserslautern ab Ende der 90er Jahre wirkte ich an imposanten Tragwerken wie dem damals höchsten Hochhaus Europas (Commerzbanktower in Frankfurt/Main), der weltgrößten freitragenden Halle (Cargolifter-Werfthalle in Brandt bei Berlin; heute Tropical Island), oder dem weltgrößten Wind-Vereisungskanal in Capua bei Neapel sowie vielen gutachterlichen Tätigkeiten und Prüfungen im Labor für konstruktiven Ingenieurbau mit.

In diesem Zusammenhang kam der Kontakt zu Friedhelm Goldbeck, Cousin des Firmengründers Ortwin Goldbeck, zustande, der mich im Jahr 2007 in das Unternehmen GOLDBECK GmbH nach Bielefeld holte.

Als „Verkörperung von Innovationen“ entstand diese Dissertation in meinem Angestelltenverhältnis bei der Firma GOLDBECK zunächst als Abteilungsleiter „Neue Systemtechnologien“, dann als Abteilungsleiter „Entwicklung Carbonbeton“. Durch Zufall erhielt ich ein Stück Textilbewehrung, erforschte es zunächst privat; bemerkte schnell das unabsehbare Potential des Verbundwerkstoffs Carbonbeton und durfte die hausinterne Entwicklung des revolutionären Verbundwerkstoffes im Bauteil Parkhausdeckenplatte systematisch und umfassend vorantreiben.

Ich bedanke mich deshalb ganz besonders beim Firmengründer Ortwin Goldbeck und seinen Söhnen Jörg-Uwe, Joachim und Jan-Hendrik als Unternehmensführer, die mir stets volles Vertrauen schenkten und mich in allem unterstützten, den nachhaltigen Verbundbaustoff in vollkommen eigener Verantwortung im Sinne des Unternehmens für den prädestinierten Einsatz in Parkhausdeckenplatten in unzähligen Versuchen zu entwickeln. Den Titel dieser Arbeit „Von der Idee zur industriellen Fertigung von Parkhausdeckenplatten mit Carbonbeton“ durfte ich im Unternehmen „Goldbeck“ als Innovation verwirklichen. Ohne dieses Vertrauen und den damit verbundenen Freiräumen wäre es für mich als „Querdenker“ unmöglich gewesen, die Grundlagen dieser Arbeit in mehr als 7 Jahren Carbonbetonentwicklung zusammenzutragen.

Zudem bedanke ich mich stellvertretend bei Petr John jr., Lukas Blaha, Miroslav Balousek aber auch bei allen Werkmitarbeitern im tschechischen Vrdy für die stets hervorragende Unterstützung, die trotz 100 %-iger Werksauslastung immer Zeit für die zusätzliche und nicht immer einfache Produktion von unzähligen Versuchskörpern hatten und besonders bei Petr John, den ich als Freund schätze und der immer offen gegenüber diesem Baustoff gewesen ist.

Außerdem bedanke ich mich beim Produktmanager für Parkhäuser des Unternehmens, Markus Mühlhaus, der mich den Werkstoff in Pionieranwendung im Bauteil Parkhausdeckenplatten einsetzen ließ.

Ein weiteres ehrliches Dankeschön an Alexander Schmidt von V.FRASS, der mich ungehindert hinter die Kulissen der textilen Produktionstechnologien sehen ließ. Ebenso Werner Sinz und Damir Tomicic für weitere Einblicke in die textilen Produktionsprozesse sowie Andrea Piotrowski und Sabrina Beverungen für die uneingeschränkte Besichtigung der Produktionsanlagen während des laufenden

Betriebes der Carbonherstellung. Ohne diese umfassenden fachlichen Einblicke vor Ort wäre es für mich ungleich schwerer gewesen, die vielen Abhängigkeiten der einzelnen Komponenten des neuen Verbundbaustoffs zu erkennen und die Entwicklung zielgerichtet darauf hin abzustimmen. Dies gilt vornehmlich für die Abhängigkeiten verschiedener textiler Produktionstechnologien. Ferner danke ich stellvertretend Dr. Jörg Schmidt, Dr. Christian Kulas, Dr. Mateusz Surma, Dr. Lars Eckfeld, Dr. Martina Lemberg und Roy Thyroff für viele fachliche, konstruktive Diskussionen.

Einen besonderen Dank gilt meinen Eltern Klara und Dieter, die mir diesen Bildungs- und Berufsweg ermöglicht haben sowie meinen Geschwistern Christian und Sonja. Von ganzem Herzen danke ich meiner Frau Sylwia, meinen Kindern Oliwia Julia, Carol-Oliver und Elena, die viele Tage und Wochen auf mich verzichten mussten und danke für ihre Geduld, die hervorragende Unterstützung und unermüdliche Motivation beim Schreiben dieser Arbeit.



Firmengründer Ortwin Goldbeck (rechts) und Oliver Heppes (links)

1 Symbole und Formelzeichen

1.1 Lateinische Großbuchstaben

A	Querschnittsfläche
A, B	Auflagerkräfte
$A_{nom,Rov}$	Nominelle Querschnittsfläche eines Rovings
E	E-Modul
E_{nm}	E-Modul von nichtmetallischer Bewehrung
F	Feinheit, Kraft
G	Eigengewicht
L	Länge, Spannweite
L_V	Verbund- oder Verankerungslänge
L_0	Anfangsmesslänge
M	Biegemoment, Masse
N	Normalkraft
P	Prüflast, Zylinderlast im Versuch
P_u	maximale Zylinderlast im Versuch (Bruchlast)
P_{ober}	Oberlast
P_{unter}	Unterlast
T	Temperatur oder Schubfluss
T_f	Extrapolierte Anfangstemperatur
T_e	Extrapolierte Endtemperatur
T_g	Glasübergangstemperatur
V_x	Variationskoeffizient für X
X	Variable Größe

1.2 Lateinische Kleinbuchstaben

a	Teilstreckenlänge, Hebelarm, Auflagertiefe
c	Betondeckung
d	statische Höhe
f	Festigkeit oder Frequenz
f_c	Betondruckfestigkeit
$f_{nm,u}$	maximale Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung im Versuch

$f_{nm,k}$	Charakteristische Zugfestigkeit von nichtmetallischer Bewehrung
$f_{nm,d}$	Bemessungswert der Zugfestigkeit von nichtmetallischer Bewehrung
h_c	Bauteilhöhe Betonbauteil
k_n	Fraktilenfaktor für charakteristische Werte
k_t	Korrekturbeiwert für die Dauerstandregressionsgerade
m	Mittelwert
m_x	Mittelwert zur Bestimmung eines Bemessungswertes
m_y	Mittelwert zur Bestimmung eines charakteristischen Wertes
n	Anzahl experimenteller oder numerischer Tests (Stichprobenumfang)
s	Rissabstand
s_x	Standardabweichung vom Ausdruck x
s_y	Standardabweichung vom Ausdruck y
t	Zeit
w	Durchbiegung
x_i	i -ter Einzelwert x einer Stichprobe vom Umfang n

1.3 Griechische Buchstaben

α_{eff}	Beiwert zur Berücksichtigung der Probenlänge
α_t	Beiwert zur Berücksichtigung der Alterung
ε	Bruchdehnung im Versuch
γ_{nm}	Teilsicherheitsbeiwert nichtmetallischer Bewehrung
η_d	Bemessungswert des Umrechnungsfaktors
ρ	Dichte
σ	Spannung
σ_a	Oberspannung bei der Bestimmung des E-Modul von Beton
σ_b	Unterspannung bei der Bestimmung des E-Modul von Beton
σ_{ober}	Oberspannung bei Dauerschwingversuchen
σ_u	Bruchspannung
σ_{unter}	Unterspannung bei Dauerschwingversuchen
τ	Verbundspannung

1.4 Indizes

0	Ursprung, Ausgang (Bsp. L_0 = Ausgangsmesslänge)
bek	mit bekannten Vorinformationen
c	Beton (Concrete)
d	Bemessungswert
e	extrapolierte Endtemperatur
f	extrapolierte Anfangstemperatur
g	Glasübergangstemperatur
Gel	Bewehrungsgelege
i	Zählvariable
k	charakteristischer Wert
kurz	kurzzeit
LE	Lasteinleitungsstruktur
max	maximal
Mittel	Mittelwert, Durchschnitt
nm	nichtmetallische Bewehrung
nom	nomineller Wert
Rov	Roving
t	Zeit oder tensile
tex	Textilbeton
theo	theoretisch
Test	Versuch
u	ultimate
unbek	mit unbekanntem Vorinformationen

2 Einleitung

In den Jahren von 1999 bis 2011 gab es die von der DFG geförderten Sonderforschungsbereiche (SFB) 528 /Cur12/ und 532 /DFG, Heg11a/, die sich mit Textilbeton befassten. In diesen Projekten wurden erstmals in der sonst üblichen Stahlbetonbauweise die Stahlbewehrung durch eine nichtmetallische Bewehrung ersetzt. Die Bewehrung wird auf Textilmaschinen produziert, weshalb man von Textilbeton oder textilbewehrtem Beton spricht. Als Bewehrungsmaterialien werden hierzu in der Regel Glas, Carbon oder auch Basaltfasern verwendet, wobei alternative Materialien nicht ausgeschlossen sind. Diese Materialien korrodieren nicht und können deshalb oberflächennah angeordnet werden. Das heißt, die sonst erforderliche Betondeckung zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit kann reduziert werden, woraus sich schlankere Konstruktionen ergeben. Die Textilbewehrung hat vornehmlich geringe Maschenweiten, die im Bereich von wenigen Millimetern bis ca. 1,5 cm liegen.

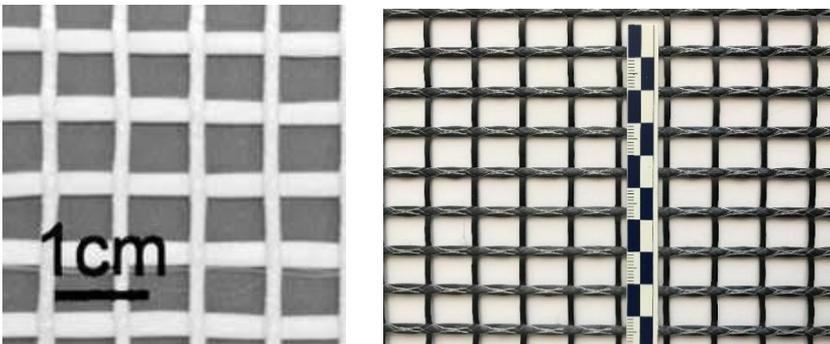


Abb. 2-1: Glasfaserbewehrung³ Carbonbewehrung⁴

Beim Verbundwerkstoff „Textilbeton“ kommt deshalb bisher ein Feinbeton zum Einsatz, welcher in der Regel hochfesten Betonen zugeordnet werden kann. Auch unter diesen Gesichtspunkten können Bauteile deshalb schlanker als bei der Stahlbewehrung ausgeführt werden. Bei schlanken Bauteilen liegt die Herausforderung darin, Bauteile kraftschlüssig miteinander zu verbinden. Deshalb widmete sich ein Teilprojekt des SFB 532 /DFG/ allein der Fügetechnik.

³ https://www.google.de/search?hl=de&tbm=isch&source=hp&biw=1639&bih=779&ei=t-XTXpXrlcnVkgWdsK7gCw&q=textilbewehrung&oq=textilbewehrung&gs_lcp=CgNpbWcQAzICC AAyAggAMgQIABAYUJYOWJUjYLkkaABwAHgAgAHIAyGbgRCSAQU1LjcuM5gBAKABAoBC 2d3cy13aXotaW1nsAEA&sclient=img&ved=0ahUKEwjVotDfzN7pAhXJqqQKHR2YC7wQ4dUD CAc&uact=5#imgrc=mjRam-bRAzQkSM

⁴ Bild: Oliver Heppes

2.1 Stand der Technik

2.1.1 Textilbeton - Allgemeines

Nichtmetallische Bewehrungsgitter werden vorwiegend auf Textilmaschinen produziert, weshalb beim Einsatz solcher Gitter im Beton, sich der Namen Textilbeton etabliert hat. Bestehen solche Gitterstrukturen aus dem Werkstoff Carbon, so spricht man in Analogie zu Stahlbeton auch von Carbonbeton. Beim Einsatz von zum Beispiel dem Werkstoff „Carbon“ werden sogenannte Rovings als Ausgangsmaterial verwendet. Diese setzen sich aus Tausenden einzelner Filamente zusammen, die mit einer Schlichte, dem sogenannten Sizing, versehen sind. Diese ist erforderlich, damit die Rovings weiterverarbeitet werden können. Umfassende Begrifflichkeiten, die bei Verbundwerkstoffen üblich sind, können zum Beispiel in /Cun19/ nachgeschlagen werden. Die einzelnen Filamente sind im Roving nicht kraftschlüssig miteinander verbunden, sondern liegen lose nebeneinander.



Abbildung 2-1: Roving aus 98000 einzelnen Filamenten⁵

Ein Filament hat einen Durchmesser von 6 – 7 μm und ist ca. 10 mal dünner als ein menschliches Haar. Grundlagen zum Herstellprozess von Carbonbewehrung können zum Beispiel in /Kul13/ nachgelesen werden. Beim textilen Herstellungsprozess von nichtmetallischen Bewehrungsstrukturen werden die Rovings als Kette in Produktionsrichtung und senkrecht dazu als Schuss mit einem Wirkfaden miteinander zu einer Gitterstruktur verbunden; man spricht vom Verwirken. Beim Verarbeitungsprozess der Rovings zur Gitterstruktur spricht man anschließend nicht mehr vom Roving, sondern vom Faserstrang. Mehraxiale Gitterstrukturen sowie 3-dimensionale Strukturen sind genauso herstellbar, wie das Verwenden von verschiedenen Materialien (Beispiel: Schuss aus Carbon- und Kette aus Glasfaser). Weitere Informationen zum Herstellprozess von Rovings und Gelegen können zum Beispiel in den Dissertationen von Molter /Mo105/ oder Kulas /Kul16/ nachgelesen werden.

⁵ Bild: Oliver Heppes

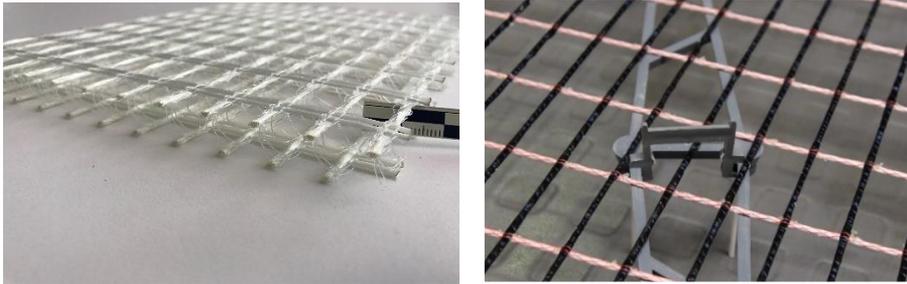


Abb. 2-2⁶: Dreidimensionale nichtmetallische Gitterstruktur (links), Bewehrung aus Glas- und Carbonfaser (rechts)

Genau wie im Stahlbetonbau die Stahlbewehrung sowohl in Form von Stäben und Stabgittermatten, als auch als Fasern der Betonmatrix direkt beigemischt werden können und man dann vom Stahlfaserbeton spricht, so ist dies auch bei nichtmetallischer Bewehrung möglich. Eine Übersicht hierzu zeigt das nachstehende Ordnungsschema aus /Cun19/.

isotrop	Normalbeton	Betonmatrix	Wasser + Zement (bspw. CEM I , CEM III + Gesteinskörnung (Sand, Kies, Schotter) + ggf. Zusatzmittel, wie z. B. Fließmittel, Verzögerer				Größtkorn > 4 mm ¹⁾	Faserbeton SIFB FB
	Feinbeton						Größtkorn < 4 mm	
FB(V)	SIB	Bewehrungsform	gitterartige Verstärkungsstrukturen				"Bewehrter Beton"	
	CB GB BsB (vereinfachende Begriffe)		FVB	praktisch nicht homogenisierbarer Faser-Beton-Verbund = Werkstoffverbund				
	UDB		BDB	Textilbeton TB		polymer oder minerale Beschichtung		
anisotrop	FK(V)	FK	Litze, Faserstrang, Stab	Stabgittermatte	R-, Q-Gittermatte	gestickt Sandwich	Vlies (wirr bis orientiert, Kurzfaser bis Langfaser)	Kurz-, Langfaser
			1D	2D		Bewehrungsausrichtung	2D	2D – 3D
isotrop	Polymermatrix	FK	Halbzeuge für tragende Bewehrung (Endlosfaser, Langfaser)				für Matrixverbesserung	
			UD-Schicht Lamelle	Gelege (MAG) Lamelle	Atlasgewebe Köpergewebe Leinwandgewebe	Gewirk Gestrick Geflecht	Vlies (wirr bis orientiert, kurzfaser bis Langfaser)	
			homogenisierbarer Faser-Kunststoff-Verbund FKV = Verbundwerkstoff geschlossene Verstärkungsstrukturen				Spritzguss SMC, BMC	
	Duromer		Harzsysteme: Epoxide, thermoplaste, mit Katalysatoren etc.				Faserkunststoff	
	Thermoplast						FK	

Abb. 2-3: Ordnungsschema

Damit sich alle Filamente des Rovings beim Lastabtrag als Funktion der Bewehrung beteiligen, müssen sie kraftschlüssig miteinander verbunden werden, was man sich als Verkleben vorstellen kann. Dies geschieht mit einer sogenannten Tränkung; man spricht auch von der Beschichtung. Sie darf nicht mit der Schlichte (Sizing) verwechselt werden. Die Tränkung stellt nicht nur die Grenzfläche zur Schlichte der Filamente dar, sondern zusätzlich auch die Grenzfläche zum Beton und ist deshalb maßgeblich für den Verbund verantwortlich, wie nachstehende Abb. 2-4 aus eigenen Versuchen /Hep17/ zeigt. Die Tränkung ist dem alkalischen Milieu des Betons ausgesetzt und

⁶ Bilder: Oliver Heppes

muss den Verbund über die gesamte Lebensdauer des Bauteils dauerhaft sicherstellen. Der pH-Wert von Frischbeton liegt zwischen ca. 12,7 und 13,2.

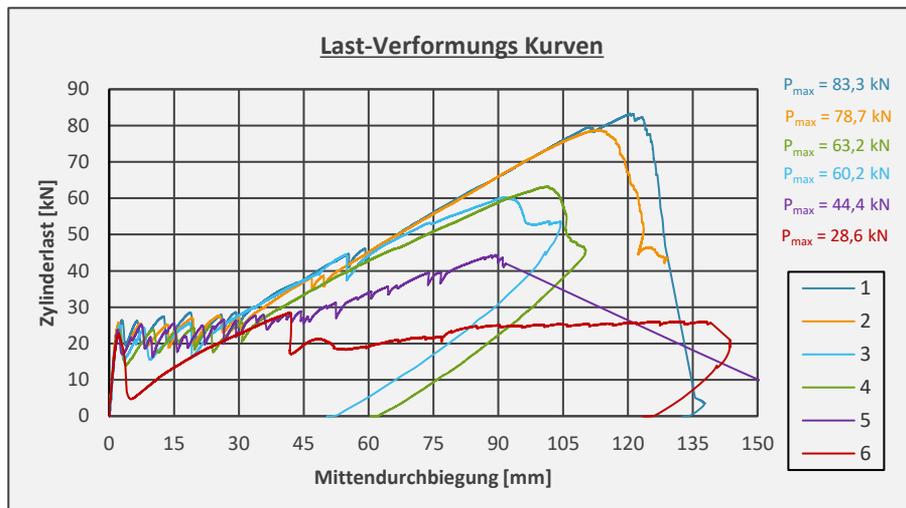


Abb. 2-4: Last-Verformungskurven einer Deckenplatte mit verschiedenen Tränkungsmaterialien⁷

Die Abbildung zeigt die Last-Verformungskurven von Deckenplatten. Alle sechs Versuchskörper wurden mit dem gleichen Beton und gleichem Bewehrungsquerschnitt hergestellt. Das verwendete Bewehrungsgitter wurde aus einer einzigen Textilproduktion entnommen und mit nur einer Variablen, nämlich dem Tränkungsmaterial, beschichtet. Die Kurven der Versuchskörper 1 bis 4 zeigen ein duktileres Tragverhalten bei zwei Traglastniveaus von ca. 60 kN bzw. 80 kN. Kurve 5 zeigt ein sprödes Versagen und bei Kurve 6 konnte quasi kein Verbund zum Beton aufgebaut werden. Traglasten zwischen 28,6 kN und 83,3 kN mit mehr als 50 % Streuung um den Mittelwert reflektieren die Unterschiede allein aus den verschiedenen verwendeten Tränkungsmaterialien.

Beim Einsatz von Textilbeton kann prinzipiell in zwei Anwendungsbereiche unterschieden werden. Zum Einen in den Bereich Sanieren, Verstärken und Ertüchtigen von bestehenden Tragstrukturen, wie sie zum Beispiel in */Wei13, Han13, Hen18/* nachgelesen werden können, und zum Anderen in den Bereich des Neubaus.

Bisher liegen vornehmlich Erfahrungen im Bereich Verstärken, Sanieren und Ertüchtigen und im Bereich des Neubaus von untergeordneten Bauteilen vor, wie zum Beispiel dünnen Fassadenplatten */Kul16/*, bei denen die nichtmetallische Bewehrung meist konstruktiv eingelegt wird. In diesen Anwendungsfällen sind die Schichtdicken

⁷ Aus den Tagungsunterlagen des 29. Kassel-Darmstädter Baubetriebsseminar (28./29.11.2019 in Kassel) „Einsatz von Car-bonBeton® beim GOLDBECK-Mitarbeiterparkhaus“; Oliver Heppes, http://www.gfbw-schalung.de/seminar2019/2019_gfbw_infolyer_29ksdabbs_schalungstechnik.pdf

vom nachträglich aufgebracht Textilbeton oder die Bauteildicken der Neubauteile eher gering und liegen in der Größenordnung von wenigen Zentimetern. Beim Sanieren wird der Beton des verstärkenden Textilbetons in der Regel gespritzt. Hierzu werden zugelassene Systeme aus Feinbeton und Textildbewehrung verwendet, zum Beispiel das System TUDALIT /DIB-a/.

Textilbeton wurde zunächst an der TU Dresden und RWTH Aachen in den Sonderforschungsbereichen (SFB) SFB 528 /Cur12/ und SFB 532 /DFG, Heg11a/ untersucht. Im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten Projektes Zwanzig20 /BMB20/, ist das Projektkonsortium C³ (bauen-neudenken) /Gär-a/ angesiedelt, welches als Folgeprojekt der Sonderforschungsbereiche SFB 528 /Cur12/ und SFB 532 /DFG/ angesehen werden kann.

2.1.1.1 Textilbeton – SFB 528

Im Sonderforschungsbereich SFB 528 wurden erstmals die Grundlagen von Textilbeton untersucht. Dabei kann man vom Anwendungsbereich Verstärken, Sanieren und Ertüchtigen sprechen, das heißt Textilbeton findet an „alten“ Tragstrukturen seinen Einsatz. Dabei müssen neue Textilbetonschichten auf vorhandene Bauteile aufgebracht werden. Um die Tragfähigkeit und das Zusammenwirken von alter und neuer Bausubstanz zu dimensionieren wurden im SFB 528 grundlegende Prüfmethode entwickelt und daraus entsprechende Festigkeitswerte für die Dimensionierung abgeleitet. Engmaschige Gitterstrukturen (Abb. 2-1) und Feinbeton waren bzw. sind auch heute noch die zum Einsatz kommenden Materialien bei diesem Anwendungsfall und die Prüfkonzepte sind darauf abgestimmt.

Zur Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit $f_{t, \text{tex}}$ von Textilbeton wurden sogenannte Dehnkörperversuche mit Probenkörper nach Abb. 2-5 entwickelt.

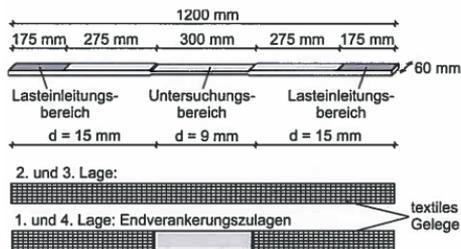


Abb. 2-5: Probekörperaufbau für Dehnkörperversuch⁸

Wegen des für den Anwendungsfall verwendeten Feinbeton, beträgt die Probendicke im Untersuchungsbereich 9 mm und im Lasteinleitungsbereich, wo der Probekörper in die Prüfmaschine eingebaut wird, 15 mm. Zur Vermeidung eines vorzeitigen Versagens infolge Garnauszug aus dem Lasteinleitungsbereich werden in diesen Bereichen Bewehrungszulagen angeordnet. Zur Steigerung des Verbundes werden die Bewehrungen in den Lasteinleitungsbereichen zusätzlich mit Epoxidharz

⁸ Bild aus TUDALIT-Zulassung Nr. Z-31.10-182 [12]

bestrichen und besandet. Somit wird ein Zugbruchversagen im Untersuchungsbereich sichergestellt.

Zur Ermittlung der Verbundfestigkeit des Textils zum Feinbeton wurden Auszugversuche mit Probekörper nach Abb. 2-6 standardisiert. Der Versuchskörper ist so aufgebaut, dass es infolge der Sägeschnitte klar definierte Verbund- und Verankerungslängen gibt. Geprüft wird das mittlere Garn des Textils in dem Probekörper. Auch hier sind wegen des Feinbetons die Probendicke mit 9 mm festgelegt.

Die Auswertung von Versuchen zur Ermittlung der Verbundfestigkeit kann zum Beispiel in /Lor13/ nachgeschlagen werden.

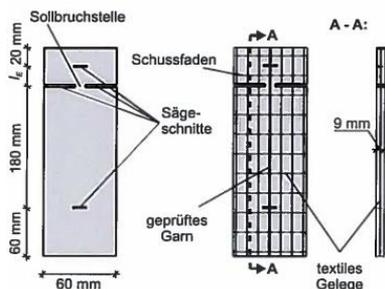


Abb. 2-6: Probekörperaufbau für den Textilauszugversuch⁹

Der SFB 528 hat als Ergebnis ein Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Textilbeton, welches sich in der TUDALIT-Zulassung /DIB-a/ widerspiegelt. Dabei handelt es sich um ein System bestehend aus einem Feinbeton und zwei engmaschigen Bewehrungsgitter. Die Anwendungs- oder auch Einsatztemperatur des Systems ist dabei auf 40 °C beschränkt. Mit einer Dispersion als Tränkungsmedium beträgt mit den in der Zulassung /DIB-a/ angegebenen Abminderungsfaktoren der Bemessungswert der Zugfestigkeit für die Carbonschichtstrukturen ungefähr 770 N/mm².

2.1.1.2 Textilbeton – SFB 532

Im Gegensatz zum SFB 528 befasste sich der SFB 532 nicht mit der Sanierung mit Textilbeton, sondern mit Neubauteilen aus Textilbeton. Ziel war es für den Verbundwerkstoff „Textilbewehrter Beton“ neue Anwendungsgebiete zu erschließen. Favorisierte Anwendungen waren unter anderem filigrane, ästhetische und leichte Tragstrukturen. Nachfolgend sind auszugsweise die Ergebnisse des SFB 532 aus der Kurzfassung des Abschlussberichtes /Heg11b/ komprimiert zusammengefasst.

Bewehrung:

Hier wurden im Vergleich zu herkömmlichen Textilstrukturen, die aus dem Faserverbundkunststoffbau bekannt sind, neue Strukturen entwickelt. Für die Anwendung im Textilbeton haben sie kleinere Faservolumenanteile und eine größere

⁹ Bild aus TUDALIT-Zulassung Nr. Z-31.10-182 [12]

Maschenweite. Zudem ist eine größere Verschiebfestigkeit erforderlich. Es wurden je nach Anwendungsfall Bewehrungsstrukturen entwickelt, welche entweder für Schalenkonstruktionen eher drapierbar sind oder für flächenartige Bauteile mehr Steifigkeit besitzen.

Zur Aktivierung aller Filamente eines Faserstrangs eignen sich Tränkungssysteme aus Epoxidharz besser als alternative Tränkungssysteme, wie zum Beispiel Acrylate oder SBR (Styrol-Butadien). Eine Zement-in-Polymer (c/p)-Dispersion verbessert bei Gittern aus Glasfasern die Aktivierung der Filamente im Garn. Zudem können die so beschichteten Rovings bei Erwärmen zu formstabilen Textilien verarbeitet und an den Kreuzungspunkten gefügt werden /Heg11b/. Durch unterschiedliche Herstellungs- und Preformtechnologien können praxishere Bewehrungskörbe realisiert werden.

Beton:

Für den Beton wurden Eigenschaften gefordert, die für herkömmliche Betone für Stahlbeton keine wesentliche Bedeutung haben. Dies sind zum Beispiel:

- Chemische Verträglichkeit mit der Textilbewehrung
- Dauerhafter Verbund zur textilen Bewehrung
- Verarbeitungseigenschaften für filigrane Schalungsgeometrien in Verbindung mit engmaschigen Bewehrungsstrukturen
- Hohe Frühfestigkeit bei einer automatisierten Fertigung (z. Bsp. Extrusion)

Eine Betonmatrix mit Silikastaub und hüttensandreichem Hochofenzement reduziert den korrosiven Angriff von Glasfaserfilamenten und erhöht unabhängig vom Bewehrungsmaterial die Verbundeigenschaften zwischen Beton und textiler Bewehrung. Durch die Verwendung geeigneter Zusatzmittel können Verarbeitbarkeit und Ansteifverhalten beeinflusst werden.

Die Zugabe von Kurzfasern in die Betonmatrix verbessert die Duktilität des Betons, führt zu einer Steigerung der Erstrisslast und zu einer Steigerung der Tragfähigkeit von Textilbeton. Sie beeinflussen aber auch die Verarbeitbarkeit.

Polymermodifizierte Betone können zudem die Verbundeigenschaften zwischen Beton und textiler Bewehrung verbessern und die Wasseraufnahme reduzieren. Dies ist vor allem bei Bewehrungsgittern aus Glasfasern von Vorteil, weil dadurch die Glaskorrosion reduziert und die Dauerhaftigkeit somit verbessert wird.

Als Ergebnis darf festgehalten werden, dass Betone für die Herstellung von Neubauteilen im Gieß-, Laminier-, Spritz- und Extrudierverfahren zur Verfügung stehen. Es handelt sich dabei stets um Feinbetone.

Dauerhaftigkeit:

Lebensdauer-Prognosen werden anhand von beschleunigten Alterungsprozessen und der Arrhenius-Beziehung vorgenommen. Zur Korrelation zwischen beschleunigter und natürlicher Alterung in Bezug auf die Stoffumsetzung, wurde in einem Teilprojekt des SFB 532 Probekörper der natürlichen Bewitterung ausgesetzt. Zur Ermittlung der Dauerhaftigkeit wurden Zugprüfungen an Proben mit den beiden Alterungsverfahren durchgeführt und daraus ein Dauerhaftigkeitsmodell für Bewehrungen aus AR-Glas abgeleitet.

Bauteile und Produktion:

Ebene flächenartige Bauteile, wie Wand- und Deckenscheiben oder Fassadenelemente, lassen sich mit dem *Gießverfahren* herstellen. Auf Grund der aufwendigen Bewehrungsfixierung (Textilbewehrung neigt wegen des geringen Eigengewichtes zum Aufschwimmen) sind großformatige Bauteile nur mit relativ hohem Aufwand mit diesem Verfahren herstellbar. Insbesondere bei in der Herstellung liegenden Flachprodukten und engmaschigen Bewehrungen sind die Grenzen schnell erreicht.

Bei Flachprodukten, einfachen Schalenkonstruktionen und Faltwerken ist der Produktionsprozess im sogenannten Laminierverfahren geeignet. Der Bewehrungsgrad lässt sich entsprechend den auftretenden Zugspannungen im Bauteil nahezu beliebig steuern; es ist darauf zu achten, dass Betonschichten zwischen Bewehrungslagen nicht größer als 3 mm betragen.

Mit dem Spritzverfahren, das dem Laminieren ähnelt, ist man unabhängig von der Geometrie der Tragstruktur bzw. des Bauteils und der Produktionslage (vertikal oder horizontal). Abwechselnd wird Feinbeton und Bewehrung in Lagen aufgebracht. Doppelt gekrümmte Schalen sind ebenso produzierbar, wie ebene Flächentragwerke.

Allen Produktionsarten ist gleich, dass für das Fügen von dünnwandigen Textilbetonbauteile oder für den Anschluss an Last weiterführende Bauteile spezielle Einbauteile verwendet werden müssen, die den Konstruktionsprinzipien des Leichtbaus folgen.



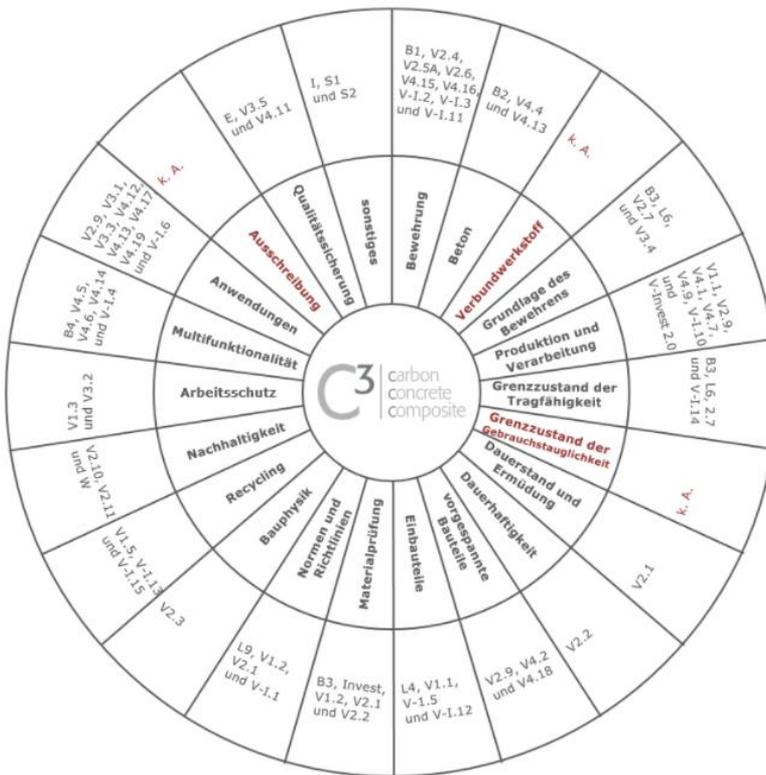
Abb. 2-7: Realisierte Anwendungen aus Textilbeton auf Basis der Ergebnisse des SFB 532¹⁰

¹⁰ Bild aus Abschlussbericht SFB 532 /Heg11b/

2.1.1.3 Projektkonsortium – C³

Im Rahmen des vom Bundesministerium für Bildung und Forschung geförderten Projektes Zwanzig20 /BMB20/, ist das Projektkonsortium C³ (bauen-neu-denken) /Gär-a/ angesiedelt, welches als Folgeprojekt der Sonderforschungsbereiche SFB 528 /Cur12/ und SFB 532 /DFG/ angesehen werden kann. Im Vergleich zu Glas ist der Werkstoff Carbon für sich betrachtet alkaliresistent und hat eine höhere Zugfestigkeit als Glas. In dem Forschungskonsortium C³ liegt das Hauptaugenmerk auf Bewehrungen aus Carbon. Es hat sich deshalb mittlerweile der Begriff „Carbonbeton“ äquivalent zu Stahlbeton etabliert. Ziel dieses Forschungsvorhabens ist es, die Voraussetzungen für die Markteinführung von Carbonbeton zu schaffen.

Hierzu verfolgt das durch die TU Dresden initiierte Projekt die Strategie der Vernetzung von Partnern aus Forschung und Industrie. Thematische Schwerpunkte können der nachstehenden Abb. 2-8 entnommen werden.



Darstellung der einzelnen thematischen Schwerpunkte (Grafik © Stefan Minarj; Stand Februar 2020)

Abb. 2-8: Thematische Schwerpunkte des C³-Projektes¹¹

Zur Schaffung der Voraussetzungen für die Markteinführung wurden im C³-Projekt mit den in Abb. 2-8 aufgezeigten Schwerpunkten 61 Verbund- und mehr als 300

¹¹ Bild aus Internetseite <https://www.bauen-neu-denken.de/c%20b3-projekt/>

Einzelvorhaben mit mehr als 140 Partnern durchgeführt. Diese Vorhaben gliedern sich u. a. in Basis- (B), Qualitätssicherung- (E), Wirtschaftlichkeit- (W), Lückenschluss- (L) und sogenannte Verbundvorhaben (V).

Nachfolgend wird aus der Sicht des Autors auf einen Auszug der wesentlichen Vorhaben eingegangen. Der Inhalt der folgenden Zusammenfassung stammt aus der Internetseite von C³, bauen-neu-denken /Gär-a/.

Basisvorhaben:

Beschichtungen und Bewehrungsstrukturen:

Für den Bereich von Bewehrungen und Beschichtungen lag das Hauptaugenmerk auf der Entwicklung von temperaturbeständigen Bewehrungsstrukturen in Form von flexiblen Gittern, aber auch Stäben. Daraus resultieren Bewehrungsstrukturen mit verschiedenen Tränkungsmaterialien, die weich und somit roll- und drapierbar sind, aber auch Gitterstrukturen, welche infolge ihrer Steifigkeit als Mattenware für ebene flächenartige Bauteile geeignet sind. Ebenso gehen aus dem Teilprojekt Carbonstäbe hervor, die von ihrer Handhabung mit Stahlbewehrungsstäben vergleichbar sind.

Bindemittel und Betone:

Für die Anwendung von Carbonbeton wurden Bindemittel und Betonmatrices entwickelt, welche für praxisgerechte Anforderungsprofile abgestimmt sind. Zumeist gingen hier Rezepturen als Feinbeton hervor, die für engmaschige Bewehrungsgitter oder auch mehrlagige Bewehrungsanordnungen geeignet sind. Ebenso Spritzbetonrezepturen für den Anwendungsfall von Verstärken und Instandsetzung. Wenige Mischungen weisen ein Großkorn von max. 8 mm -vornehmlich für den Neubaubereich geeignet- auf. Weiterhin wurden die Matrices hinsichtlich der Verbundeigenschaften untersucht.

Konstruktion, Prüfung:

Beim Ergebnis von Konstruktionsprinzipien kann in ein- und mehrschalige Bauteile unterschieden werden. Für den Einsatz von Carbonbeton sind für einschalige Konstruktionen auf Grund drapierbarer Bewehrungsstrukturen vornehmlich Schalen- und Faltragwerke von Vorteil. Bei mehrschaligen Konstruktionen lag ein Fokus in dem Teilprojekt auf der Verbindung der Schalen. Sogenannte Schubgitter aus formstabiler textiler Bewehrung können hier als eine Lösungsvariante erwähnt werden.

Prüfempfehlungen und -methoden für u. a. zentrische Zugversuche mit Textilbeton /Jes09/, einseitige und zweiseitige Auszugversuche, Ermüdung der Bewehrung, Ermüdung von Dehnkörpern oder zyklische Biegebeanspruchung sind in diesem Teilvorhaben erarbeitet worden. In der Regel sind diese Prüfmethode und damit verbundene Prüfkörper auf Bauteile bzw. Probekörper mit Feinbeton ausgelegt. Für Dauerstandprüfungen gibt es bis dato noch kein einheitliches Prüfkonzept.

Recycling und Gesundheit:

Durch den Abbruch eines kleinen Baus aus Carbonbeton mit üblichen Abbruchmaschinen für den Stahlbetonbau wurde in einem Teilvorhaben nachgewiesen, dass die Carbonbewehrung zu nahezu 100 % vom Beton getrennt werden kann. Der Abbruch kann analog zu Stahlbeton geschehen. Aus der

Carbonbewehrung können neue Bewehrungsstrukturen hergestellt, oder sie kann zu weiteren Produkten wie Fliesen oder Kurzfasern weiterverarbeitet werden.

Die für das Bauwesen hergestellte Carbonbewehrung hat als Ausgangsfaser eine sogenannte PAN-Faser (Polyacrylnitril). In dem Teilprojekt wurde Carbonbeton mit den üblichen Bearbeitungsmethoden, wie sie aus dem Stahlbetonbau bekannt sind, (Trennschneiden, Bohren, Schleifen, usw.) bearbeitet. Bei den dabei entstehenden Stäuben wurde festgestellt, dass sie nicht mehr oder weniger gesundheitsschädlich sind, wie bei der Bearbeitung von Stahlbeton. Carbonfasern, aus Polyacrylnitril als Ausgangsstoff, weisen kein Längsspalten auf und sind mit einem Durchmesser von mindestens 6 bis 7 μm nicht lungengänglich.

Lückenschlussvorhaben:

Richtlinien, Normen und Zulassungen sind als Ziel dieses Vorhabens definiert, welche auf den in anderen Teilvorhaben entwickelten standardisierten Prüfmethoden aufbauen. Sie bilden die Grundlage zur Etablierung und Akzeptanz von Carbonbeton. Als Ergebnis darf die DAfStb-Richtlinie „Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung“ /DAf-a/ genannt werden, die in vier Teilen die Bemessung und Konstruktion, Bewehrungsprodukte, Hinweise zur Bauausführung und Empfehlungen für Prüfverfahren beinhaltet.

Verbundvorhaben:

Stellvertretend für die Vielzahl von Verbundvorhaben, die teils noch laufen, seien hier exemplarisch drei erwähnt.

Im Verbundvorhaben V2.1 /Schü19/ sind Prüfmethoden für Dauerstandversuche ermittelt worden. Als Kern kann festgehalten werden, dass eine kombinierte Beanspruchung von Temperatur, Feuchte, Alkalität und Belastung erforderlich ist, um mit verschiedenen Lastniveaus Standzeiten zu ermitteln, die zwischen 100 und 5000 Stunden liegen können. Mit dem Arrhenius-Ansatz kann mit der Auswertung in einem Diagramm mit logarithmischer Zeitskala über 1,5 bis 2 Dekaten hinaus die Festigkeit für eine geplante Lebensdauer extrapoliert werden. Bisher gibt es vom DIBt keine allgemeine Anerkennung, bei welchen Temperaturen, Lastniveaus und Standzeiten die Versuche durchzuführen sind. Auch nicht, wie die Probenkörper präpariert werden. Zum Beispiel einbetonierte Faserstränge oder Faserstränge in Lösung mit definiertem pH-Wert.

Mit dem Einsatz von Carbonbeton im Parkhausbau befasst sich das Verbundvorhaben V4.19 /Kri17/. Diese Vorhaben zielt auf die Entwicklung neuartiger Deckenplatten mit hochfestem Beton ab. Endverankerungslösungen für Carbonbewehrung in Deckenplatten sind hier ebenso Bestandteil wie die Anbindung dieser Deckenplatten an einen massiven Unterzug.

In einem 4-monatigen Zeitraum (01/2016 bis 04/2016) wurde an der TU Dresden bereits eine Alternative zum Stahlbeton für eine Parkhausdeckenplatte untersucht. Dabei spannte das System über 2,50 m und wies eine Dicke von 10 cm auf. Es wurde die prinzipielle Eignung von Carbonbewehrung für diesen Einsatz untersucht. Dabei kam der Feinbeton TF10 der Firma „Pagel“ zum Einsatz. Die Bruchspannung des Geleges „TUDALIT-BZT1-TUDATEX“ betrug 1950 N/mm². Die Deckenplatte war

dreilagig bewehrt und als Herausforderung galt es die Endverankerung des Geleges derart auszubilden, damit das Gelege hinsichtlich seiner Tragfähigkeit voll ausgenutzt werden kann. Hierzu wurde das Gelege am Ende in Form einer Schlaufe zur Feldmitte hin zurückgeschlagen. Das Projekt ist auf der Homepage der TU Dresden in /Schu16/ vorgestellt. Weitergehende Untersuchungen, wie zum Beispiel Dauerfestigkeit oder Alkalibeständigkeit wurden nach Kenntnis des Autors nicht untersucht.

Die Ergebnisse des C³-Projektes fließen in dem Verbundvorhaben V3.1 /Gär-b/ in den Bau eines Prototyps ein. Dabei handelt es sich um das Ergebnishaushaus „CUBE“ aus Carbonbeton, welches in Dresden gebaut wird und der Grundstein hierzu mittlerweile digital gelegt ist.

2.1.2 Parkhaussystem „GOBACAR“

Neben Geschoßbauten und Hallen (Industrie-, und Logistikhallen) baut die Firma GOLDBECK oberirdische Parkhäuser in offener Bauweise. Das Produkt „Parkhaus“ ist unter dem Namen „GOBACAR®“ bekannt. Dabei handelt es sich um ein Bausystem, welches im Weiteren näher beschrieben wird.

Bei der Konstruktion handelt es sich um ein Bausystem mit fest definierten Höhen, Breiten und Längen. Daraus ergibt sich ein Modul nach Abb. 2-9, welches beliebig oft nebeneinander und übereinander zur Tragkonstruktion zusammengesetzt wird, vgl. Abb. 2-10.



Abb. 2-9: GOLDBECK Parkmodul¹²

¹² Bild: Goldbeck GmbH, Firmenprospekt „Parkhäuser“

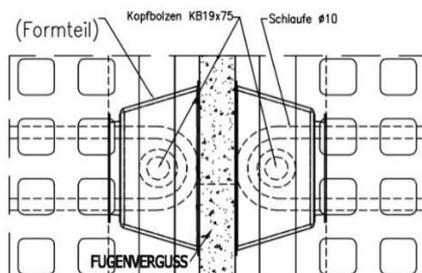


Abb. 2-11: Bewehrungsschleufe um Kopfbolzendübel, Montage¹⁴ und zeichnerische Draufsicht¹⁵

Die Stoßbereiche der Betonfertigteilplatten werden mit einem Verguss nach DAfStb-Richtlinie „Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel“ /DAf-b/ vergossen. Nach dem Aushärten des Vergussbetons sind die Betonplatte und der Stahlträger über die Bewehrung, den Vergussbeton und die Kopfbolzendübel kraftschlüssig zu einer Stahlverbundkonstruktion miteinander verbunden. Für dieses System besitzt die Firma GOLDBECK eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung /DIB-b/. In den Deckenplatten ist die Ringankerbewehrung mit angeordnet. Im Bereich der Ringankerausbildung werden im Stoßbereich über den Kopfbolzendübel zusätzliche Einbauteile integriert, sodass sich die Zugkraft im Ringanker über die Platten hinweg bis zum Abtrag in Verbänden durchgeleitet werden kann. Die Aussteifung des Tragsystems erfolgt über die Deckenscheiben und Verbände in der Stahlkonstruktion. Weiterführende allgemeine Informationen zum Tragsystem können in /Gol-a/ und zum Tragverhalten von Stahlverbundkonstruktionen aus Betonfertigteilen in der Dissertation von Fiebig /Fie11/ nachgelesen werden.

¹⁴ Bild: Goldbeck GmbH, Screenshot aus Imagefilm „Parkhäuser“

¹⁵ Bild: Goldbeck GmbH, Planunterlagen

2.2 Problemstellung

Bisher gibt es nur wenige Neubauprojekte mit textilbewehrtem Beton. Dabei handelt es sich bei diesen Projekten um Unikate oder Prototypen mit der Stückzahl gleich eins. Auf Grund der guten Formbarkeit der nichtmetallischen Bewehrung kommen häufig gekrümmte Schalenkonstruktionen zum Einsatz. Stellvertretend wird hier auf einen Pavillon (linkes Bild in Abb. 2-12) verwiesen, der auf dem Werksgelände der Firma beweka Betonwerk GmbH in Kahla steht.



Abb. 2-12: Schalenförmige Textilbetonstruktur und Produktion von Textilbetonbauteilen aus Feinbeton ¹⁶

Durch die Korrosionsbeständigkeit und der zumindest bei Carbon größeren Zugfestigkeit als von Stahl, resultieren bei Neubauteilen schlanke Konstruktionen. Die Schalendicke des Pavillons aus Abb. 2-12 beträgt 4 cm. Bei den schlanken Textilbetonkonstruktionen kommen auf Grund der engmaschigen Bewehrungsstrukturen Feinbetone zum Einsatz. Der Größtkorndurchmesser liegt bei maximal 4 mm. In der Regel ist er noch kleiner und liegt im Bereich bis maximal 2 mm, wie in Abb. 2-12 ersichtlich.

Auf Grund der Vielfalt der Bewehrungsmaterialien für Textilbewehrung, wie zum Beispiel Glas, Carbon, Basalt oder Aramid, sowie den unterschiedlichsten Tränkungsmaterialien gibt es bisher keine allgemeine Bemessungsregeln. Nicht nur der Herstellungsprozess, die Bindung und die Ausbildung der Knotenpunkte solcher Gelegestrukturen haben Einfluss auf die Endfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung, sondern auch das Zusammenspiel zwischen den verwendeten Ausgangsmaterialien mit ihrer Schlichte, dem Material des Wirkfadens und der Tränkung. Zuletzt spielt die Zusammensetzung der Betonmatrix bei dem Verbundwerkstoff Textilbeton eine weitere Rolle für das Gesamttragverhalten. Aus der Variation der vielen möglichen Parameter resultieren große Streuungen von Versuchsergebnissen. Große Streuungen spiegeln sich im probabilistischen Sicherheitskonzept in großen Teilsicherheitsbeiwerten γ wider.

Es ist deshalb umso wichtiger, dass Prüfungen und Versuchsaufbauten zur Ermittlung von Parametern, welche für die Bemessung von Tragkonstruktionen erforderlich sind, standardisiert werden, um eine Vergleichbarkeit von Ergebnissen zu garantieren. So haben sich zum Beispiel sogenannte Dehnkörperversuche, wie sie unter anderem

¹⁶ Bild aus TUDALIT® Magazin Nr. 7 vom September 2012, www.tudalit.de

auch in der Dissertation von Molter /MoI05/ beschrieben sind, zur Ermittlung der Zugfestigkeit von Textilbeton etabliert. Die Abmessungen solcher Versuchskörper, bei denen der Prüfling im Bereich des zu prüfenden Querschnitts gerade 10 mm beträgt, lassen sich jedoch nur in Verbindung mit Feinbeton sinnvoll verwirklichen, was die bisherigen Erfahrungen und Anwendungsfälle widerspiegelt. Die Grenzen dieser Versuchskörper sind schnell erkennbar, wenn Normalbetone mit einem Größtkorndurchmesser von beispielsweise 16 mm verwendet werden. Größtkorndurchmesser vor und hinter der Bewehrungsstruktur zzgl. der Dicke der Bewehrung ergeben Prüfkörperdicken von mehr als 32 mm und liegen somit deutlich über den bisherigen Dickenabmessungen solcher Dehnkörperversuche.

Zentrische Zugversuche mit dünnen Versuchskörpern mit dem Verbundwerkstoff Textilbeton in Verbindung mit Feinbeton, bei denen der Größtkorndurchmesser nicht größer als die Dicke des Bewehrungsgitters ist, spiegeln nicht die Realität von Normalbetonen wider. Aus Abb. 2-13 ist ersichtlich, dass es bei der Verwendung von engmaschigen Bewehrungsstrukturen und Feinbeton die Bewehrung den Betonkörper in zwei Schichten teilt. Bei Beanspruchungen infolge von Zug und/oder Biegung kann es zur Delamination kommen, was durch großflächige Betonabplatzungen zu beobachten ist.

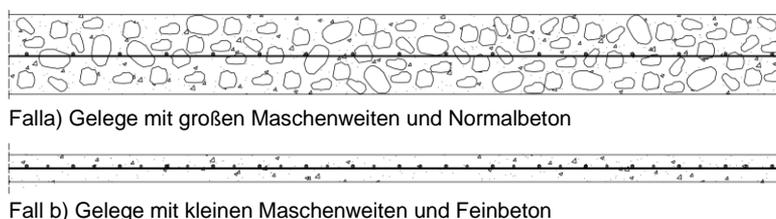


Abb. 2-13: Maschenweite und Größtkorn

Bei der Verwendung von großmaschigen Bewehrungsstrukturen in Verbindung mit Normalbeton, werden die in Abb. 2-13 dargestellten Betonschichten durch das Großkorn miteinander verzahnt und der Effekt der Delamination wird verhindert.

Es ist deshalb wichtig, Versuchskörper und Prüfkonzepte auch für Normalbetone zu konzipieren, welche bislang fehlen.

Parkhausbauten zählen zum allgemeinen Hochbau und werden für eine Lebensdauer von 50 Jahren ausgelegt. Textilbeton ist ein relativ junger Werkstoff, für den jedoch noch keine langjährige Erfahrung zur sicheren Bemessung für die geplante Lebensdauer vorliegt. Die größte Problematik besteht darin, Versuchskonzepte derart zu konzipieren, dass in einem Zeitraffertest die Alterung der Bewehrung und eine eventuelle Abnahme der Zugfestigkeit mit der Zeit vorhergesagt werden kann. Das Tränkungsmedium, welches die Grenzfläche zum Beton darstellt, ist dem alkalischen Milieu des Betons ausgesetzt, aber auch einer Dauerspannung infolge der Bauteilbelastung, der Temperatur und ggf. auch Feuchtigkeit. All diese Faktoren müssen in einem Versuchskonzept richtig berücksichtigt werden, insbesondere dann, wenn eventuelle Wechselwirkungen auftreten können. Aus eigenen Erfahrungen ist bekannt, dass es Tränkungsmedien gibt, die in Verbindung mit Wasser weich werden. Die einzelnen Filamente des Rovings bzw. der Faserstränge sind dann nicht

mehr kraftschlüssig miteinander verbunden, sodass es zum Kollaps von Tragstrukturen kommen kann. Da der Einfluss der Feuchtigkeit bei verschiedenen Tränkungsmaterialien reversibel ist, wäre es fatal die Bewehrung hinsichtlich Alkalibeständigkeit in einer Lauge einzulagern und anschließend im trockenen Zustand auf ihre Tragfähigkeit hin zu prüfen.

Textilbewehrung ist im Vergleich zur Stahlbewehrung eher flexibel und kann sich gekrümmten Schalenstrukturen anpassen; es ist drapierbar. Carbon hat zwar eine hohe Zugfestigkeit, doch ist Carbon auf Grund des molekularen Aufbaus nur wenig dazu geeignet Querkräfte abzutragen. Über eine Flächenbewehrung zu laufen, wie es im Ortbetonbau üblicherweise der Fall ist, hätte für eine Carbonbewehrung zerstörerische Folgen, weil sie bricht. Nicht immer ist ein Bruch sichtbar, weil es unter Umständen „nur“ zum Bruch von einzelnen Filamenten kommt. Die Zugtragfähigkeit wird dadurch jedoch stark abgemindert.

Textilbewehrung ist zudem nicht nur leichter als Stahl, sondern auch leichter als Beton. Das hat zur Folge, dass sie im Betonierprozess und beim Verdichten des Betons aufschwimmt. Die Textilbewehrung muss in ihrer Lage gehalten werden, was im Ortbetonbau ebenfalls nicht trivial ist. Der bevorzugte Einsatz von Textilbewehrung in Neubauteilen ist deshalb momentan bei Betonfertigteilen im Werk. Aber auch im Betonfertigteilwerk ist dafür Sorge zu tragen, dass die Bewehrung mit vorgegeben Toleranzen in der Lage liegt, wofür das Bauteil bemessen wurde. Da die Betondeckung bei nichtmetallischer Textilbewehrung kleiner als bei Stahlbewehrung ausgeführt wird, sind Toleranzen klein zu halten.

2.3 Zielstellung – Anforderungen an das Carbongitter

Die Deckenplatte des Parkhaussystems GOBACAR® soll in Carbonbeton ausgeführt werden. Dabei wird für die tragende Biegebewehrung ein Carbongitter eingesetzt. Das Parkhaussystem als Stahlverbundkonstruktion an sich wie bspw. der Anschluss der Betonfertigteildeckenplatten an den Stahlträger mittels Stahlschlaufen, oder die Betonrezeptur sollen unverändert bleiben. Sie sind Grundlage der abZ /DIB-b/ der GOBACAR®-Verbundfuge. Für eine wirtschaftliche Bemessung soll die Zugfestigkeit der Faserstränge ausgenutzt und das Carbongitter ganzheitlich -auch im Hinblick auf den Produktionsprozess- optimiert werden.

Daraus resultieren an das Carbongitter Anforderungen, die nachfolgend erläutert werden.

Im Hinblick auf die Ausnutzung der Zugfestigkeit des Werkstoffs ist es zwingend erforderlich, dass die Filamente des Faserstrangs alle in Faserstrangrichtung ausgerichtet sind. Dies gilt bei der Ermittlung der Zugfestigkeit sowohl für statische Zugversuche als auch für zeitlich aufwendige Dauerstandprüfungen. Das heißt, dass ein besonderes Augenmerk auf die Kreuzungspunkte von Schuss und Kette, den sogenannten Knotenpunkten, gelegt werden muss. Bedingt durch den textilen Herstellungsprozess von Carbongitter und anschließender Tränkung der Bewehrungsstruktur, kann es sein, dass die Faserstränge an den Knotenpunkten eingeschnürt sind, während sie sich dazwischen aufweiten, siehe Abb. 2-14. Solche Einschnürungen und Aufweitungen gilt es zu vermeiden.



Abb. 2-14: Carbongitter mit eingeschnürten Knotenpunkten ¹⁷

Bei dem für das Bauteil eingesetzten Beton handelt es sich um einen normalfesten Beton der Festigkeitsklasse C40/50 und einem Großkorn von 16 mm. Bei der Festlegung der Bewehrungsgeometrie ist darauf zu achten, dass die Maschenweite des Gitters so groß ist, dass der Beton mit seinem Großkorn durch die Gitterstruktur fließen kann, ohne dass es zu einer Siebwirkung kommt. Die Achsabstände von Schuss und Kette müssen zudem auf die Produktionsmöglichkeiten der Textilmaschine abgestimmt sein.

Die Geometrie des Bewehrungsgitters ist weiterhin in ihrer Größe so abzustimmen, dass bei dem Bauteil keine Bewehrungsstöße erforderlich sind. Für den Produktionsprozess bedeutet dies nicht nur ein optimierter Bewehrungsaufwand, sondern auch ein Vermeiden von Doppellagen im Stoßbereich, die auf ihre erforderliche Übergreifungslänge und eventuellen Spaltzugwirkungen hin zusätzlich zu

¹⁷ https://www.technik-in-bayern.de/fileadmin/sn_config/mediapool_tib/bilder/Aktives_Archiv/TiB02_2017_gesamt.pdf /Mun17/

überprüfen wären. In dem Bewehrungsgitter sind zudem die erforderlichen Aussparungen vorzusehen. Dies wirkt sich zusätzlich positiv auf die Produktionszeit der Deckenplatte und die Lagegenauigkeit der Aussparungen infolge automatisiertem Schneideprozess aus.

Das Bewehrungsgitter weist die Abmessungen der Deckenplatte auf, abzüglich einer seitlich erforderlichen Betondeckung von 16 mm, damit das Großkorn der Betonmischung zwischen Bewehrung und Schalung passt. Die Nennabmessungen betragen somit ebenfalls 2,50 m x 8,00 m; genau wie die Betonfertigteildeckenplatten.

Die sogenannte Endlosfaser von Kohlefaser wird Roving oder auch Garn genannt. In Abhängigkeit von der Anzahl der einzelnen Filamente in einem Roving unterscheidet man in Garnarten. Gängige Garnarten sind 1k, 3k, 6k, 12k, 24k, 48k und 50k, wobei die Zahl multipliziert mit 1000 die Anzahl der einzelnen Filamente eines Rovings bzw. Garns ergibt.

Aus den Parametern von optimaler Ausnutzung der Zugfestigkeit, erforderliche Mindestmaschenweite in Abstimmung mit den Möglichkeiten der produzierenden Textilmaschine und möglichen Garnarten ergibt sich die Geometrie der in dieser Arbeit beschriebenen Carbonbewehrung (GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25) gemäß Kapitel 3.2.1 und Abbildung Abb. 3-1 mit einer Maschenweite (Achismaß) von 25 mm x 59 mm.

Aus den Prüfungen und Versuchen vor der endgültigen Konzipierung des Carbongitters „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ ist bekannt, dass es Tränkungs-systeme gibt, welche unter Feuchteeinwirkung und/oder Temperatureinwirkung weich werden und somit die einzelnen Filamente nicht mehr kraftschlüssig miteinander „verkleben“. Da der Faserstrang durch die Verbundwirkung mit dem Beton auf Zug beansprucht wird, kommt es dann zu einem vorzeitigen versagen, weil nur die äußeren -mit dem Beton im Verbund liegenden- Filamente auf Zug beansprucht werden, während die innenliegenden Filamente im Faserstrang nicht aktiviert werden. Bei einer geprüften Acrylattränkung ist der Einfluss der Feuchteeinwirkung reversibel. Das heißt, dass nach Trocknung des Faserstrangs das Tränkungssystem wieder funktioniert und alle Filamente der Bewehrung mitwirken.

Weiterhin wurde in Vorversuchen beobachtet, dass verschiedene Tränkungs-materialien in Interaktion mit dem Wirkfaden stehen. Ein Wirkfaden aus Polypropylen kann sich zwar im Trocknungsprozess des getränkten Carbongitters positiv auswirken, weil er durch Schrumpfen die einzelnen Filamente des Faserstrangs eng bindet, jedoch für das Gesamtsystem von Nachteil sein kann. Das liegt dann darin begründet, dass das hydrophobe Polypropylen ein wässriges Tränkungssystem (z. Bsp. in Form einer Dispersion) abstößt und eine „Verklebung“ der Filamente nicht in vollem Umfang gegeben ist. Dieses Phänomen kann auch beobachtet werden, wenn der Wirkfaden mit einem entsprechenden sogenannten Spinnöl verunreinigt ist.

Auch kann festgehalten werden, dass ein Carbongitter mit unterschiedlichen Tränkungssystemen unterschiedliche Steifigkeiten besitzt.

Bezüglich der zuvor beschriebenen Beobachtungen bei verschiedenen Tränkungssystemen war für das in dieser Arbeit beschrieben Carbongitter ein Tränkungsmaterial erforderlich, welches weder bei Feuchteinfluss, noch in der Bauteil zu erwartenden Temperatur weich wird. Das Tränkungsmaterial muss die

Funktionalität der Bewehrung über die geplante Nutzungsdauer sicherstellen (siehe Dauerstandversuche der Bewehrung in Kap. 3.3).

Als Tränkungsmaterial des Carbonsitters „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ wird aus oben beschriebenem Sachverhalt deshalb ein Epoxidharz verwendet. Zudem ist eine Epoxidharzbeschichtung im Vergleich zu anderen Tränkungsmaterialien verhältnismäßig steif, was für das Handling der 2,50 m x 8,00 m großen Carbonbewehrung im Werk zusätzliche Vorteile mit sich bringt.

Die Deckenplatte als Bauteil des Parkhausystems GOBACAR® wird in industrieller Serienfertigung in großen Stückzahlen und in Anlehnung an eine Fließbandproduktion von der Automobilindustrie gefertigt. Seit 2014 befasst sich der Autor damit, Parkhausdeckenplatten mit nichtmetallischer Bewehrung für das System GOBACAR® zu bewehren. Hierzu liegen mittlerweile Erfahrungen von mehr als 400 Versuchen vor. Systematisch wurden einzelne Parameter verändert, weil auf Grund der hohen Stückzahlen eine wirtschaftliche Bemessung Priorität hat. Dabei wurden viele Abhängigkeiten der verschiedenen Parameter beobachtet, wie oben beschrieben.

Aufbauend auf diesen Erfahrungen wird in dieser Arbeit ein Versuchskonzept vorgestellt. Das Konzept beinhaltet alle Prüfungen, um eine Parkhausdeckenplatte für das System GOBACAR® sicher für eine geplante Lebensdauer von 50 Jahren zu verwenden. Dabei ist das Versuchskonzept auf Betone mit einem Grobkorn ≥ 8 mm ausgelegt. Die Ergebnisse aus den Versuchen finden für die Dimensionierung der Parkhausdeckenplatte Anwendung.

Im Mittelpunkt dieses Konzeptes stehen Dauerstandversuche. Diese bilden die Grundlage zur Ermittlung eines Bemessungswertes für die Zugfestigkeit der nichtmetallischen Bewehrung, welche für die geplante Lebensdauer von 50 Jahren garantiert werden muss.

3 Versuchsprogramm

3.1 Grundlagen der Versuchsauswertungen

Aus den durchgeführten Versuchen sollen Kennwerte für die Bemessung abgeleitet werden. Basierend auf dem probabilistischen Sicherheitskonzept sind dies charakteristische Kenngrößen, Bemessungswerte und Teilsicherheitsfaktoren. Grundlage für die Auswertung ist EC 0 /DIN10a/, insbesondere Anhang D. Voraussetzung für die Anwendung von EC 0 /DIN10a/ ist eine Normal- oder Lognormalverteilung der Versuchsergebnisse. Zudem soll für unbekannt Vorinformationen mit einem Variationskoeffizient V_x von mindestens 0,10 gerechnet werden.

Die auf dem probabilistischen Sicherheitskonzept basierende Zuverlässigkeitstheorie kann zusammenfassend in der Dissertation von Rempel /Rem18/ mit Verweis auf weitere Literaturstellen nachgelesen werden.

Für die Auswertung und die Ermittlung der Ergebnisse werden die nachfolgenden Gleichungen herangezogen und jeweils darauf verwiesen.

Gleichungen nach Kapitel D.7.2 von EC 0 /DIN10a/:

$$X_d = \frac{\eta_d}{\gamma_m} \cdot \exp[m_y - k_n \cdot s_y] \tag{3-1}$$

$$m_y = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \ln(x_o) \tag{3-2}$$

$$s_y = \sqrt{\ln(V_x^2 + 1)} \approx V_x \tag{3-3}$$

$$s_y = \sqrt{\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - m_y)^2} \tag{3-4}$$

Mit k_n von Gleichung (3-1) nach Tabelle 3-1.

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
V_x bekannt	2,31	2,01	1,89	1,83	1,80	1,77	1,74	1,72	1,68	1,67	1,64
V_x unbekannt	-	-	3,37	2,63	2,33	2,18	2,00	1,92	1,76	1,73	1,64

Tabelle 3-1: k_n -Werte nach Tabelle D.1 aus /DIN10a/

Gleichungen nach Kapitel D.7.3 von EC 0 /DIN10a/:

$$X_d = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) \tag{3-5}$$

$$m_x = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \tag{3-6}$$

$$V_x = \frac{s_x}{m_x} \tag{3-7}$$

$$s_x^2 = \frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - m_x)^2 \tag{3-8}$$

$$s_x = \sqrt{s_x^2} \quad (3-9)$$

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	∞
Vx bekannt	4,36	3,77	3,56	3,44	3,37	3,33	3,27	3,23	3,16	3,13	3,04
Vx unbekannt	-	-	-	11,4	7,85	6,36	5,07	4,51	3,64	3,44	3,04

Tabelle 3-2: k_n -Werte nach Tabelle D.2 aus /DIN10a/

Mit den Gleichungen nach Kapitel D.7.2 von EC 0 /DIN10a/ wird der Bemessungswert mit einem bekanntem Teilsicherheitsbeiwert γ_m bestimmt. Mit den Gleichungen nach Kap. D.7.3 von EC 0 /DIN10a/ wird der Bemessungswert direkt bestimmt.

Durch Auswerten nach beiden Kapiteln kann somit ein Teilsicherheitsbeiwert für die nichtmetallische Bewehrung γ_{nm} nach Gleichung (3-10) bestimmt werden.

$$\gamma_{nm} = X_{k, \text{Kap. D.7.2}} / X_{d, \text{Kap. D.7.3}} \quad (3-10)$$

3.2 Bewehrung

3.2.1 Identifikation

Die Carbonbewehrung als Carbongitter wurde von der Firma GOLDBECK GmbH in der Abteilung „Entwicklung Carbonbeton“ konzipiert und trägt die Bezeichnung „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“. Ein Ausschnitt der 2,46 m x 7,96 m großen Bewehrungsmatte ist in Abb. 3-1 dargestellt.

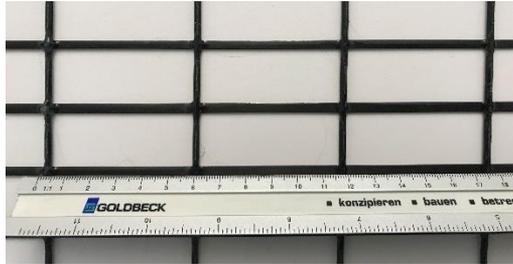


Abb. 3-1: Ausschnitt Bewehrungsgelge

Bei den verwendeten Rovings handelt es sich um einen sogenannten 48k-Roving mit einer Feinheit F von 3200 tex. Die nominelle Querschnittsfläche des Rovings $A_{\text{nom,Rov}}$ kann mit Gleichung (3-11) zu $1,78 \text{ mm}^2$ berechnet werden.

$$A_{\text{nom,Rov}} = F / (\rho_{\text{Carbon}} \cdot 1000) \text{ [mm}^2\text{]} \quad (3-11)$$

Mit:

$$F = 3200 \text{ [Tex]}$$

$$\rho_{\text{Carbon}} = 1,8 \text{ [g/cm}^3\text{]}$$

Die Einheit Tex ist ein Maß für die Feinheit des Garns und wird durch Gramm pro Kilometer ausgedrückt. Der hier verwendete 48K-Roving wiegt $3,2 \text{ kg}/(1000 \text{ m})$.

Mit einer Maschenweite von 25 mm in Schussrichtung ergibt sich mit $A_{\text{nom,Rov}}$ eine Querschnittsfläche von

$$A_{\text{nm}} = 1000 / 25 \cdot 1,78 = 71,1 \text{ [mm}^2\text{/m]} \quad (3-12)$$

Die Rovings, welche im Carbongitter als Faserstränge verarbeitet sind, sind mit Epoxidharz getränkt. Im Rahmen einer dynamischen Differenzkalorimetrie, nach DIN EN 11357 /DIN17a/, einer sogenannten DSC-Analyse, wurde eine Glasübergangstemperatur von zwei Chargen von ca. 90 bis 95 °C ermittelt (siehe Tabelle 3-3).

	T_f [°C]	T_e [°C]	T_g [°C]
Charge 1	87,4	100,4	94 ±1
Charge 2	83,5	97,1	91 ±1

Tabelle 3-3: Glasübergangstemperatur T_g

Als Erfahrungswert kann festgehalten werden, dass die Glasübergangstemperatur T_g des Tränkungsmaterials mindestens ca. 20 bis 25 °C über der zu erwartenden Temperatur des Bauteils in Höhe der Bewehrungslage liegen soll.

Exemplarisch ist eine Aufheizkurve als Thermogramm von Charge 1, von oben erwähntem „GB hep-Grids“, in Abb. 3-2 dargestellt.

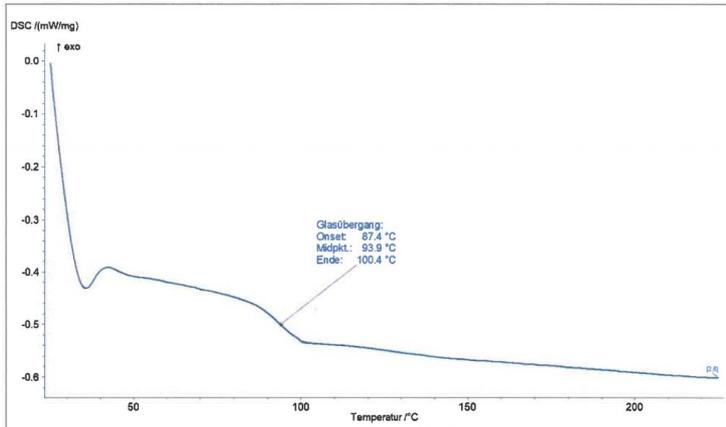


Abb. 3-2: Thermogramm, Aufheizkurve

3.2.2 Statische Zugversuche

Die Zugproben werden aus dem Carbonschiffchen heraus entnommen. Das ist wichtig, um die Einflüsse der Knotenpunkte bei der Ermittlung der Materialkenngrößen mit zu erfassen. Es werden Faserstränge von Schuss und Kette geprüft. Im Folgenden werden die Ergebnisse hauptsächlich vom Schuss dargelegt, weil er die Bewehrung für die Haupttragrichtung der einachsig gespannten Decke darstellt. Die Kette stellt die Nebentragrichtung dar.

Die Zugversuche wurden auf einer Zug-Druck-Prüfmaschine, der LFM-125 kN, bei einer Raumtemperatur von +23 °C nach DIN EN 2561 /DIN95a/ durchgeführt. Die Endverankerungen der Einzelproben wurden mit einer Epoxidharzverklebung in Stahlhalbschalen präpariert.

Die Dehnungsmessung erfolgte mit einem Videotensometer vom Typ NG der Firma Walter + Bai AG. Die Ausgangsmesslänge L_0 wurde auf 50 mm eingestellt. Die freie Probenlänge zwischen den Einspannstellen betrug 300 mm.

3.2.2.1 Schussmaterial

Vom Schussmaterial aus zwei Chargen sind in der nachfolgenden Tabelle 3-4 die Ergebnisse aus den Zugversuchen zusammengefasst. Exemplarisch sind in Abb. 3-3 die Spannungs-Dehnungs-Kurven von Charge 1 dargestellt. Die Kurven sind linear bis zum Bruch, liegen eng beieinander und zeigen einen nur kleinen Streubereich. Die Kurven von Charge 2 befinden sich im Anhang B.1.

Nr.	Charge	Probenbezeichnung	A_{nom} [mm ²]	$P_{u,Test}$ [kN]	Zugfestigkeit $f_{nm,u,Test}$ [N/mm ²]	E-Modul [N/mm ²]	Bruchdehnung $\epsilon_{u,Test}$ [‰]
1	1	RS-1-01	1,78	7,73	4343	278022	14,8
2		RS-1-02		8,14	4573	269227	15,9
3		RS-1-03		8,07	4534	259216	17,1
4		RS-1-04		7,89	4433	264632	15,4
5		RS-1-05		8,01	4500	285607	14,7
6		RS-1-06		6,89	3871	247820	14,6
7	2	RS-2-01		8,05	4522	274234	15,6
8		RS-2-02		7,63	4287	263096	14,9
9		RS-2-03		7,47	4197	269728	15,9
10		RS-2-04		7,73	4343	262775	15,5
11		RS-2-05		7,27	4084	255390	15,3
12		RS-2-06		7,29	4096	252757	15,4
13		RS-2-07		7,79	4376	261021	15,7
14	Mittelwerte:			7,68	4315	265209	15,4

Tabelle 3-4: Ergebnisse aus Zugversuchen vom Schuss

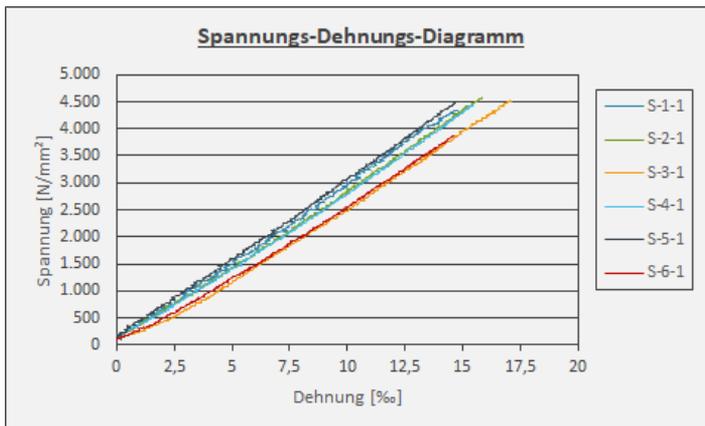


Abb. 3-3: Spannungs-Dehnungs-Kurven vom Schuss, Charge 1

Prinzipiell gilt, dass ein Teilsicherheitsbeiwert umso kleiner ist, je kleiner die Streuung bzw. der damit verbundene Variationskoeffizient ist. Zudem hängt die Ermittlung von Kenngrößen für die Bemessung davon ab, ob es bekannte Vorinformationen oder keine bzw. unbekannte Vorinformationen gibt. In EC 0 /DIN10a/ wird empfohlen mit einem Variationskoeffizient von mindestens $V_x = 0,10$ zu rechnen. Da im Rahmen des gesamten Versuchsprogramms von mehr als 400 Versuchen viele Abhängigkeiten von z. Bsp. Tränkungsmaterial, Gelegetherstellungsprozess, Knotenausbildung usw. beobachtet und erkannt wurden, konnte für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ ein optimiertes Carbongitter konzipiert werden. Es lagen deshalb genügend sichere Vorinformationen vor; zudem die Erfahrung aus ca. 20 Jahren Textilbeton (Bsp. /Cur12, Kul13/). Die hier beschriebenen Versuche wurden ausschließlich mit der

optimierten Variante des Gitters durchgeführt, sodass die Unterschiede von bekannten und unbekanntem Vorinformationen, sowie der Einfluss des Variationskoeffizienten auf den Teilsicherheitsbeiwert aufgezeigt werden können.

Die Auswertung erfolgte mit den Gleichungen aus Kapitel 3.1.

Die zusammenfassende Auswertung in Tabelle 3-5 beinhaltet zudem die Ergebnisse von Einzelchargen. Für die Ermittlung des Spannungs-Dehnungs Diagramms von Carbon für die Bemessung der Parkhausdeckenplatte werden die Chargen zu einem Stichprobenumfang zusammengefasst (1 + 2). Die **fett** gedruckten Werte dieser Tabelle enthalten die Ergebnisse nicht mit dem tatsächlich vorhandenen Variationskoeffizienten, sondern mit einem Variationskoeffizienten von $V_x = 0,10$.

	Charge	$X_{k,bek}$ D.7.2	$X_{d,bek}$ D.7.3	$X_{k,unbek}$ D.7.2	$X_{d,unbek}$ D.7.3	m_x	s_x	V_x [%]	γ_{nm} bek	γ_{nm} unbek
Zugfestigkeit [N/mm ²]	1	3920	3513	3813	2724	4381	261	5,95	1,12	1,40
	2	3997	3753	3993	3279	4274	157	3,66	1,07	1,20
	1 + 2	3964	3649	3923	3382	4323	209	4,83	1,09	1,16
	1 + 2	3580	2927	3493	2374	4323	209	10,00	1,22	1,47
Bruchdehnung [%]	1	13,7	12,2	13,3	10,9	15,4	0,96	6,24	1,12	1,43
	2	14,9	14,4	14,8	13,4	15,5	0,32	2,07	1,03	1,10
	1 + 2	14,3	13,3	14,2	12,5	15,4	0,66	4,28	1,08	1,14
	1 + 2	12,8	10,5	12,5	,85	15,4	0,66	10,00	1,22	1,47

Tabelle 3-5: Statistische Auswertung des Schussmaterials

Für die Zugfestigkeit sind die aus den Versuchen ermittelten Variationskoeffizienten in nachstehender Abb. 3-4 grafisch aufgezeigt.

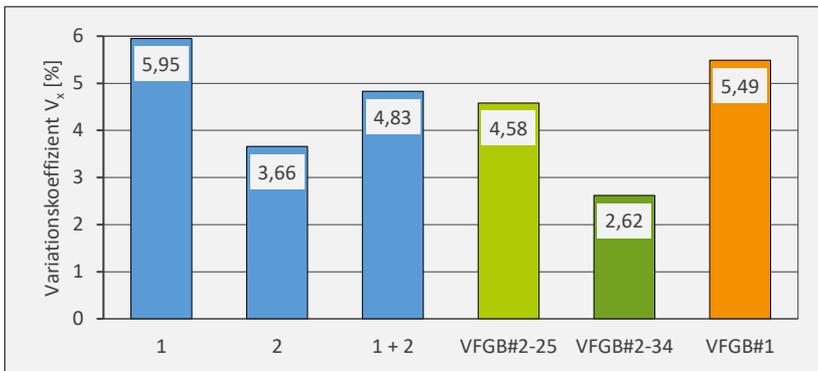


Abb. 3-4: Variationskoeffiziente V_x verschiedener Tränkungen

Anmerkung:

Das Diagramm beinhaltet neben den Chargen 1 und 2, welche mit Epoxidharz getränkt waren auch Variationskoeffizienten von Zugversuchen mit anderen Tränkungsmaterialien (VFGB*). Es zeigt sich, dass bei allen Stichproben -unabhängig vom Tränkungsmaterial- der Variationskoeffizient 6 % nicht überschreitet und somit stets kleiner als 10 % ist.

Für insgesamt 67 Zugversuche mit 3 verschiedenen Tränkungsmaterialien kann folgendes festgehalten werden:

$$0 \leq V_x \leq 10 \text{ [\%]} \quad (3-13)$$

Aus 13 Zugversuchen kann zur Bestimmung des 5 %-Fraktilewertes der charakteristischen Zugfestigkeit $f_{nm,k}$ nach Gleichung (3-1) mit $\gamma_M = 1,0$ der Fraktilefaktor k_n nach Tabelle 3-1 zu $k_n = 1,72$ für bekannte Vorinformationen bestimmt werden.

Der Bemessungswert des Umrechnungsfaktors η_d soll Unsicherheiten abdecken, die im Versuch selbst nicht erfasst werden.

In der Dissertation von Rempel [30] wird ausführlich darauf eingegangen, welchen Einfluss Probenlänge und Probenanzahl auf die Ergebnisse der Zugversuche haben. Je größer die Probenlänge, desto mehr Fehlstellen können im Faserstrang enthalten sein, welche die Zugfestigkeit nachteilig beeinflussen. Dieser Einfluss ist in Abb. 3-5 dargestellt.

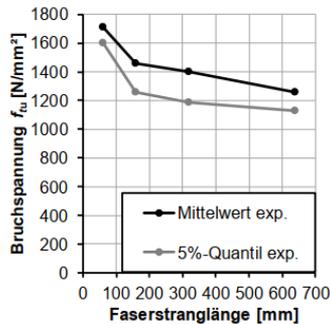


Abb. 3-5: Bruchspannung in Abhängigkeit von Faserlänge (aus /Rem18/), hier für Glasfaserbewehrung

Die Standardabweichung und der Variationskoeffizient werden mit zunehmender Probenlänge kleiner, siehe Abb. 3-6. Ebenso können in einem Bewehrungsgitter mögliche Fehlstellen in nebeneinanderliegenden Fasersträngen vorkommen, welche die Zugtragfähigkeit eines Bewehrungsgeleges ebenfalls nachteilig beeinflussen können. Rempel kalibriert deshalb die Versuchsergebnisse mit einem Beiwert α_{eff} und schlägt für diesen den Wert 0,85 vor.

Die in dieser Arbeit durchgeführten Zugproben waren mit 300 mm freier Einspannlänge zwar größer als im standardisierten Faserstrangversuch, der Einfluss von nebeneinanderliegenden Störstellen ist hier aber nicht berücksichtigt, weil die Prüfung an Einzelsträngen erfolgte.

In der folgenden Auswertung wird wegen den oben beschriebenen Einflüssen der Umrechnungsfaktor η_d deshalb mit 0,85 berücksichtigt und entspricht somit dem Faktor α_{eff} aus der Dissertation von Rempel /Rem18/.

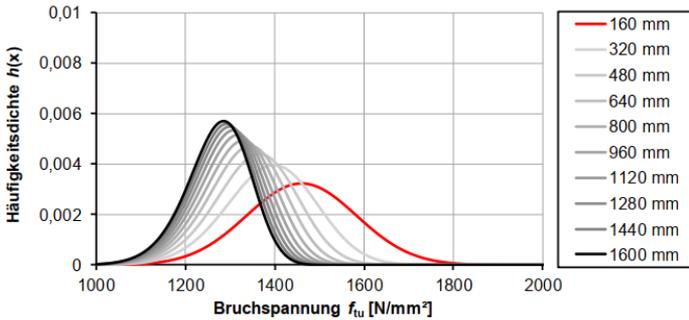


Abb. 3-6: Dichtefunktionen für verschiedene Faserlängen (aus /Rem18/), hier für Glasfaserbewehrung

Die statistische Auswertung wird nicht mit dem tatsächlichen Variationskoeffizienten von $V_x = 4,83$ nach Tabelle 3-5, sondern nach Gleichung (3-13) mit dem oberen Wert von $V_x = 0,10$ berechnet und entspricht somit dem Mindestwert für V_x nach EC 0 /DIN10a/ mit unbekanntem Vorinformationen.

Es berechnet sich aus den Zugversuchen die charakteristische Zugfestigkeit $f_{nm,k}$ als 5 %-Fraktilewert zu:

$$f_{nm,k} = \eta_d \cdot \exp[m_y - k_n \cdot s_y] = 3040 \approx 3050 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-14)$$

Mit:

$$\begin{aligned} \eta_d &= 0,85 \\ m_y &= 8,4 \\ k_n &= 1,72 \\ s_y &= 0,05 \end{aligned}$$

Die Ermittlung der Werte m_y und s_y erfolgt nach Gleichung (3-2) bzw. Gleichung (3-4).

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{nm,d}$ berechnet sich mit Gleichung (3-5) zu:

$$f_{nm,d} = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 2494 \approx 2500 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-15)$$

Mit:

$$\begin{aligned} \eta_d &= 0,85 \\ m_x &= 4323 \\ k_n &= 3,23 \\ V_x &= 0,10 \end{aligned}$$

Das Carbongitter ist mit einem Epoxidharz getränkt, so dass allein die Bewehrung schon aus einem Verbundwerkstoff besteht. Die Festigkeit des Carbongitters kann sich wegen der Epoxidharztränkung im Laufe der Zeit verringern, sodass die in den Gleichungen (3-14) und (3-15) ermittelte charakteristische Zugfestigkeit bzw. Bemessungszugfestigkeit des Carbongitters als Kurzzeitfestigkeiten angesehen werden müssen.

Im Laufe der weiteren Betrachtung des in dieser Arbeit beschriebenen Versuchskonzeptes wird der Bemessungswert der Kurzzeitfestigkeit mit weiteren Abminderungsfaktoren multipliziert.

Gemäß Gleichung (3-10) kann der Teilsicherheitsbeiwert γ_{nm} allgemein aus dem Quotienten von $f_{nm,k}$ und $f_{nm,d}$ berechnet werden. Da es sich hier in statischen Zugversuchen um ermittelte Kurzzeitfestigkeiten handelt, wird der Teilsicherheitsbeiwert hier mit dem Index "kurz" versehen. Er bestimmt sich für das „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ zu:

$$\gamma_{nm,kurz} = f_{nm,k} / f_{nm,d} = 1,22 \quad (3-16)$$

Die charakteristische Bruchdehnung $\epsilon_{nm,k}$ berechnet sich analog den Gleichungen (3-1) bis (3-4) zu:

$$\epsilon_{nm,k} = 10,9 \text{ [‰]} \quad (3-17)$$

Für bekannte und unbekannte Vorinformationen, sowie die daraus abgeleiteten Zugfestigkeitswerte sind in Abb. 3-7 dargestellt. Die daraus ermittelten Teilsicherheitsbeiwerte nach Gleichung (3-10) für bekannte und unbekannte Vorinformationen sind in Abb. 3-8 aufgezeigt.

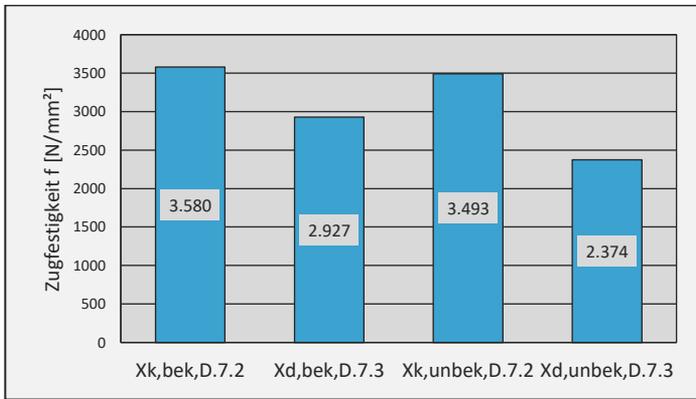


Abb. 3-7: Zugfestigkeitswerte in Abhängigkeit von Vorinformationen

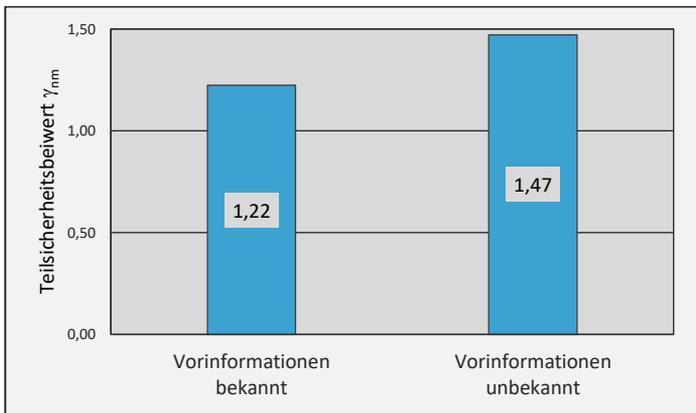


Abb. 3-8: Teilsicherheitsbeiwerte in Abhängigkeit von Vorinformationen

Mit dem Elastizitätsgesetz nach Gleichung (3-18) und dem charakteristischen Wert für die Zugfestigkeit $f_{nm,k}$ sowie der Bruchdehnung $\epsilon_{nm,k}$ ergibt sich für das Spannungs-Dehnungs Diagramm für die nichtmetallische Bewehrung in Schuss- bzw. Tragrichtung ein Mittelwert des E-Moduls nach Gleichung (3-19) zu 280000 N/mm².

$$\sigma = E \cdot \epsilon = N / A \tag{3-18}$$

$$E_{nm} = f_{nm,k} / \epsilon_{nm,k} \approx 280000 \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{3-19}$$

Es ergibt sich für den Schuss des Bewehrungsgeleges „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ das Spannungs-Dehnungs Diagramm nach Abb. 3-9.

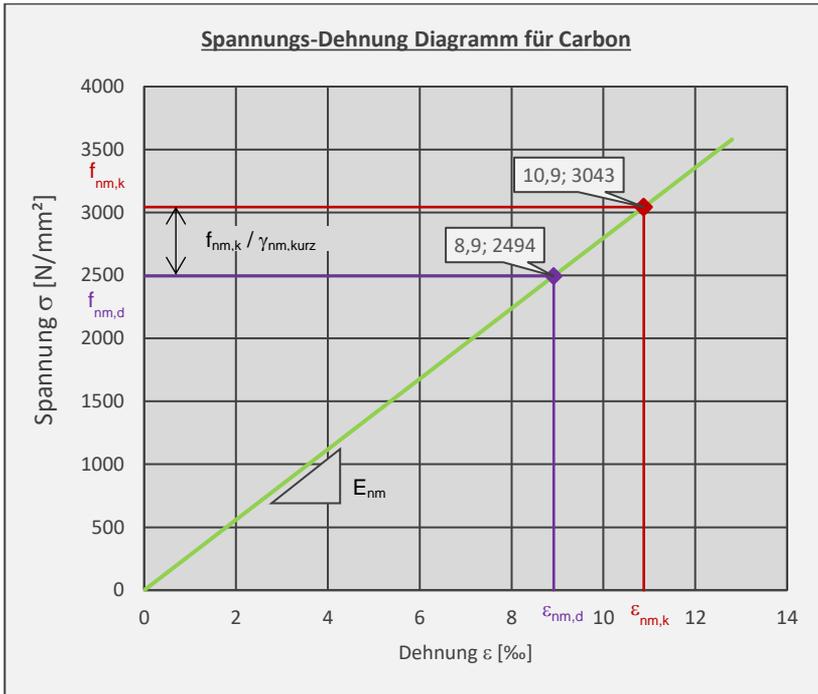


Abb. 3-9: Spannungs-Dehnungs Diagramm für Carbon

3.2.2.2 Vergleich von Schuss und Kette

Der Variationskoeffizient V_x ist im Vergleich zur Standardabweichung unabhängig vom Skalenwert, also der Einheit der untersuchten Größe und kann deshalb zusammenfassend für Zugfestigkeit, E-Modul und Bruchdehnung in der nachstehenden Tabelle 3-6 aufgezeigt und in Abb. 3-10 grafisch dargestellt werden. Der Variationskoeffizient V_x wurde nach Gleichung (3-7) berechnet. Die Berechnung erfolgte für jede Charge getrennt, ist aber auch vergleichend zu einem Stichprobenumfang (1 und 2) zusammengefasst.

	Schuss			Kette			Schuss und Kette
Charge	1	2	1 und 2	1	2	1 und 2	1 und 2
Bezeichnung	RS-1	RS-2	RS-1 und RS-2	RK-1	RK-2	RK-1 und RK-2	RS+RK (1+2)
Zugfestigkeit	5,95	3,66	4,83	5,05	6,15	5,68	5,41
E-Modul	5,03	2,86	3,95	4,60	8,13	6,40	5,16
Bruchdehnung	6,24	2,07	4,28	9,80	10,00	9,66	7,29

Tabelle 3-6: Variationskoeffizienten V_x aus Zugversuchen von Schuss und Kette in %

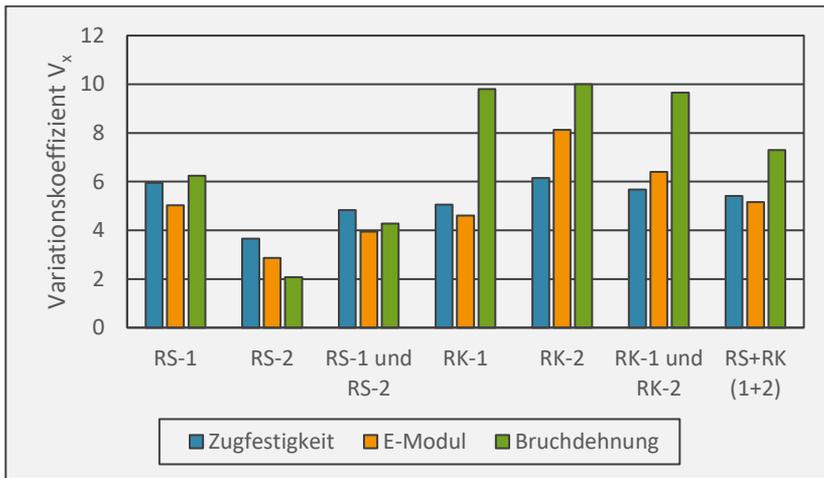


Abb. 3-10: Variationskoeffiziente V_x aus Zugversuchen

In Abb. 3-10 lässt sich erkennen, dass für den Schuss (RS) die Variationskoeffizienten V_x von Zugfestigkeit, E-Modul und Bruchdehnung sowohl in jeder Charge getrennt betrachtet als auch bei der Betrachtung von Charge 1 und 2 zusammen als ein Stichprobenumfang jeweils maximal bei ca. 4 bis 6 % liegen.

Aus Tabelle 3-6 in Verbindung mit Abb. 3-10 lässt sich für die Kette (RK) ablesen, dass die Variationskoeffizienten von Zugfestigkeit und E-Modul recht nah beieinanderliegen, er jedoch für die Bruchdehnung signifikant höher liegt.

Insgesamt liegen nach Tabelle 3-6 die Variationskoeffizienten V_x bei der Kette tendenziell stets höher als beim Schuss. Es bleibt festzuhalten, dass sich der textile Produktionsprozess auf die Qualität von Festigkeitswerten auswirkt. Das ist bei der Kette stärker ausgeprägt, weil sie auf Grund der Bindung mit dem Wirkfaden im Produktionsprozess zusätzliche Beanspruchungen erfährt und es dann zu weiteren Faser- bzw. Filamentbrüchen kommen kann. Aus diesem Grund können die Festigkeiten -insbesondere Bemessungswerte- von verschiedenen Herstellern auch nicht unbedingt miteinander verglichen werden. Jeder Hersteller hat andere Produktionsmechanismen und -prozesse.

3.3 Dauerstandversuche

3.3.1 Einleitung Dauerstandversuche

Parkbauten werden dem allgemeinen Hochbau zugeordnet und werden für eine Nutzungsdauer für 50 Jahren bemessen. Das heißt, dass die Zugfestigkeit, welche für die Bemessung der Parkhausdeckenplatte herangezogen wird, über den Zeitraum der geplanten Lebensdauer von 50 Jahre garantiert werden muss. Bei der Carbonbewehrung handelt es sich um einen Kompositwerkstoff. Im Herstellungsprozess der Garne oder sogenannten Rovings, welche als gebündelte Endlos-Filamente angesehen werden können, werden diese für die weitere und bessere Verarbeitbarkeit mit einer Schlichte, dem sogenannten Sizing, versehen. Nach der Verarbeitung der Rovings im textilen Prozess zum Bewehrungsgitter, wird die Bewehrung zusätzlich beschichtet. Man nennt diese Beschichtung und den Prozess auch Tränkung. Bei der Tränkung des „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ handelt es sich um Epoxidharz. Nach der Verarbeitung des Rovings wird nun vom sogenannten Faserstrang gesprochen. Begriffe und Definitionen zu Kompositwerkstoffen können in */Cun18/* nachgeschlagen werden, vgl. auch Kap. 2.

Die Tränkung hat die Aufgabe alle Filamente des Faserstrangs kraftschlüssig miteinander zu verbinden. Das ist deshalb wichtig, weil ohne diese Art „Verklebung“ lediglich die äußeren Filamente mit dem Beton im Verbund stünden. Die im Bauteil auftretenden Zugkräfte würden dann lediglich durch die äußeren Filamente aufgenommen werden und nicht vom gesamten Querschnitt des Faserstrangs. Das Tragverhalten kann weiterführend z. Bsp. in */Mo105/* Molter nachgelesen werden.

Die Tränkung stellt die Grenzfläche der Bewehrung zum Beton dar. Sie ist deshalb dem alkalischen Milieu des Betons ausgesetzt. Außerdem muss sie zum Aktivieren des Gesamtquerschnitts die Kräfte von den äußeren zu den inneren Filamenten übertragen. Weiterhin erfährt sie die Temperaturbeanspruchung, welche sich im Bauteil in Höhe der Bewehrung einstellt.

Für die Parkhausdeckenplatte mit einer Nennhöhe von $h_c = 103$ mm wurde in einer FE-Simulation die zeitabhängige Temperaturbeanspruchung der Deckenplatte unter Sonneneinstrahlung untersucht. Im Hinblick auf die thermische Durchwärmung wurde sowohl der Wärmeaustausch zwischen Bauteil und umgebender Luft als auch die auf die Oberfläche der Deckenplatte auftreffende Strahlungsenergie der Sonne in Form einer Wärmestromrandbedingung berücksichtigt. Die Simulation wurde im Auftrag von GOLDBECK GmbH von der MFPA Leipzig GmbH durchgeführt. Die Ergebnisse finden sich im Untersuchungsbericht */MFP18a/* und Ergebnisbericht */MFP18b/* wieder.

Als maximale Bauteiltemperatur in Höhe der Bewehrung konnte ca. 65 °C auf Grundlage eines Testreferenzjahres vom Deutschen Wetterdienst */DWD11/* verifiziert werden. Das heißt, dass die Carbonbewehrung, die hier im Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ eingesetzt wird, für eine Temperatur von mindestens 65 °C widerstandsfähig sein muss.

Diagramme zur FE-Simulation befinden sich im Anhang B.3.

3.3.2 Festlegung der Versuchsparameter für die Dauerstandversuche

Für Carbonbewehrung liegen noch keine Erfahrungen von 50 Jahren Dauerbeanspruchung vor. Es muss deshalb für die Carbonbewehrung eine Art „Zeitraffertest“ gefahren werden, damit eine sichere Aussage hinsichtlich der Dauertragfähigkeit des Carbongitters „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ getroffen werden kann.

Carbon für sich ist alkalibeständig. Die Faserstränge der Bewehrung sind jedoch zur Aktivierung aller Filamente mit einem Tränkungsmedium (beim GB-hep Grid mit einem Epoxidharz) getränkt. Diese Tränkung hat zwei Grenzflächen. Zum einen stellt sie die Grenzfläche zum alkalischen Beton und zum anderen die Grenzfläche zum Sizing der Filamente dar. Das alkalische Milieu könnte somit einen Einfluss auf das Tränkungsmedium selbst haben, aber bei auftretenden Mikrorissen in der Tränkung könnte auch das Sizing vom alkalischen Milieu angegriffen werden. Mikrorisse könnten durch die Zugbeanspruchung der Faserstränge entstehen. Infolge Feuchtigkeit können aus dem Beton Ionen gelöst werden, welche mit der Feuchtigkeit durch die Mikrorisse zum Sizing „wandern“.

Aus diesen Gründen werden bei den hier beschriebenen Dauerstandversuchen die Prüflinge nicht einbetoniert, sondern die Prüflinge von einer sog. ETAG-Lösung umgeben, vgl. Abschnitt 3.3.3.

Da der für die Parkhausdeckenplatten zum Einsatz kommende Frischbeton einen pH-Wert von $\text{pH} = 13,2$ aufweist, wird zur sicheren Bemessung ein Vorhaltemaß gefordert. Ein solches Vorhaltemaß ist normativ nicht geregelt, sondern wird hier vom Autor, stellvertretend für GOLDBECK gefordert. Die Faserstränge werden deshalb in einer sogenannten ETAG Lösung nach ETAG 004 /EOT11/ mit einem pH-Wert von

$$\text{pH} = 13,7 \quad (3-20)$$

geprüft. Da der pH-Wert einen logarithmischen Skalenwert dargestellt, entspricht dies einer 50-fach größeren Ionenkonzentration als im Frischbeton mit $\text{pH} = 13,2$. Dieser pH-Wert ist während der gesamten Versuchsdauer konstant zu halten. Da sich der pH-Wert von Beton im Laufe der Zeit durch die Carbonatisierung verringert, stellt dies eine Art zusätzliches Sicherheitsniveau dar.

Die Versuche werden mit einer Dauerlast beansprucht. Der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{\text{nm,d}}$ wurde in Kapitel 3.2.2.1 mit Gleichung (3-15) zu 2500 N/mm^2 bestimmt. Die Faserstränge werden im Versuch deshalb mit einer Dauerbeanspruchung von mindestens

$$\sigma = 2500 \text{ N/mm}^2 \quad (3-21)$$

belastet.

Der zu prüfende Faserstrang ist aus dem Gelege heraus zu entnehmen, um Einflüsse aus der Knotenpunktbildung mit zu berücksichtigen. Der Prüfkörper muss in der zu prüfenden Messlänge mit der ETAG Lösung umgeben sein.

Die Beschleunigung des Alterungsprozesses wird nach der Theorie von Arrhenius über die Temperatur erreicht. Demnach nimmt die Reaktionsgeschwindigkeit von chemischen Prozessen auf molekularer Ebene mit zunehmender Temperatur zu.

Für den Dauerstandtest der Carbonbewehrung gilt es bei einer Temperatur zu prüfen, bei welcher die Schädigung im Prüfzeitraum äquivalent zur Schädigung der geplanten Lebensdauer und der mittleren Bauteiltemperatur der Lebensdauer entspricht. Nach Weber /Web18/ beträgt die Prüftemperatur für Dauerstandversuche 40 °C.

In Kapitel 3.3.1 ist beschrieben, dass in dem Bauteil an Sommertagen in Höhe der Bewehrungslage eine Temperatur von 65 °C auftreten kann. Diese ermittelte Temperatur kann zwar im Laufe der Lebensdauer an mehreren Tagen, aber stets nur kurzfristig auftreten. Das Carbongitter muss zwar auch bei dieser Temperatur standhalten, es ist aber eine Kurzzeitbelastung.

Aus internen und nicht veröffentlichten Vorversuchen ist bekannt, dass es Tränkungssysteme gibt, welche bei 65 °C so weich sind, dass die Verklebung der einzelnen Filamente des Faserstrangs nicht mehr funktioniert und es bei einer Dauerbeanspruchung zum Versagen nach wenigen Minuten führen kann. Ein Maß für die Temperatur, bei der das Tränkungsmaterial weich wird, ist die Glasübergangstemperatur, vgl. Kapitel 3.2.1.

Zudem ist aus solchen Vorversuchen bekannt, dass es Tränkungssysteme gibt, welche auch unter Feuchtigkeitseinfluss weich werden und ihre Aufgabe der Verklebung der Filamente nicht mehr erfüllen können. Nach dem Trocknen scheint das Tränkungssystem augenscheinlich wieder intakt zu sein. Es wurde nicht geprüft, ob dieses Phänomen Festigkeitsverluste des Faserstrangs nach sich zieht. Es wurde auch nicht überprüft, ob es durch wechselnd „nass und trocken“ kumulierte Schädigungen geben kann.

Vorversuche hinsichtlich des Einflusses der Alkalität bei Tränkungssystemen auf Epoxidharzbasis sind in Kapitel 3.3.4.1 aufgezeigt.

Prinzipiell muss festgehalten werden, dass es bei Dauerstandversuchen um zeitabhängige Festigkeitsabnahmen geht, die mit beaufschlagter Temperatur beschleunigt werden. Sie dürfen nicht mit Festigkeiten infolge kurzzeitiger Temperaturbeaufschlagung verwechselt werden.

Auf Grund der in diesem Kapitel geschilderten Einflüsse, wurden für das GB hep-Grid Dauerstandversuche bei einer Temperatur gefahren, die 15 Kelvin unter der Glasübergangstemperatur T_g liegt. Die Prüfungen wurden bei einer Temperatur von

$$T = 75 \text{ °C} \quad (3-22)$$

durchgeführt.

Mit den Prüfbedingungen:

- Wässrige Lösung (für Ionentransport)
- pH = 13,7 (größerer pH-Wert als Frischbeton)
- $\sigma \geq 2500 \text{ N/mm}^2$ (= $f_{nm,d}$)
- $T = 75 \text{ °C}$ (> maximale Einsatztemperatur)

sind somit Parameter für den Dauerstandversuch festgelegt, welche stets über den realen Randbedingungen liegen. Insbesondere ist das Temperaturniveau mit 15 Kelvin unter der Glasübergangstemperatur T_g so gewählt, dass es für das hier eingesetzte Tränkungsmaterial als maximal angesehen werden kann.

3.3.3 Versuchsdurchführung

Die Versuche werden in einer Klimakammer gefahren. Das heißt die Prüflinge und die Prüfeinrichtung haben während der Versuchsdauer die gleiche Temperatur. Die Klimakammer hat zudem den Vorteil, dass die Temperatur auf Grund der Trägheit der relativ großen Luftmenge und der Prüfeinrichtung konstant gehalten werden kann. Nachdem die Prüflinge im Versuchsstand eingebaut sind, werden sie zunächst ohne Last auf die Versuchstemperatur hochgefahren. Frühestens 24 Stunden nach Erreichen der Prüftemperatur wird die Last aufgebracht. Es wird somit vermieden, dass der Prüfling Zusatzbeanspruchungen durch wärmeinduzierte Dehnungen der Versuchseinrichtung beim Hochfahren auf die Prüftemperatur erfährt. Erst dann beginnt die Zeitmessung für den Dauerstandversuch. Es wird eine Prüfzeit von 1800 Stunden angestrebt, was 75 Tagen entspricht.

Die zu prüfenden Faserstränge werden mit Hilfe eines 20 cm hohen Kunststoffzylinders dem alkalischen Milieu ausgesetzt.

Die Zugkräfte werden mit Hilfe einer durch Mutter und Gewindestange gespannten Feder erzeugt und über Klemmkonstruktionen in die Probekörper eingetragen. Die Kräfte wurden mit kalibrierten Kraftmessdosen des Typs 616 der Firma Teda Huntleigh gemessen und mit Messverstärkern P3 der Firma Vishay aufgezeichnet.

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 3-11 dargestellt.



Abb. 3-11: Probekörper in Versuchseinrichtung

Für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ werden Dauerstandversuche unter 3 verschiedenen in Tabelle 3-7 zusammengefassten Beanspruchungen σ an herausgetrennten Fasersträngen aus dem GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25 durchgeführt.

F [kN]	σ [N/mm ²]
4,50	2528
4,85	2725
5,20	2921

Tabelle 3-7:Untersuchte Beanspruchungen

3.3.4 Ergebnisse der Dauerstandversuche

3.3.4.1 Vorversuche für Dauerstandprüfungen

Bevor auf die Ergebnisse der Dauerstandversuche mit den in Kapitel 3.3.2 aufgeführten Prüfbedingungen eingegangen wird, soll an dieser Stelle über Vorversuche hierzu berichtet werden.

Epoxidharz ist ein Kunststoff, der im Betonbau auch häufig zum Verpressen von Rissen eingesetzt wird. Die Funktion des Kunststoffes wird hier i.d.R. auf Dichtheitsfunktionen beschränkt und wird nicht zum Lastabtrag herangezogen. Es muss hierbei erwähnt werden, dass es viele Arten von Epoxidharzen gibt. Epoxidharz ist auch ein Kunststoff, welcher in der carbonverarbeitenden Industrie gängig ist. Zum Beispiel in der Produktion von Carbonkomponenten in der Automobil-, Luft- und Raumfahrtindustrie oder bspw. auch in der Herstellung von Sportgeräten.

Teilweise wird die Meinung vertreten, dass das alkalische Milieu des Betons beim Werkstoff Carbon zu keinen Beeinträchtigungen führt und auch das Epoxidharz unempfindlich gegenüber dem alkalischen Milieu ist. Da im Faserstrang die Einzelkomponenten Carbon, Sizing und Tränkung gemeinsam als Verbundwerkstoff aber nicht nur allein dem alkalischen Milieu des Betons ausgesetzt ist, sondern zusätzlich einer Dauerbeanspruchung in weiterer Verbindung mit Wärme und Feuchtigkeit, wurden 8 Dauerstandvorversuche mit den Beanspruchungen nach Tabelle 3-8 durchgeführt. Dabei waren die Versuche DR-PH im Vergleich zu den DR-Versuchen zusätzlich einem alkalischen Milieu mit dem pH-Wert von 13,7 ausgesetzt.

Die Dauerlast wurde zwischen 117 und 120 Tagen aufgebracht. Sie lag somit über der in Kapitel 3.3.3 angestrebten Versuchsdauer von 75 Tagen. Im Anschluss wurden die Prüflinge aus dem Dauerstandversuch ausgebaut und im statischen Zugversuch auf ihre Resttragfähigkeit hin überprüft.

Versuch	Dauerstandspannung				Resttragfähigkeit		
	Dauer [Stunden]	Beanspruchung	σ [N/mm ²]	P_{Test} [kN]	$\sigma_{\text{Test,u}}$ [N/mm ²]	$P_{\text{Test,u}}$ [kN]	Mittelwert $P_{\text{Test,u}}$ [kN]
DR-PH-1	2900	T = 65 °C pH = 13,7	2517	4,48	4124	7,34	7,16
DR-PH-2	2900		2517	4,48	4163	7,41	
DR-PH-3	2900		2517	4,48	4180	7,44	
DR-PH-4	2900		2517	4,48	3629	6,46	
DR-5	2852	T = 65 °C	2517	4,48	4837	8,61	8,46
DR-6	2852		2713	4,83	4635	8,25	
DR-7	2828		3017	5,37	4685	8,34	
DR-8	2828		3522	6,27	4848	8,63	

Tabelle 3-8: Parameter für Dauerstand Faserstrangversuche (DR) und Ergebnisse

Bei der Dauerstandsbeanspruchung war bei allen Versuchen die Prüftemperatur von

$$T = 65 \text{ °C} \quad (3-23)$$

gleich hoch. Es kann jedoch unterschieden werden, dass die Hälfte der Versuchskörper einem alkalischen Milieu mit pH = 13,2 ausgesetzt war (Versuche DR-PH-1 bis DR-PH-4) und die andere Hälfte (Versuche DR-5 bis DR-8) nicht. Bei den vier Versuchskörpern ohne alkalisches Milieu, war der niedrigste Wert der Dauerspannung gleich der Dauerspannung mit alkalischem Milieu. Bei den verbleibenden drei Versuchen ohne pH-Beaufschlagung war die Dauerspannung jeweils höher.

Die Dauerstandspannungen und Resttragfähigkeiten geprüften Faserstränge sind in Abb. 3-12 grafisch dargestellt.

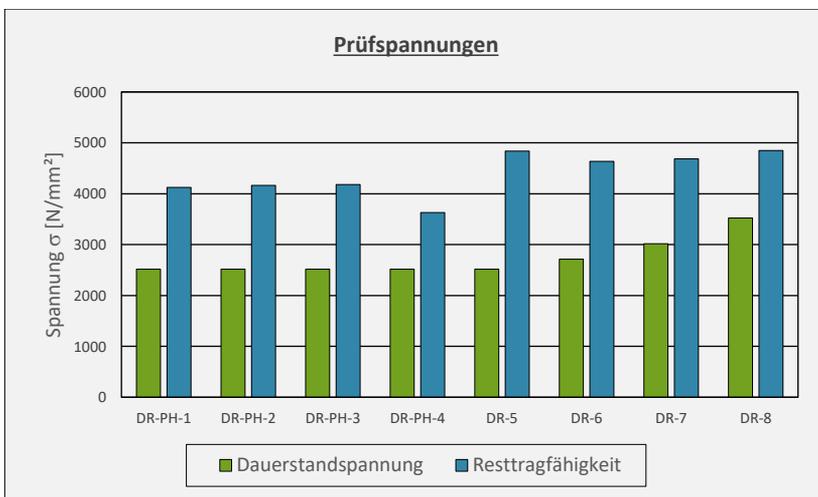


Abb. 3-12: Ergebnisse aus Dauerstandvorversuchen

Die Resttragfähigkeiten der Faserstränge ohne pH-Beaufschlagung waren stets höher als die Resttragfähigkeiten mit pH-Beaufschlagung. Als Ergebnis bleibt festzuhalten, dass sich das alkalische Milieu auf die Carbonbewehrung nachteilig auswirkt. Nach Abb. 3-13 beträgt der Mittelwert der Resttragfähigkeit mit zusätzlicher alkalischer Beanspruchung 85 % des Mittelwertes der Resttragfähigkeit ohne alkalischer Dauerbeanspruchung. Dies, obwohl die Spannungen während der Dauerstandprüfung bei den Versuchen ohne zusätzliche pH-Beaufschlagung nach Tabelle 3-8 sogar bis zu 40 % größer waren.

Das alkalische Milieu hat also einen Einfluss auf das GB hep-Grid mit Epoxidharzbeschichtung und bringt gemäß den Vorversuchen einen Festigkeitsverlust von ca. 15 % mit sich.

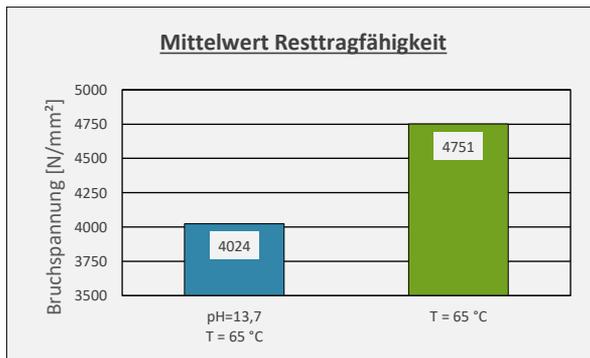


Abb. 3-13: Resttragfähigkeiten der Dauerstandvorversuche

Anmerkung:

Vergleichende Ergebnisse von Dauerstandversuchen mit einem Acrylat als Tränkungsmedium können in /Hep17/ nachgeschlagen werden.

3.3.4.2 Auswertung der Dauerstandprüfungen mit festgelegten Versuchsparametern nach 3.3.2 und 3.3.3

Es folgt hier die Auswertung mit den Versuchsparametern, die in Kapitel 3.3.2 erläutert sind.

Das heißt:

$$\text{pH} = 13,7$$

$$T = 75^\circ\text{C}$$

$$2530 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma \leq 2925 \text{ N/mm}^2$$

Die beschriebenen Dauerstandvorversuche nach Kapitel 3.3.4.1 haben gezeigt, dass mit Kunststoff getränkte Carbonbewehrungen nicht a priori alkalibeständig sind. Aus weiteren Erfahrungen vor allem im Anwendungsbereich von Sanierungen ist bekannt, dass vor allem die Tränkung im alkalischen Milieu reagiert und sich in bestimmten Fällen sogar auflösen kann. Im Sachverständigenausschuss (SVA) „Verstärken von Betonbauteilen“ des DIBt wurden deshalb Versuche konzipiert, deren Ergebnisse eine

Bewertung der Alkalibeständigkeit und eine auf der sicheren Seite liegende Prognose des zeitlichen Verlaufs des Festigkeitsverhaltens erlauben.

Die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt generell mit zunehmender Temperatur zu. Ein diesbezügliches Modell ist in der sogenannten Arrhenius-Beziehung formuliert. Sie „beschreibt näherungsweise eine quantitative Temperaturabhängigkeit bei physikalischen und vor allem chemischen Prozessen, bei denen auf molekularer Ebene ein Aktivierungsenergie überwunden werden muss“ /DIN90a/.

Die Prüftemperatur betrug in den Versuchen $T = 75 \text{ °C}$ und liegt somit 10 K über der Temperatur, die in nach der in Kapitel 3.3.1 beschriebenen FE-Simulation an der Bewehrung zu erwarten ist. Weiterhin liegt sie 15 K unter der Glasübergangstemperatur T_g (siehe Kapitel 3.2.1, Tabelle 3-3) und ist deshalb die maximal mögliche Prüftemperatur für einen Dauerstandversuch. Somit konnte die zeitraffende Wirkung der Prüfung bei erhöhter Temperatur ausgenutzt werden, ohne durch diese erhöhten Temperaturen für den Anwendungsfall zu berücksichtigen.

Unter Einbezug des pH-Wertes mit 50-fach größerer Ionenkonzentration als im Frischbeton liegen die Prüfparameter somit zusammenfassend auf der sicheren Seite.

Die durchgeführten Versuche und erzielten Standzeiten sind in Tabelle 3-9 zusammengefasst.

Proben pH = 13,7	Last P [kN]	σ [N/mm ²]	Standzeit [d]	Charge	Temp. [°C]	Standzeit [h]
2530	4,5	2531	70,7	1	75	1697
			101,2			2429
			79,7			1913
			134			3216
2725	4,85	2728	1,1	2	75	26
			4,4			106
			4,5			108
			11			264
			7,2			173
2925	5,2	2925	2,8	2	75	67
			3,1			74
			3,2			77
			3,8			91
			1,0			24

Tabelle 3-9:Prüflasten und Standzeiten der Dauerstandversuche mit pH = 13,7

Wenn bei der Auswertung der Standzeiten die Zeitachse logarithmisch gewählt wird, so kann in Anlehnung an /DIN90a/ die Zugfestigkeit der Bewehrung zum Zeitpunkt $t = 50$ Jahre extrapoliert werden.

Die Ergebnisse der Dauerstandversuche sind in Abb. 3-14 grafisch aufgezeigt und ausgewertet.

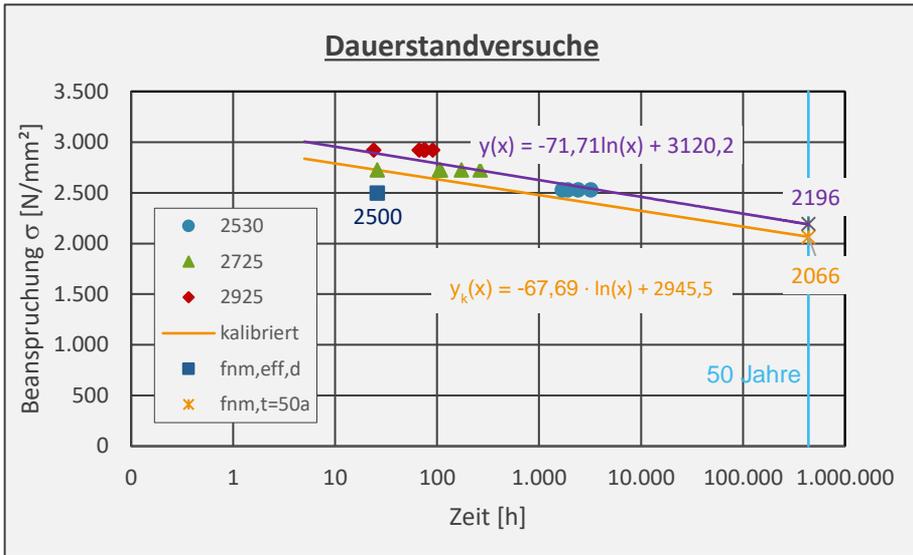


Abb. 3-14: Dauerstandergebnisse

In obenstehender Abb. 3-14 sind die erzielten Standzeiten für die drei Beanspruchungsniveaus von 2531, 2728 und 2925 N/mm² als blaue Punkte, grüne Dreiecke bzw. rote Rauten aufgezeigt. Zudem ist vergleichend der Bemessungswert der Zugfestigkeit $f_{nm,d}$ aus Gleichung (3-21) mit 2.500 N/mm² als dunkelblaues Quadrat eingetragen.

Eine lineare Regression der Versuchsergebnisse in Anlehnung an */DIN90a/* liefert die Gleichung

$$f_{nm,Test}(t) = -71,71 \cdot \ln(t) + 3120,2 \quad (3-24)$$

welche in Abb. 3-14 violett farbig dargestellt ist. Sie liefert eine zeitabhängige Festigkeit der Bewehrung nach $t = 50$ Jahren von 2196 N/mm².

Die grüne Raute mit einer Dauerspannung von 2728 N/mm² und der kürzesten Standzeit von $t = 26$ Tagen ist am weitesten von der Regressionsgerade nach Gleichung (3-24) entfernt. Mit Gleichung (3-25) errechnet sich die Spannung nach 26 Tagen zu:

$$f_{nm}(26) = -71,71 \cdot \ln(26) + 3120,2 = 2887 \text{ N/mm}^2 \quad (3-25)$$

Es wird deshalb empfohlen, die Gleichung (3-25) mit dem Beiwert k_t nach Gleichung (3-26) zu faktorisieren und somit so zu kalibrieren, dass die Regressionsgerade durch das ungünstigste Ergebnis verläuft.

$$k_t = \sigma_{Test} / f_{nm,Test}(t=26) = 2728 / 2887 = 0,944 \quad (3-26)$$

Es ergibt sich somit die Regressionsgerade nach Gleichung (3-27), welche in Abb. 3-14 orangefarben dargestellt ist.

$$f_{nm}(t) = -67,69 \cdot \ln(t) + 2945,5 \quad (3-27)$$

Alle Prüfergebnisse liegen auf oder oberhalb der kalibrierten Regressionsgeraden nach Gleichung (3-27). Am Schnittpunkt dieser Geraden mit dem blau dargestellten Zeitpunkt $t = 50$ Jahre kann ein Wert von

$$f_{nm,ud} = f_{nm,d}(50 \text{ Jahre}) = 2066 \text{ N/mm}^2 \quad (3-28)$$

abgelesen bzw. berechnet werden.

Es wird hier wiederholend darauf hingewiesen, dass die Randbedingungen der Prüfung hinsichtlich gleichzeitiger Wirkung von Temperatur, des pH-Werts und der Beanspruchungsniveaus deutlicher schärfer sind als unter realen Einbau- und Beanspruchungsbedingungen.

Für die Bemessung des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ im Grenzzustand der Tragfähigkeit darf die Festigkeit von $f_{nm,ud} = 2066 \text{ N/mm}^2$ nach Gleichung (3-28) nicht überschritten werden.

Der Bemessungswert der Kurzzeitfestigkeit $f_{nm,d}$ nach Gleichung (3-15) muss also mit einem Beiwert α_t nach Gleichung (3-29) zur Berücksichtigung der mit der Zeit abnehmenden Festigkeit der nichtmetallischen Bewehrung abgemindert werden.

$$\alpha_t = f_{nm,d}(t) / f_{nm,d} \quad (3-29)$$

$$\alpha_t = f_{nm,ud} / f_{nm,d} = 2066/2500 = 0,83 \quad (3-30)$$

Der Bemessungswert der Zugfestigkeit für 50 Jahre kann nach Gleichung (3-32) bestimmt werden.

$$f_{nm,d}(50a) = \alpha_t \cdot f_{nm,k} / \gamma_{nm,kurz} \quad (3-31)$$

$$f_{nm,ud} = 0,83 \cdot 3050 / 1,22 \quad (3-32)$$

Für die Bemessung kann für das „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ das Spannungs-Dehnungs Diagramm nach Abb. 3-15 zu Grunde gelegt werden.

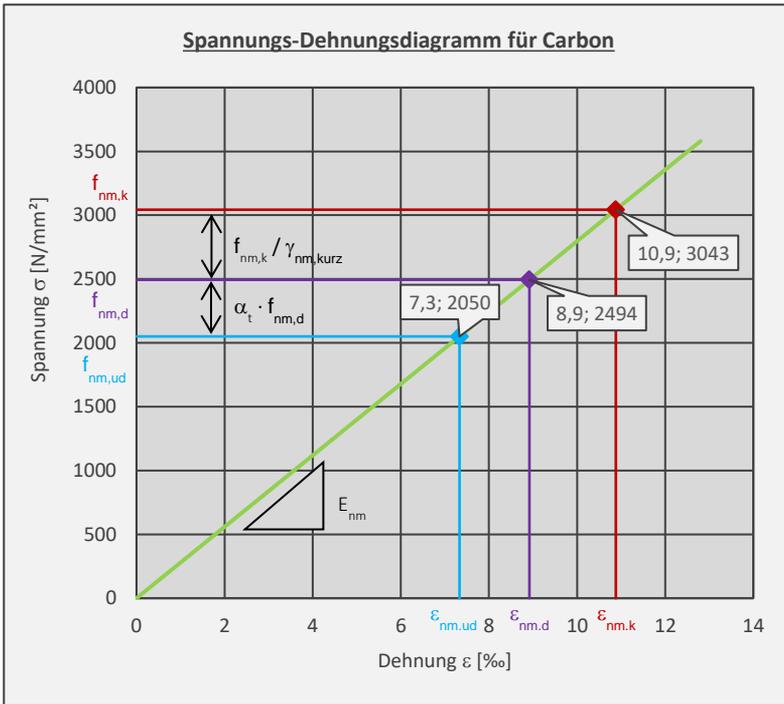


Abb. 3-15: Spannungs-Dehnungs Diagramm für das GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25

Anmerkungen:

Werden getränkte Rovings geprüft, die nicht aus dem Gelege entnommen sind, fehlt der Einfluss von Schädigungen, die im Herstellprozess entstehen können. Zudem fehlen die Einflüsse aus der Knotenbildung. Bei Prüfungen von Rovings, die aus der Kettrichtung entnommen werden, bleiben zudem die Einflüsse aus der Bindung sowie dem Wirkfadenmaterial unberücksichtigt.

In Dauerstandversuchen, die nicht mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ durchgeführt wurden, konnte vergleichend das Zusammenwirken bzw. eine Beeinflussung von Wirkfaden, Knotenbildung und Tränkungsmaterial beobachtet werden.

Da durch eine Dauerspannung Mikrorisse im Tränkungsmaterial entstehen können, ist das Eindringen von Ionen bis in das Innere der Rovings möglich. Diese können durch Kapillarwirkung bis in die Verankerungsstellen wandern und dort zusätzliche Schädigungen bis zum Kollaps herbeiführen. Es ist deshalb wichtig Dauerstandversuche unter dem Zusammenwirken aller der in diesem Kapitel beschriebenen Randbedingungen zu untersuchen. Es ist dringend davon abzuraten, Versuche spannungsfrei in alkalischem Milieu einzulagern und nach einer basischen Beanspruchungszeit herauszunehmen und im trockenen Zustand auf die Tragfähigkeit hin zu prüfen.

3.4 Dauerschwingversuch mit Spannungswechselbeanspruchung am Roving

3.4.1 Einleitung zum Dauerschwingversuch am Roving

Parkhauslasten werden nach DIN EN 1991-1-1 /DIN10b, DIN10c, DIN15a/ als vorwiegend ruhende Lasten eingeordnet. Da das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ industriell in Großserie mit zurzeit mehreren 10.000 Stück pro Jahr produziert wird und bisher für Carbonbeton in Verbindung mit einem Größtkorn von 16 mm der verwendeten Betonmatrix keine Erfahrungen und keine sicheren Grundlagen hinsichtlich Ermüdung vorhanden sind, werden zur Untersuchung der Sensibilität der Faserstränge bezüglich einer veränderlichen Spannung Versuche durchgeführt, um den sicheren Einsatz zu garantieren.

Rechnerisch wird die Carbonbewehrung für den in dieser Dissertation beschriebenen Anwendungsfall nicht beansprucht. Es wird deshalb für die definierten Lastniveaus für Ober- und Unterlast jeweils ein Versuch durchgeführt.

Zur Festlegung der Lastniveaus wird für die Parkhausdeckenplatte im Rahmen der statischen Untersuchung die Platte als gerissen angenommen. Es werden für die Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit die Spannungen in der Bewehrung für die ständige Last allein, die häufige und seltene Einwirkungskombination ermittelt und danach die daraus resultierenden Lastniveaus für Ober- und Unterlast gemäß Tabelle 3-10 festgelegt. Es werden Faserstränge aus der Tragrichtung, dem Schuss von der Bewehrungsmatte, geprüft.

3.4.2 Versuchsbeschreibung

Die zu prüfenden Faserstränge werden aus dem Bewehrungsgelege herausgetrennt, sodass Einflüsse aus Herstellprozess und Knoteneinflüsse mitberücksichtigt werden. Die herausgetrennten Faserstränge werden mit einer definierten Verankerungslänge von 14 cm in einem Betonwürfel einbetoniert. Der Betonwürfel wird verankert und am Faserstrang mit einer Ober- und Unterlast dynamisch gezogen. Abb. 3-16 zeigt die herausgetrennten und einbetonierten Faserstränge, sowie die im Versuchsstand eingebauten Probekörper.

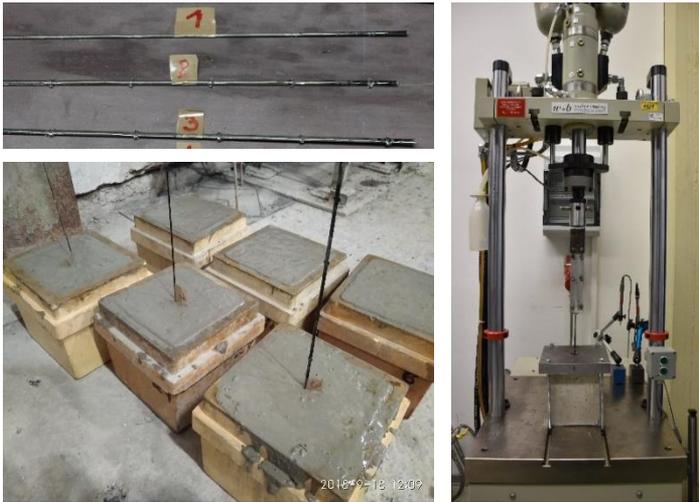


Abb. 3-16: Faserstränge aus dem Gelege, Prüfkörper und Versuchsaufbau

Die Versuche wurden in einer kalibrierten servohydraulischen Universalprüfmaschine (Zug/Druck, Firma Walter + Bai AG, Typ: LFV-5-PA Nennkraft 7,5 kN, Nennweg 50 mm) durchgeführt. Es wurden 2 Mio. Lastwechsel mit 8 Hz gefahren und im Anschluss die Resttragfähigkeit ermittelt.

Die nachstehende Tabelle 3-10 zeigt zu den Prüfkörpern die Ober- und Unterspannungen aus den zugehörigen Einwirkungskombinationen (EWK).

Die Spannungen sind mit der nominellen Querschnittsfläche des Rovings bzw. Faserstrangs $A_{nom,Rov} = 1,78 \text{ mm}^2$ ermittelt.

Versuch	Anzahl Lastwechsel	Oberer Wechselwert			Unterer Wechselwert		
		P_{Ober} [kN]	σ_{Ober} [N/mm ²]	EWK	P_{Unter} [kN]	σ_{Unter} [kN]	EWK
DSR-01	$2 \cdot 10^6$	1,81	1017	häufig	0,58	326	EG
DSR-02	$2 \cdot 10^6$	2,35	1320	selten	0,58	326	EG
DSR-03	$2 \cdot 10^6$	2,35	1320	selten	1,81	1017	häufig

Tabelle 3-10: Lastszenarien für Dauerschwingversuche am Faserstrang

Grafisch sind die Lastszenarien für die jeweils 2 Mio. Lastwechsel in Abb. 3-17 dargestellt.

Die Versuchsdauer der Versuche betrug jeweils 3 Tage. Die Probekörper waren bei Belastungsbeginn 70, 73 bzw. 76 Tage alt.

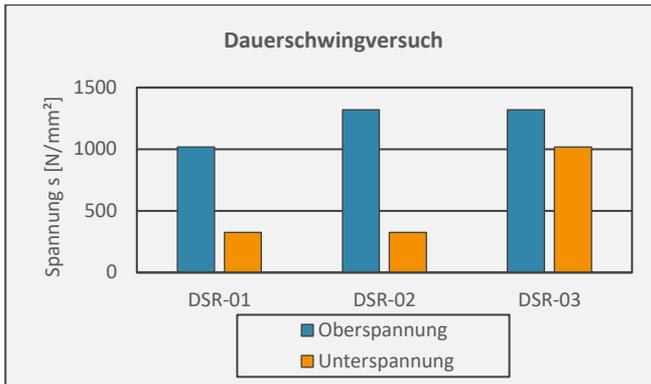


Abb. 3-17: Ober- und Unterspannungen der Prüfkörper

3.4.3 Ergebnisse der Dauerschwingversuche

Bei keinem der Versuchskörper kam es während der Spannungswechselbeanspruchung zum Versagen der Faserstränge und es trat während der 2 Mio. Lastwechsel kein sichtbarer Schlupf auf. Die Resttragfähigkeiten, Mittelwert und Standardabweichung der Versuche sind in nachstehender Tabelle 3-11 zusammengefasst. Bei allen drei Versuchskörpern versagte der Faserstrang in der freien Einspannlänge, siehe Abb. 3-18.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
2	Versuch	$P_{\text{Test,u}}$ [kN]	$P_{\text{mittel,u}}$ [kN]	σ_u [N/mm ²]	$\sigma_{\text{mittel,u}}$ [N/mm ²]	σ_x [N/mm ²]	$\sigma_{\text{mittel,u,stat}}$ [N/mm ²]	$\sigma_{x,stat}$ [N/mm ²]
3	DSR-01	6,16	6,6	3461	3706	219	4323	209
4	DSR-02	6,72		3775				
5	DSR-03	6,91		3882				

Tabelle 3-11: Ergebnisse der Dauerschwingversuche

In den Spalten 8 und 9 dieser Tabelle sind vergleichend auch der Mittelwert und die Standardabweichung der statischen Zugversuche aus Kapitel 3.2.2, Tabelle 3-5 enthalten.

Beim Vergleich der Mittelwerte aus den Resttragfähigkeiten der Dauerschwingversuche und den statischen Zugversuchen nach Spalte 6 bzw. 8 von Tabelle 3-11 kann festgestellt werden, dass die Resttragfähigkeit nach den Dauerschwingversuchen um ca. 15 % im Vergleich zu den statischen Zugversuchen kleiner ist. Beim Prüfkörper DSR-02 mit der größten Schwingbreite aus den Einwirkungskombinationen Eigengewicht und seltener Kombination und der daraus resultierenden Unter- und Oberspannung beträgt die Resttragzugfestigkeitsspannung 3775 N/mm². Sie liegt über dem Mittelwert der drei Prüfkörper und über der Restfestigkeit von Prüfkörper DSR-01, welcher mit deutlich kleinerer Schwingbreite geprüft wurde, vgl. Abb. 3-17.

Dieser Festigkeitsvergleich ist in Abb. 3-19 dargestellt.

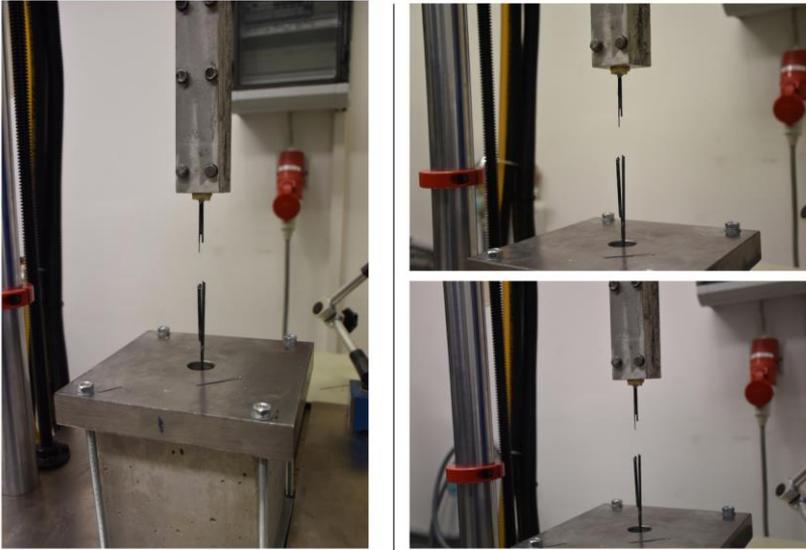


Abb. 3-18: Versagensbild bei Ermittlung der Resttragfähigkeit

Aus dem oben geschilderten Vergleich kann kein Einfluss einer Wechselbeanspruchung und auch keine Abhängigkeit der Restzugfestigkeit von der Schwingbreite festgestellt werden. Dieses Ergebnis, insbesondere unter Berücksichtigung der Tatsache, dass für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ ausschließlich quasi (ruhende) Belastungen anzusetzen sind, ist keine zusätzliche Reduktion von Festigkeiten erforderlich.

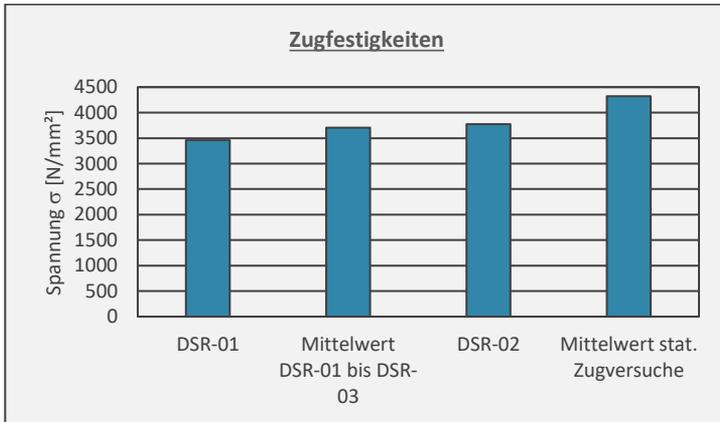


Abb. 3-19: Vergleich der Zugfestigkeiten von Dauerschwingversuchen und dem Durchschnitt der statischen Zugversuche

3.5 Beton

3.5.1 Vorbemerkungen

Bei allen Versuchen die im Rahmen des Carbonbetonprogramms von GOLDBECK GmbH durchgeführt wurden, handelt es sich um einen Beton nach DIN EN 206 /DIN13a/ in Verbindung mit DIN 1045-2 /DIN08a/. Also auch bei den Versuchen, welche nicht mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ durchgeführt wurden und im Rahmen dieser Arbeit nur in Anmerkungen eingegangen wird. Der Größtkorndurchmesser des Betons beträgt 16 mm. Der Beton ist in die Betonfestigkeitsklasse C45/55 einzustufen.

Das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ ist für den Betonangriff in die folgenden Expositionsklassen einzustufen.

Oberseite: XC4, DX3, XF4, WA

Unterseite: XC3, XF1, WF

Die Prüfungen der Betondruckfestigkeit erfolgte nach DIN EN 12390-3 /DIN09a/ und die des E-Modul gemäß DIN EN 12390-13 /DIN13b/.

3.5.2 Untersuchungsergebnisse

3.5.2.1 Würfeldruckfestigkeit

In einem Zeitraum von 2 Monaten wurden von 26 Produktionstagen die Betondruckfestigkeit nach 28 Tagen ermittelt. Die Prüfung erfolgte mit Würfeln mit einer Kantenlänge von 150 mm. Die Datentabelle hierzu befindet sich in Tabelle B.2-1im Anhang B.2.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 2-12 zusammengefasst.

n Werte	Mittelwert $m_x = f_{cm}$ [N/mm ²]	Standardabweichung σ [N/mm ²]	Variationskoeffizient V_x [%]	Kleinster Wert $f_{c,i,min}$ [N/mm ²]
48	63,4	4,5	7,11	55

Tabelle 3-12: Ergebnisse der Würfeldruckfestigkeitsprüfungen

Nach DIN EN 206 /DIN13a/ ergeben sich mit Tabelle 14 aus dieser Norm folgende Auswertung:

$$\text{Kriterium 1: } f_{ck,1} = f_{cm} - 1,48 \cdot \sigma = 63,4 - 1,48 \cdot 4,5 = 56,7 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-33)$$

$$\text{Kriterium 2: } f_{ck,2} = f_{c,i,min} + 4 = 55 + 4 = 59,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-34)$$

$$f_{ck} = \min \{f_{ck,1}; f_{ck,2}\} = 56,7 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-35)$$

Mit der Randbedingung

$$55 \leq 56,7 \leq 59,0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-36)$$

ist der Beton in die Festigkeitsklasse C45/55 einzuordnen.

3.5.2.2 Zylinderdruckfestigkeit

Die Betondruckfestigkeit f_c wurde an drei Zylindern nach DIN EN 12390-3 /DIN09b/ im Alter von 28 Tagen bestimmt. Die Prüfergebnisse sind in Tabelle 3-13 enthalten.

Probe	Abmessungen		Masse M [g]	Rohdichte ρ_{feucht} [kg/m ³]	Bruchlast $P_{\text{Test,u}}$ [kN]	Festigkeit f_c [N/mm ²]
	$\varnothing d$ [mm]	Höhe [mm]				
1	149,8	295,1	12348	2370	915,4	51,9
2	149,8	296,2	12453	2390	966,4	54,8
3	149,8	294,3	12321	2380	915	51,9
Mittelwert				2380	-	52,9

Tabelle 3-13: Zylinderdruckfestigkeit

3.5.2.3 E-Modul

Die Prüfung des E-Moduls erfolgte nach DIN EN 12390-13 /DIN13b/, mit dem Prüfregime nach Verfahren B. Die Druckfestigkeit f_c der Prüfkörper ist in der separaten Prüfung, siehe Kapitel 3.5.2.1, bestimmt. Somit ergibt sich für den Prüfverlauf folgendes Prüfregime:

Vorbelastungsspannung: $\sigma_p = 0,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $0,5 \leq \sigma_p \leq 0,15 \cdot f_c$ (3-37)

Obere Prüfspannung: $\sigma_a = 17,6 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_a = f_c/3$ (3-38)

Untere Prüfspannung: $\sigma_b = 0,5 \text{ [N/mm}^2\text{]}$ $\sigma_b = \sigma_p$ (3-39)

Mit:

$f_c = 52,9 \text{ N/mm}^2$ nach Tabelle 3-13

$\sigma_b = \sigma_p = 0,5 \text{ N/mm}^2$ (Nationale Fußnote N1 /DIN13b/)

Der Prüfverlauf kann nachstehender Abb. 3-20 entnommen werden.

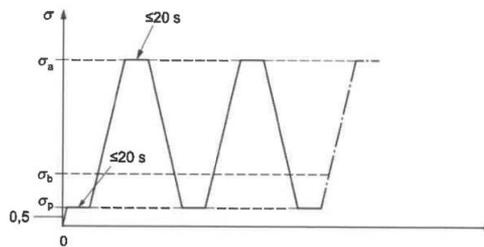


Abb. 3-20: Prüfverlauf – Verfahren B; Auszug Bild 3 /DIN13b/

Die Zusammenfassung der Prüfergebnisse des Elastizitätsmoduls kann Tabelle 3-14 entnommen werden. Die Messstrecke zur Erfassung der Dehnung ϵ betrug 100 mm.

Probe	Abmessungen		Masse M [g]	Rohdichte ρ_{feucht} [kg/m ³]	Spannung		Dehnung		E-Modul E _c [N/mm ²]
	Ø d [mm]	Höhe [mm]			σ_b [N/mm ²]	σ_a [N/mm ²]	ε_b [‰]	ε_a [‰]	
1	149,8	294,4	1232,5	2375	0,5	17,6	0,022	0,520	34300
2	149,8	296,3	12442	2383	0,5	17,6	0,02	0,515	34600
3	150,1	297,8	12603	2392	0,5	17,6	0,021	0,507	35300
Mittelwert				2383	-	-	-	-	34733
Standardabweichung									470,2

Tabelle 3-14: Bestimmung des E-Moduls

3.5.2.4 Druckfestigkeit nach E-Modul-Prüfung

Im Anschluss an die Prüfung des E-Moduls wurde die Betondruckfestigkeit gemäß DIN EN 12390-3 /DIN09a/, zum Nachweis der oberen Prüfspannung σ_a nach Gleichung (3-38) bestimmt. Für die gemessene Betondruckfestigkeit nach /DIN09a/ gilt eine zulässige Abweichung von $\pm 20\%$ bezogen auf die ermittelte Betondruckfestigkeit f_c , die zuvor nach /DIN09a/ ermittelt wurde um σ_a festlegen zu können.

Die Ergebnisse sind in Tabelle 3-15 zusammengefasst.

Probe	Abmessungen		Masse M [g]	Rohdichte ρ_{feucht} [kg/m ³]	Bruchlast P _{Test,u} [kN]	Festigkeit f _c [N/mm ²]
	Ø d [mm]	Höhe [mm]				
1	149,8	294,4	12325	2375	919,4	52,2
2	149,8	196,3	12442	2383	960,5	54,5
3	150,1	197,8	12603	2392	977,2	55,2
Mittelwert				2383	-	54,0
Standardabweichung						1,6
Abweichung von der Druckfestigkeit [%]						2,1

Tabelle 3-15: Druckfestigkeit nach E-Modul-Prüfung

Nach Tabelle 3-15 beträgt die Abweichung zur in Kapitel 3.5.2.2 (Tabelle 3-13) ermittelten Betondruckfestigkeit 2,1 % und beträgt nach /DIN13b/ etwa nur ein Zehntel als die oben beschriebenen und zulässigen $\pm 20\%$.

3.6 Carbonbeton

Nachdem in den Kapiteln 3.2 bis 3.4 Versuche an der Bewehrung und im Kapitel 3.5 der Beton betrachtet wurde, beinhaltet das Kapitel 3.6 Versuche, die sich mit dem Verbundwerkstoff Carbonbeton beschäftigen. Hierin sind Versuche beschrieben, die das Zusammenwirken zwischen der Carbonbewehrung und dem Beton beschreiben. Im darauffolgenden Hauptkapitel 3.7 wird dann die Parkhausdeckenplatte betrachtet.

3.6.1 Ausziehversuche

3.6.1.1 Einleitung

In den Ausziehversuchen soll die Verbundfestigkeit zwischen Bewehrung und Beton, also die pro Längeneinheit übertragbare Last ermittelt werden. Im Vergleich zu Stahlbewehrung, ist die im textilen Herstellverfahren produzierte nichtmetallische Bewehrung nicht profiliert. Es gibt keinen mechanischen Verbund, sondern lediglich Haft- und Reibungsverbund. Anders als bei Betonstahlbewehrung gibt es keinen direkten Zusammenhang zwischen dem statisch wirksamen Bewehrungsquerschnitt, der Rovingform und dem wirksamen Verbundumfang des Rovings.

Speziell für textile Bewehrungen wurden Ausziehversuche standardisiert, siehe Kapitel 2.1.1.1.

Insbesondere die Dicke der Prüfkörper (Abb. 2-6) sind mit 9 mm Dicke für Feinbetone ausgelegt. Die Kräfte im Versuch werden hier zunächst auf die Betonfläche aufgebracht und durch den Beton in den Roving übertragen. Da die Versuchskörper relativ dünn sind, kann es im Versuch zum Spalten des Betons führen. Solches Spaltverhalten kann zum Beispiel in Aufsätzen von Fachzeitschriften wie Stahl- und Stahlbetonbau / *Prei 18, Bie 18*/ weiterführend nachgelesen werden. Dieses Phänomen wird häufig auch in ähnlich konzipierten Dehnkörperversuchen (Abb. 2-5) beobachtet. Insbesondere dann, wenn Verbundeigenschaften mit hochfesten Feinbetonen untersucht werden.

3.6.1.2 Beschreibung der Roving-Ausziehversuche

Die zuvor beschriebenen Versuchskörper von Kapitel 3.6.1.1 sind zwar auf Grund der kleinen Probendicke, für Bewehrungsgelege in Verbindung mit Feinbeton geeignet, jedoch nicht für normalfeste Betone mit einem Größtkorn größer als 4 mm. Bei 9 mm Probenkörperdicke und 4 mm Größtkorn ist unter der Voraussetzung, dass sich das Größtkorn vor und hinter dem Bewehrungsgelege befindet, die Probendicke bereits ausgeschöpft. Es verbleibt dann ein Millimeter Bewehrungsdurchmesser bzw. Gelegedicke, inklusive Tränkungsmaterial.

Zur Ermittlung der Verbundfestigkeit werden deshalb Versuchskörper nach untenstehender Abb. 3-21 gefertigt und geprüft.

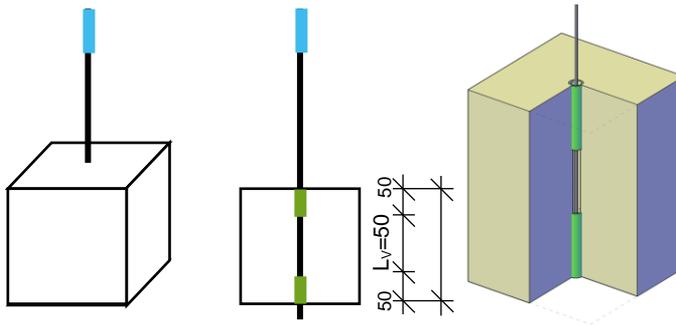


Abb. 3-21: Schematische Darstellung Auszieh-Versuchskörper

Bei den Versuchskörpern werden Faserstränge (Schussrichtung) aus dem Bewehrungsgelege herausgetrennt und mittig in einem Betonwürfel mit der Kantenlänge 150 mm einbetoniert. Der Betonwürfel ist nicht bewehrt. Da die Rovings aus dem Bewehrungsgelege heraus entnommen werden, werden eventuelle Schädigungen im Knotenbereich, welche sich negativ auf die Tragfähigkeit auswirken können, miterfasst. Bei den Fasersträngen ist darauf zu achten, dass die Kette vollständig vom Schuss abgetrennt wird, ohne den Schuss zu beschädigen. Seitliche Restüberstände der Kette können sich mit dem Beton verzahnen und die Verbundeigenschaften verbessern. Dieser Effekt soll auf der sicheren Seite liegend unberücksichtigt bleiben.

Bei den grün dargestellten Bereichen in Abb. 3-21 ist der Beton konstruktiv von der Bewehrung getrennt, so dass in diesen Bereichen kein Kraftfluss zwischen Faserstrang und Beton möglich ist. Es bleibt somit eine klar definierte Verbundlänge von $L_V = 50$ mm. Das obere Ende des Rovings (blau dargestellt) wird in Halbschalen eingeklebt und in die Prüfmaschine eingespannt. Der Betonwürfel wird rückverankert und am blauen Ende gezogen.

Die Verbundfestigkeit wird mit verschiedenen Temperaturen geprüft, um einen eventuellen Einfluss der Temperatur auf die Verbundfestigkeit zu beobachten. Das ist wichtig, weil an heißen Sonnentagen in der Parkhausdeckenplatte in Höhe der Bewehrung kurzfristig durchaus Temperaturen von bis zu 65 °C erreicht werden können, siehe Kapitel 3.3.1.

Es wurden Temperatur-Verbund-Versuche mit den Temperaturen $T = 20, 50, 80, 120$ und 150 °C gefahren.



Abb. 3-22: Eingeklebter Roving (links) und Versuchsaufbau mit Ofen (rechts)

Die Versuchskörper wurden zunächst mindestens 24 Stunden lang in einer Klimakammer gelagert, in welcher die vorgesehene Prüftemperatur herrschte. Ziel war es den Beton komplett auf die Prüftemperatur zu durchwärmen, damit an der Bewehrung tatsächlich die zu prüfende Temperatur vorherrschte. Die Versuche wurden in einem regelbaren Ofen der Firma PYROTEC Brennofenbau GmbH aus Osnabrück (Typ: PY 56 HD, Leistung: 4,5 kW, maximale Temperatur: 1320 °C) durchgeführt.

Die Zugbeanspruchung wurde mit Hilfe eines kalibrierten servohydraulischen Universalprüfzylinders der Firma Mannesmann Rexroth AG (Zug/Druck, Typ: CGS280/D100/100, Nennkraft: 100 kN, Nennweg: 300 mm) erzeugt und in den Probekörper eingetragen. Die Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 3 mm/min.

Für die Temperaturmessung kamen Thermoelemente des Typs K zum Einsatz; für die Messung des Schlupfes zwei induktive Wegaufnehmer/Tauchanker des Typs WLG10LR der Firma MESSOTRON GmbH & Co KG. Einer tastete von einer unabhängigen Messbasis von unten auf den Betonkörper; der andere von unten gegen die Stirnseite der Faser. Die Differenz aus beiden Messwerten ergibt den Schlupf.

Die Messwerte wurden mit dem Messverstärker Autolog 3000 und der zugehörigen Datenerfassungssoftware Autosoft 3000 der Fa. Peekel Instruments GmbH aufgezeichnet; die Abtastrate betrug 2 Hz.

3.6.1.3 Ergebnisse der Ausziehversuche

In nachstehender Abb. 3-23 sind die Last-Schlupf-Kurven aller Versuchskörper aufgezeigt. Diagramme getrennt nach Temperatur befinden sich im Anhang B.4.

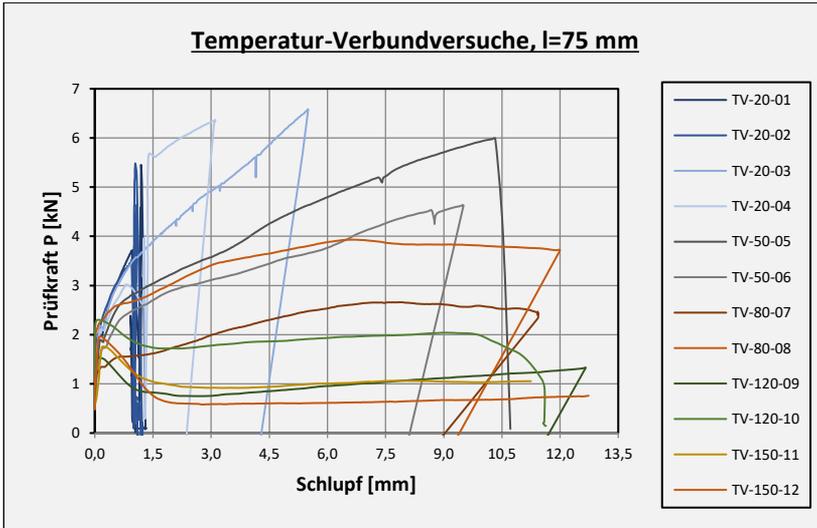


Abb. 3-23: Last-Schlupf-Kurven

Die Prüfergebnisse sind in Tabelle 3-16 zusammengefasst.

Nr.	Versuch	Temp. [°C]	$P_{Test,u}$ [kN]	P_{Mittel} [kN]	$\sigma_{Test,u}$ [N/mm ²]	$\sigma_{Mittel,u}$ [N/mm ²]	Schubfluss T [N/mm]	Schubfluss T_{Mittel} [N/mm]
1	TV-20-01	20	5,46	5,97	3067	3354	109,2	119,4
2	TV-20-02		5,48		3079		109,6	
3	TV-20-03		6,58		3697		131,6	
4	TV-20-04		6,36		3573		127,2	
5	TV-50-05	50	5,99	5,31	3365	2980	119,8	106,1
6	TV-50-06		4,62		2596		92,4	
7	TV-80-07	80	2,66	3,30	1494	1851	53,2	65,9
8	TV-80-08		3,93		2208		78,6	
9	TV-120-09	120	1,53	1,92	860	1076	30,6	38,3
10	TV-120-10		2,30		1292		46,0	
11	TV-150-11	150	1,76	1,86	989	1045	35,2	37,2
12	TV-150-12		1,96		1101		39,2	

Tabelle 3-16: Prüfergebnisse der Temperatur-Verbundversuche

Die Spannungen σ in Tabelle 3-16 wurden mit der nominellen Querschnittsfläche des Rovings von $A_{nom,Rov} = 1,78 \text{ mm}^2$ ermittelt.

Bei den Versuchen Nr. 3 und Nr. 4 nach Tabelle 3-16 bei einer Prüftemperatur von 20 °C ist festzuhalten, dass die Rovings, nach Auftreten eines Schlupfes gerissen sind. Das bedeutet, dass bei diesen Versuchen die Zugfestigkeit der Rovings bei Raumtemperatur voll ausgenutzt und die Verbundlänge von $L_V = 50 \text{ mm}$ ausreicht, um die volle Zugfestigkeit in diesen beiden Versuchen im Beton zu verankern.

Nach Abb. 3-23 kann tendenziell auch festgehalten werden, dass der gemessene Schlupf umso größer ist, je größer die Prüftemperatur ist. Das liegt darin begründet, dass mit zunehmender Temperatur das Tränkungsmaterial weicher wird. Die auf den Roving aufgebrauchte Zylinderlast wird nicht gleichmäßig auf den gesamten Querschnitt des Rovings übertragen. Die Tränkung kann die Beanspruchung nicht von den äußeren Filamenten, die durch Verbundspannungen mit dem Beton in Wechselwirkung stehen, zu den inneren Filamenten weiterleiten. Zudem bildet die Tränkung die Grenzfläche von den äußeren Filamenten zum Beton. Wenn das Tränkungsmaterial weich wird, wird der Verbund gestört und die Relativverschiebungen zwischen Bewehrung und Beton nehmen zu. Ein Modell, das den Lastabtrag zwischen Beton über die Tränkung zu den äußeren Filamenten des Rovings und von den äußeren Filamenten zu den innen liegenden Filamenten beschreibt, kann in der Dissertation von Oliver Bruckermann /Bru07/ und weiterführender Literatur zum Beispiel von Ohno und Hannant /Ohn94/ nachgelesen werden.

Die Prüflast P bezogen auf die definierte Verbundlänge L_V ergibt nach Gleichung (3-40) den Schubfluss T .

$$T = P / L_V \text{ [N/mm]} \tag{3-40}$$

In Tabelle 3-16 ist sowohl der Schubfluss T für jeden Einzelversuch, als auch der Mittelwert des Schubflusses T_{Mittel} , als gemittelter Wert für jeweils ein Temperaturniveau ausgewertet. Die gemittelten Werte des Schubflusses sind in Abb. 3-24 grafisch dargestellt.

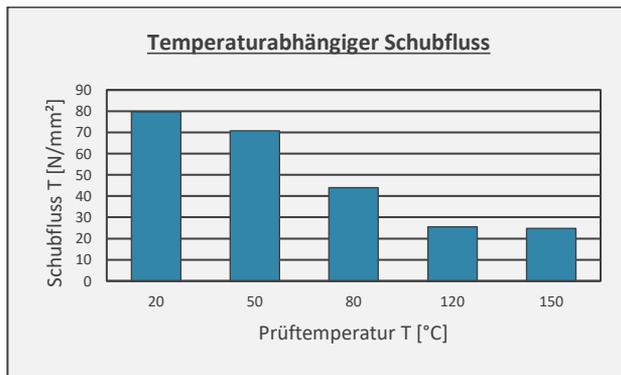


Abb. 3-24: Prüfergebnisse des temperaturabhängigen Schubfluss

Die lineare Regressionsgerade der Mittelwerte des Schubflusses wird gemäß Abb. 3-25 (blaue Gerade) in Abhängigkeit von der Temperatur mit Gleichung (3-41) beschrieben.

$$T(x) = -0,7033 \cdot x + 132,47 \tag{3-41}$$

In der nachfolgenden Tabelle 3-17 ist die Differenz zwischen der Funktion $T(x)$ und dem Messwert T_{Mittel} als Absolutwert aufgezeigt. Die größte Abweichung liegt mit

$$\Delta = 10,29 \text{ N/mm} \tag{3-42}$$

bei der Temperatur von 80 °C vor.

Die Gleichung wird deshalb mit dem Verhältniswert $k = 0,865$ nach Gleichung (3-43) für 80 °C faktorisiert.

$$k = 65,92 / 76,21 = 0,865 \quad (3-43)$$

X	20	50	80	120	150	[°C]
T(x)	118,4	97,31	76,21	48,07	27,00	[N/mm]
T _{Mittel}	119,41	106,10	65,92	38,34	37,16	[N/mm]
ABS (Δ)	1,01	8,79	10,29	9,73	10,16	[N/mm]

Tabelle 3-17: Differenz Δ zwischen Messwert T_{Mittel} und Funktion T(x)

Die kalibrierte Gleichung T_k(x) ist in Gleichung (3-44) beschrieben und als orangefarbene Gerade in Abb. 3-25 dargestellt.

$$T_k(x) = -0,608 \cdot x + 114,59 \text{ [N/mm]} \quad (3-44)$$

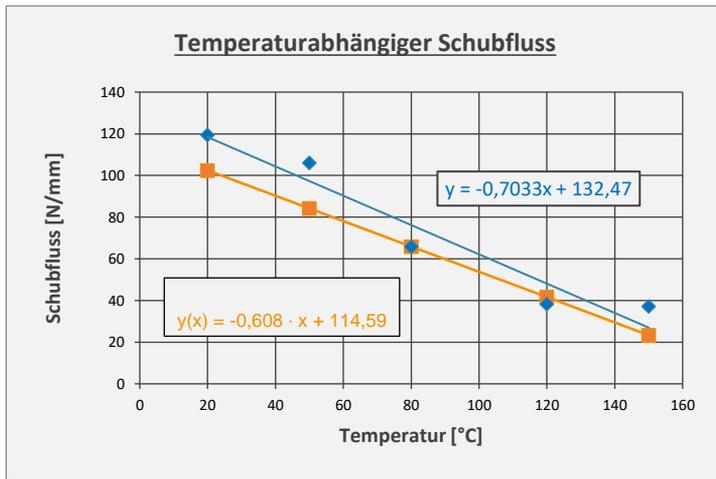


Abb. 3-25: Schubfluss als Funktion der Temperatur

Die Messwerte liegen mit Ausnahme vom Messpunkt T_{Mittel} (120 °C) auf bzw. über der Geraden. Die Abweichung bei 120 °C zwischen kalibrierter Regressionsgerade und Messwert beträgt ca. 8 %. Die Einsatztemperatur, die im Dauerstandversuch in den Kapiteln 3.3.2 bis 3.3.4.2 festgelegt und geprüft wurde beträgt 75°C. Die Regressionsgerade nach Gleichung (3-44) liegt im Bereich der Einsatztemperatur bis 75°C auf der sicheren Seite, so dass 8 % Abweichung bei 120°C vertretbar sind.

Die Verbundfestigkeit bzw. der Schubfluss zwischen Beton und Bewehrung kann in Abhängigkeit von der Temperatur für die Parkhausdeckenplatte und der vorgesehen Einsatztemperatur bis $T = 65 \text{ °C}$ mit Gleichung (3-44) bestimmt werden.

3.6.2 Verankerungsversuche

3.6.2.1 Einleitung

Die Verbundfestigkeit und das Verbundverhalten, das auch Rissabstand und Rissweite beschreibt, von textiler Bewehrung ist vom Tränkungsmaterial und der Beschaffenheit des Faserstränge abhängig. Von vielen Forschern wurden Pull-out-Versuche (Abb. 3-26) und Dehnkörperversuche (Abb. 3-27) durchgeführt, um das Verbundtragverhalten von Fasersträngen zu untersuchen. Es sei hier auf die Literatur von Bruckermann, Molter, Voss und Jesse /Bru07, Mol05, Vos08 und Jes09/ verwiesen. In den Versuchen dieser Literatur wurde stets Feinbeton verwendet.

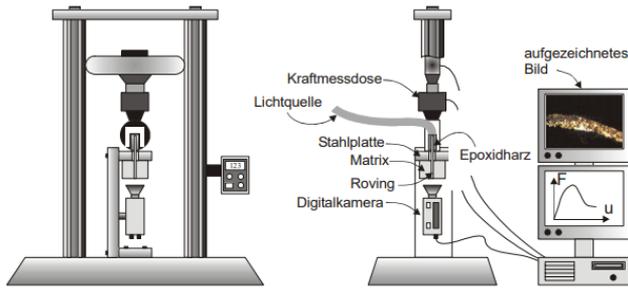


Abb. 3-26: Pull-out-Versuch (aus /Vos08/)

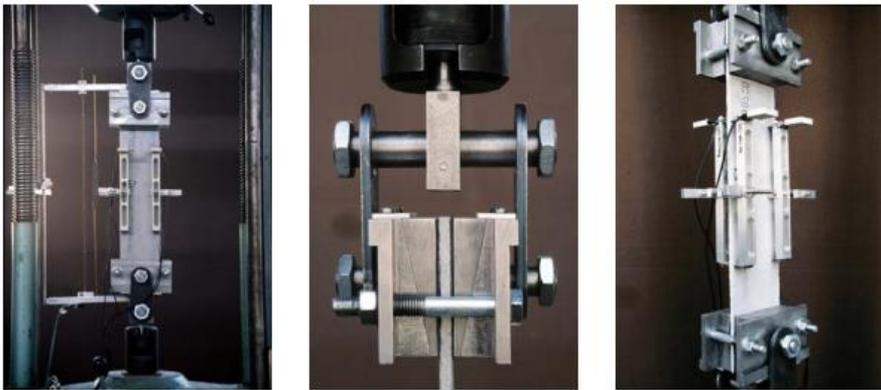


Abb. 3-27: Dehnkörperversuche (aus Dissertation Jesse /Jes09/)

In Dehnkörperversuchen wird häufig Wegspalten oder Abplatzen des Betons von der Bewehrung beobachtet. Aber auch in Biegeversuchen wird teilweise dieses Phänomen als großflächiges Abplatzen der Betondeckung beobachtet, Abb. 3-28.



Abb. 3-28: Großflächige Betonabplatzungen (Bild aus /Prei18/)

Abplatzungen, auch großformatig, werden häufig bei Feinbetonen in Verbindung mit engmaschigen textilen Bewehrungsstrukturen und steifen Tränkungsmaterialien beobachtet. Man kann sich vorstellen, dass der Beton durch die Bewehrung in Schichten geteilt ist. Zudem gibt es durch das Feinkorn quasi keine Verzahnungen zwischen den Schichten (siehe Abb. 2-13). Der Einfluss unterschiedlicher Tränkungsmaterialien auf das Verbundverhalten wurde von Lorenz /Lor14/ untersucht.

In den in Kapitel 3.6.1 beschriebenen Auszieh- oder auch Pull-Out-Versuchen war der Roving in einem Betonwürfel mit der Kantenlänge 150 mm einbetoniert. Es lag umseitig eine Betondeckung von ca. 75 mm vor. Die nominelle Betondeckung der Parkhausdeckenplatte beträgt $c_{nom} = 21$ mm und ist somit deutlich kleiner als die umgebende Betondicke in den zuvor beschriebenen Ausziehversuchen.

3.6.2.2 Beschreibung der Versuchskörper

Verankerungsversuche, wie sie hier beschrieben werden, werden als 4-Punkt Biegeversuche an kleinen Betonplatten in Anlehnung an EC 4 /DIN10e/ durchgeführt. Dabei kommt der Beton mit der gleichen Betonrezeptur zum Einsatz, wie er bei allen Versuchen im Rahmen dieser Arbeit verwendet wurde, um Parkhausdeckenplatten industriell mit Carbonbeton zu fertigen. Das Größtkorn beträgt 16 mm.

Eine Zeichnung zum Versuchskörper ist in Abb. 3-29 dargestellt. Bilder zum Herstellen der Versuchskörper und Versuchsdurchführung befinden sich im Anhang B.5.

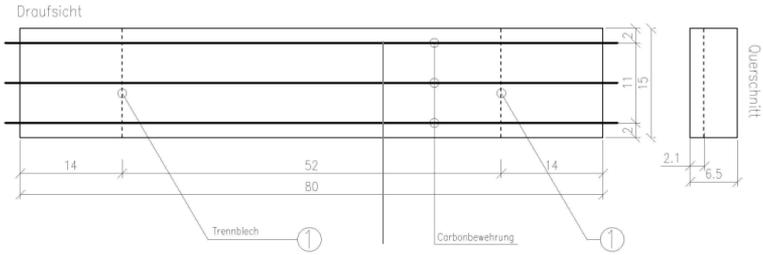


Abb. 3-29: Schalplan Versuchskörper für Verankerungsversuche

Im Versuchskörper sind drei Faserstränge über die gesamte Länge vorgesehen. Die Faserstränge sind aus dem Bewehrungsgelege herausgetrennt worden; es handelt sich um den Schuss. Die Schalform wird an den Enden mit Styrodurstreifen begrenzt. In diesen können die Rovings fixiert werden und haben den Vorteil, dass die Bewehrung somit ohne Toleranzen oder Betondeckung bis zum tatsächlichen Ende der Versuchskörper reicht. Im Abstand von 14 cm von den Enden sind Trennbleche als sogenannte Risseinleitungsbleche einbetoniert. Die Blechhöhe beträgt 21 mm und entspricht der Betondeckung c_{nom} der Parkhausdeckenplatte. Die Rovings liegen auf den Rissblechen und werden mittig noch einmal mit einem Abstandhalter von 21 mm unterstützt und gegen seitliche Verschiebungen daran fixiert. Die Schalung mit Rissblechen, Rovings, Abstandhalter und Styrodurstreifen ist in nachstehender Abb. 3-30 abgebildet.



Abb. 3-30: Bewehrte Schalung für Verankerungsversuche gem. Abb. 3-29

Bei der Dimensionierung der Versuchskörper ist darauf zu achten, dass kein Betonversagen maßgebend wird. Also kein Betondruck- oder Betonschubversagen. Um Schubzugversagen zu vermeiden, sollte der Abstand L_v zwischen den Versuchskörperenden und den Risseinleitungsblechen auf maximal $2,5 \cdot d$ begrenzt werden.

$$L_v \leq 2,5 \cdot d \tag{3-45}$$

Aus der Bauteilhöhe h lässt sich die statische Höhe d ableiten; dabei ist h so auszulegen, dass kein Betondruckversagen auftritt. Aus der Anzahl der Rovings und

deren Zugfestigkeit kann die Bauteilhöhe h für die Versuchskörper dimensioniert werden.

3.6.2.3 Versuchsbeschreibung

Als Versuchsaufbau wird ein 4-Punkt Biegeversuch gewählt. Der Versuchskörper ist statisch bestimmt gelagert. Die durch den Prüfzylinder aufgebrachte Last P wird durch eine Traverse, die ebenfalls statisch bestimmt auf dem Versuchskörper lagert, symmetrisch als Linienlast über die Breite des Versuchskörpers eingeleitet. Die Lasteinleitung erfolgt an den Stellen über den Risseinleitungsblechen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 3-31 dargestellt.

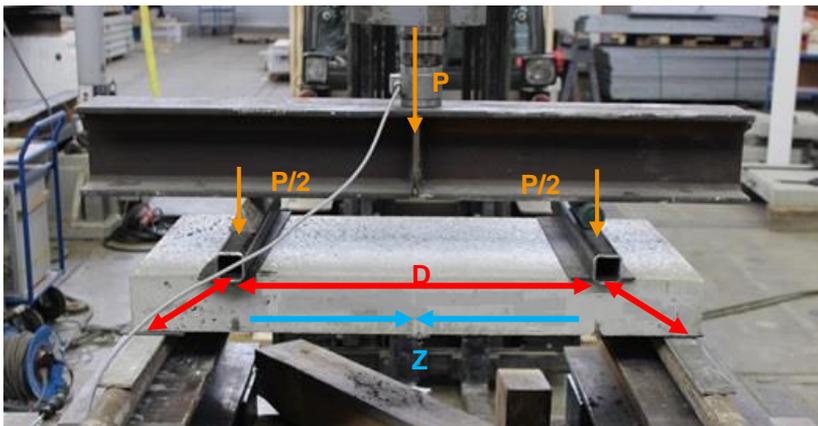


Abb. 3-31: Lastabtrag im Versuchsstand

Durch die Risseinleitungsbleche ist eine klar definierte Verankerungslänge L_v der Bewehrung gegeben, in welcher die in der Bewehrung auftretenden Zugkräfte in den Beton eingeleitet und verankert werden. Die Versuchskörper sind nach Kapitel 3.6.2.2 so konzipiert, dass sich die innere Druckkomponente D , die mit der Zugkomponente Z im Gleichgewicht steht, direkt auf das Auflager abstützen kann.

Der Versuchsaufbau ist in Abb. 3-32 schematisch dargestellt und vermaßt.

Die Versuche wurden weggesteuert gefahren.

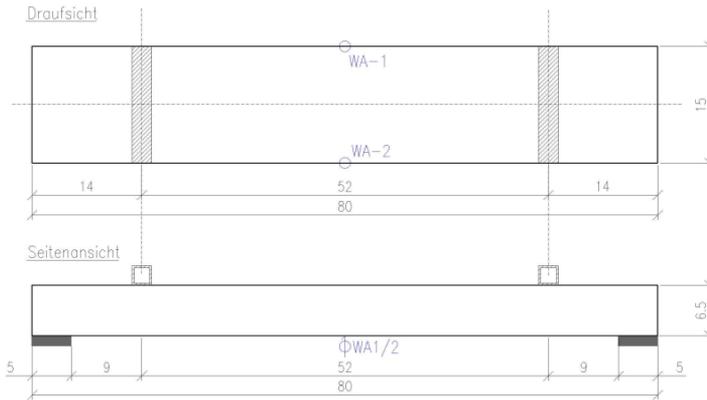


Abb. 3-32: Prüfkörper im Versuchsstand mit Bemaßung

Die Versuchskörper sind so auszulegen, dass Betonversagen ausgeschlossen wird. Bei der Bewehrung können deshalb folgende Versagensmechanismen auftreten:

- Durch nicht ausreichende Betondeckung kann es zum Abplatzen der Betondeckung und zum Versagen des Verbundes führen.
- Die Verankerungslänge L_V im „Schubblock“ ist nicht ausreichend und es kommt zum Verbundversagen durch Herausziehen der Faserstränge.
- Die Bewehrung kann reißen, wenn sie im Bereich der Verankerungslänge L_V voll verankert ist und die Zugfestigkeit erreicht wird.

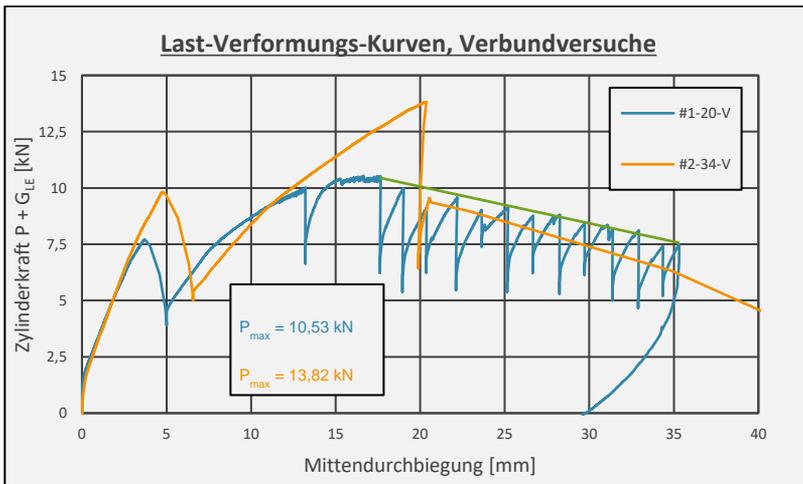


Abb. 3-33: Unterschiedliche Versagensmechanismen

Ein Abplatzen der Betondeckung (wie es zum Beispiel in Abb. 3-28 zu sehen ist) konnte in keinem Versuch beobachtet werden. Weder im Rahmen der in dieser Arbeit beschriebenen Versuche, für die Bewehrung „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“, noch für im Vorfeld durchgeführten Versuchen mit anderen Tränkungsmaterialien und anderen Bewehrungsstrukturen. Bei allen Versuchen wurde ein Beton der Festigkeitsklasse C45/55 mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm verwendet.

Anmerkung:

Bei den in Abb. 3-33 dargestellten Kurven handelt es sich um Bewehrungsstrukturen, die nicht mit Epoxidharz, sondern mit einer sogenannten SBR-Beschichtung getränkt waren. Es sind die Versagensmechanismen nach b) in der blauen Kurve und nach c) in der orangefarbenen Kurve dargestellt.

Orangefarbene Kurve:

Es ist der Lastabfall nach dem Erstriss bei ca. 10 kN zu sehen und im Anschluss die Laststeigerung bis zum Erreichen der Maximallast von $P_{max} = 13,8$ kN. Es kommt zum Versagen eines Faserstrangs und die Last fällt auf ca. 7,5 kN ab. Im Anschluss kann sie noch einmal auf ca. 2/3 von P_{max} , auf ca. $P = 9$ kN hochgefahren werden, weil 2 der 3 Faserstränge noch intakt sind. Es kommt dann zum schlagartigen Reißen beider Faserstränge und zum Versagen des Versuchskörpers.

Blaue Kurve:

Es kommt bei Erreichen der Betonzugfestigkeit zum Erstriss in ca. der Feldmitte des Versuchskörpers. Bei ca. $P = 10$ kN ist der Haftverbund an einem Rissblech gelöst, es kommt bei $P_{max} = 10,53$ kN zum Lösen des Haftverbundes am zweiten Rissblech. Im Anschluss folgen in nahezu äquidistanten Verformungsabständen Lastabfälle; nämlich jedes Mal, wenn der Reibverbund zwischen Faserstrang und Beton im „Schubblock“ überwunden wird. Da sich die Faserstränge dann jedes Mal um das gleiche Maß aus dem Beton ziehen, was gleich der Rissweite bedeutet, steht im Schubblock weniger Reib- bzw. Verbundlänge zur Verfügung. Eine Gerade entlang der Spitzen des abfallenden Astes (grüne Gerade) bildet das Reibgesetz zwischen Beton und Faserstrang ab.

3.6.2.4 Versuchsergebnisse

Vorab kann festgehalten werden, dass bei allen hier beschriebenen Versuchen mit Fasersträngen aus dem Bewehrungsgelege „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ kein Verbundversagen auftrat, sondern die Faserstränge nach Erreichen ihrer Zugfestigkeit versagten. Die Last-Verformungskurven der Versuche sind in Abb. 3-34 dargestellt. Im vergrößerten Ausschnitt zum Belastungsbeginn in Abb. 3-35 zeigen sich bei jedem Versuch zwei Lastabfälle beim Lösen des Haftverbundes zwischen Beton und den beiden Risseinleitungsblechen. Erst dann steigt die Last und das Rissbild kann sich einstellen.

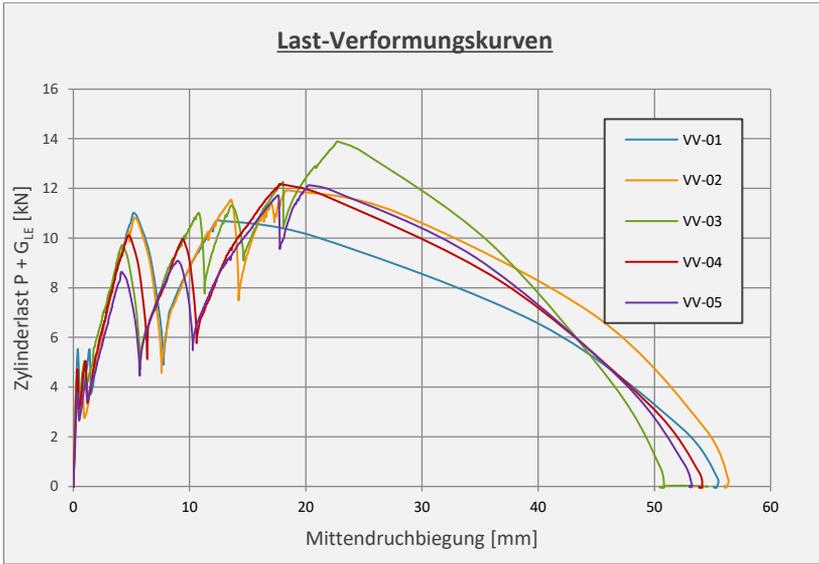


Abb. 3-34: Last-Verformungskurven der Verbundversuche

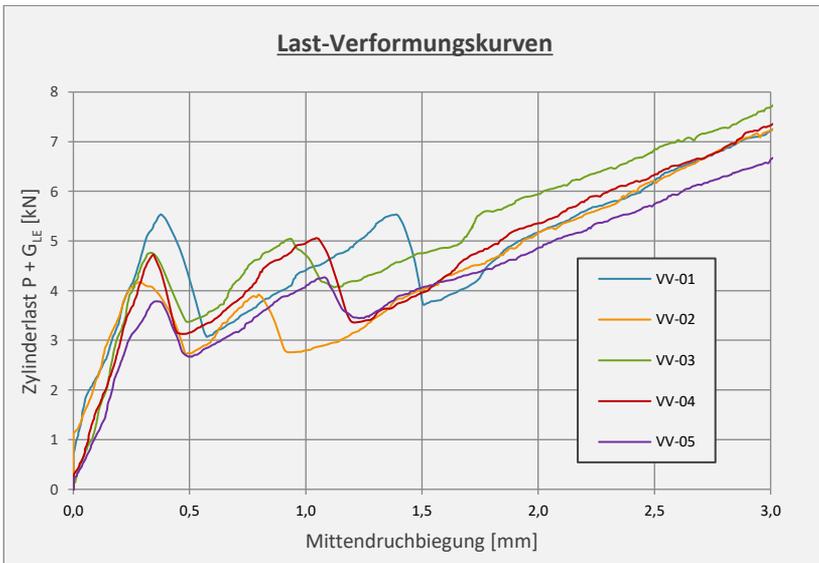


Abb. 3-35: Gezoomerter Ausschnitt von Abb. 3-34

Mit dem in Kapitel 3.6.2.2 beschriebenen Lastabtrag und der Versuchsgeometrie nach Abb. 3-31 kann die Beanspruchung der Rovings infolge der äußeren Last P und dem Eigengewicht mit dem inneren Hebelarm berechnet werden.

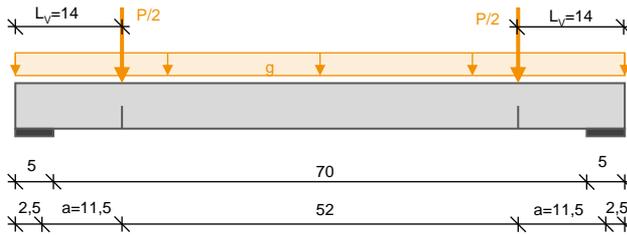


Abb. 3-36: Schematischer Versuchskörper mit Bemaßung

Mit dem inneren Hebelarm z nach Gleichung (3-46) lassen sich die Druckkomponente in der Betondruckzone und die Zugkomponente in der Bewehrung ermitteln. Auf der sicheren Seite liegend wird zur Ermittlung der inneren Kräfte die statische Höhe d nicht mit dem üblichen Faktor 0,90, sondern 0,95 multipliziert.

$$z = 0,95 \cdot d \text{ [mm]} \quad (3-46)$$

Gemäß Abb. 3-32 und Abb. 3-36 ist die Zugkraft der Bewehrung im Beton mit der definierten Schub- bzw. Verankerungslänge L_V zu verankern. Die Auflagerkräfte A und B des Versuchskörpers sind gleich groß und berechnen sich im symmetrischen und statisch bestimmten Versuchsaufbau nach Gleichung (3-47).

$$A = B = g \cdot l / 2 + 0,5 \cdot (P + G_{LE}) \text{ [kN]} \quad (3-47)$$

Das Biegemoment $M(x=a)$ über den Risseinleitungsblechen im Anstand L_V vom Versuchskörperende bzw. im Abstand a vom Auflager errechnet sich aus Eigengewicht und Zylinderlast nach Gleichung (3-48) bzw. (3-49).

$$M(x=a) = A \cdot a - \frac{g \cdot a^2}{2} \text{ [kNm]} \quad (3-48)$$

Mit A nach Gleichung (3-47):

$$M(x=a) = \left(\frac{g \cdot l}{2} + 0,5 \cdot (P + G_{LE}) \right) \cdot a - \frac{g \cdot a^2}{2} \text{ [kNm]} \quad (3-49)$$

Die an der Stelle $x = a$ auftretende Zugkraft Z in der Bewehrung kann nach Gleichung (3-50) ermittelt werden, in dem das an der Stelle $x = a$ vorherrschende Biegemoment nach Gleichung (3-49) durch den inneren Hebelarm z nach Gleichung (3-46) dividiert wird.

$$Z(x=a) = \frac{\left(\frac{g \cdot l}{2} + 0,5 \cdot (P + G_{LE}) \right) \cdot a - \frac{g \cdot a^2}{2}}{0,95 \cdot d} \text{ [kN]} \quad (3-50)$$

Die resultierende Zugkraft Z der Bewehrung wird im Versuch über die Länge L_V eingeleitet bzw. verankert. Die Zugkraft Z pro Faserstrang bei Erreichen der Bruchlast P_u bezogen auf die Länge L_V ist der auftretende gemittelte Schubfluss. Er kann mit Gleichung (3-51) berechnet werden.

$$T_{\text{Faserstrang}} = \frac{\left(\frac{g}{2} + 0,5 \cdot (P_u + G_{LE}) \right) \cdot a - \frac{g \cdot a^2}{2}}{0,95 \cdot d \cdot n \cdot L_V} \text{ [N/mm]} \quad (3-51)$$

Mit:

$g = 0,187 \text{ kN/m}$ Eigengewicht (mit $\rho = 24 \text{ kN/m}^3$)

$G_{LE} = 0,23 \text{ kN}$

P_u Bruchlast

$a = 11,5 \text{ cm}$ Abstand von Mitte Auflager bis zur Lasteinleitung (Rissblech)

$d = 4,4 \text{ cm}$ statische Höhe

$n = 3$ Anzahl der Rovings

$L_V = 14 \text{ cm}$ Schublänge

Durch Einsetzen von Gleichung (3-49) in Gleichung (3-51) kann der Schubfluss als Mittelwert über L_V wie folgt bestimmt werden:

$$T_{\text{Roving}} = Z / (n \cdot L_V) \text{ [N/mm]} \quad (3-52)$$

Bei Erreichen der Bruchlast P_u kann die Bruchspannung im Roving $\sigma_{u,\text{Rov}}$ mit der nominellen Querschnittsfläche $A_{\text{nom,Rov}} = 1,78 \text{ mm}^2$ (nach Gleichung (3-11)) berechnet werden.

Wie in Kapitel 3.6.1.1 beschrieben, gibt es bei textiler Bewehrung keinen Zusammenhang zwischen Querschnittsfläche und Durchmesser. Setzt man jedoch einen ideellen kreisrunden Querschnitt voraus und bezieht die Kräfte der Bewehrung auf $A_{\text{nom,Rov}}$, also ohne Berücksichtigung des Tränkungsmaterials, so lässt sich auf die Verankerungslänge L_V eine mittlere Verbundspannung τ_{Verbund} nach Gleichung (3-53) berechnen.

$$\tau_{\text{Verbund}} = T / (2 \cdot \pi \cdot r) \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (3-53)$$

Mit: $r = \sqrt{A_{\text{nom,Rov}}/\pi} \text{ [mm]} \quad (3-54)$

Die Versuchsergebnisse sind in der Tabelle 3-18 zusammengefasst.

Versuch	Alter [Tage]	$P_{u,\text{Test}}$ [kN]	$M_{u,\text{Test}}$ [kNcm]	$\sigma_{u,\text{Rov}}$ [N/mm ²]	T [N/mm]	τ_{Verbund} [N/mm ²]	Versagen Rov/Verb
VV-01	56	11,00	67,62	3033	38,5	8,2	Rov
VV-02	56	11,44	70,15	3147	40,0	8,5	Rov
VV-03	56	13,90	84,29	3781	48,0	10,2	Rov
VV-04	56	12,18	74,40	3338	42,4	9,0	Rov
VV-05	56	12,13	74,12	3325	42,2	8,9	Rov

Tabelle 3-18: Versuchsergebnisse der Verankerungsversuche

Als Versagenskriterium bleibt das Versagen der Faserstränge (Rov) auf ihre Zugfestigkeit hin festzuhalten; also kein Verbundversagen. Ein Abplatzen der Betondeckung bei dem verwendeten Beton mit einem Größtkorn von 16 mm konnte ebenfalls in keinem Versuch beobachtet werden. Das heißt, dass mit Bezug auf die Ergebnisse aus Kapitel 3.6.1.3 für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ eine Verankerungslänge von

$$L_V = 140 \text{ mm} \quad (3-55)$$

als sicher ausreichend angesehen werden darf, um die Bewehrung 100 % zu verankern.

3.6.3 Verankerungsversuche unter Dauerlast

In Kapitel 3.6.1 wurde gezeigt, dass die Verbundfestigkeit mit zunehmender Temperatur abfällt. In einer FE-Simulation (siehe Kapitel 3.3.1) konnten bei dem Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ in Höhe der Bewehrung Temperaturen bis 65 °C nachgewiesen werden. Darauf aufbauend wurden Dauerstandversuche unter 75 °C gefahren, siehe Kapitel 3.3.3.

Um zu untersuchen, ob eine dauerhaft aufgebrachte Beanspruchung in Kombination mit hohen Temperaturen zu einem Verankerungsversagen führt, wurden unter Nutzung des gleichen Versuchsaufbaus wie in Kapitel 3.6.2 Dauerstandversuche mit drei identischen Probekörpern durchgeführt. Die Temperatur betrug während der Dauerbeanspruchung 75 °C. Die Versuche wurden in einer Klimakammer durchgeführt und die Dauerlast mit einer Totlast durch Hebelmechanismus aufgebracht. Die Dauerbeanspruchung erzeugte in den Rovings der Prüfkörper eine Spannung von $\sigma = 2050 \text{ N/mm}^2$ und lag somit auf dem Niveau des Bemessungswertes $f_{\text{rm,ud}}$ nach 50 Jahren, gemäß Abb. 3-15. Die Probekörper hatten bei Belastungsbeginn ein Alter von 23 Tagen.

Die Dauerbeanspruchung wurde für einen Zeitraum in Anlehnung an Kapitel 3.3 von 75 Tagen (1800 Stunden) aufgebracht.

Die nachstehende Abb. 3-37 zeigt einen Versuchskörper im beheizten Prüfraum.



Abb. 3-37: Verankerungs-Dauerstandversuch in Klimakammer

Nach 75 Tagen wurden die Versuchskörper ausgebaut. Auf eine Prüfung hinsichtlich Resttragfähigkeit wurde im Rahmen dieser Untersuchung verzichtet. Bei keinem Versuchskörper ist ein Verankerungsversagen aufgetreten.

Mit den zuvor beschriebenen Ergebnissen im Kapitel 3.6 brauchen für eine Verankerung des Bewehrungsgeleges „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ keine Abminderungen für eine vollständige Verankerungslänge von

$$L_v = 140 \text{ mm} \quad (3-56)$$

vorgenommen zu werden.

3.7 Parkhausdeckenplattenversuche

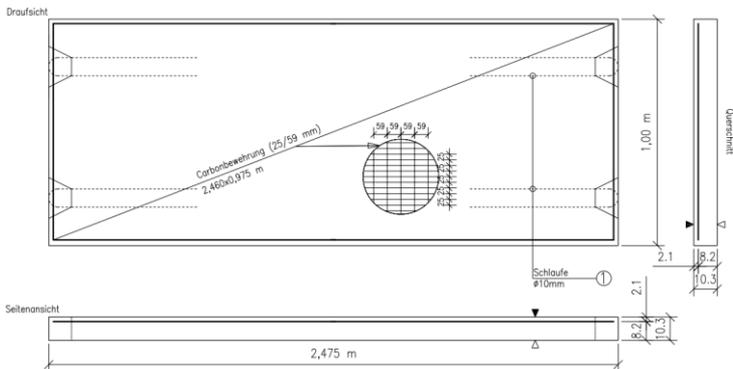
3.7.1 Einleitung

In den Kapiteln 3.2 bis 3.6 wurden die Carbonbewehrung, der Beton sowie das Zusammenwirken der beiden Materialien in zahlreichen Versuchen untersucht und beschrieben. Im Folgenden wird das Tragverhalten der Parkhausdeckenplatte experimentell untersucht. Dabei werden statische 4-Punkt-Biegeversuche, ein dynamischer Versuch sowie Querkrafttragfähigkeit und Einzellasten an Versuchskörpern im Maßstab 1:1 durchgeführt. Die Parkhausdeckenplatten sind im Raster von 2,50 m auf Stahlverbundträgern gelagert. Die Betonfertigteileplatten haben eine Nennbreite von 2,50 m und sind $h_c = 10,3$ cm hoch. Es werden stets Plattenstreifen von einem Meter Breite und Originalspannweite $l = 2,43$ m geprüft.

Da die Fertigteildeckenplatten über Stahlschlaufen, Kopfbolzendübel auf dem Stahlverbundträger und örtlichem Fugenverguss im Stoßbereich kraftschlüssig als Stahlverbundkonstruktion verbunden werden, werden auch in den Versuchskörpern die Schlaufen im Abstand von $e = 60$ cm vorgesehen, um eventuelle Einflüsse für das Tragverhalten der mit Carbon bewehrten Parkhausdeckenplatte beobachten zu können.

Ein Schal- und Bewehrungsplan der Versuchskörper für die Parkhausdeckenplattenversuche, sowie schematischer Versuchsaufbau ist in Abb. 3-38 dargestellt. Alle Versuchskörper waren mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ bewehrt. Die Betondeckung betrug

$$c = 21 \text{ mm.} \tag{3-57}$$



Die Versuche dienen dazu die einzelnen Bauteilwiderstände R_d für die Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie Durchstanzen zu definieren. Bei dem in dieser Arbeit untersuchten Bauteil handelt es sich um ein Bauelement als Systembauteil gemäß Kapitel 2.3 mit stets den gleichen Abmessungen, der gleichen Spannweite, den gleichen äußeren Beanspruchungen, den gleichen Lagerungsbedingungen, der gleichen Betonrezeptur, mit Zuschlägen aus stets dem gleichen Steinbruch und gleichen industriellen Produktionsbedingungen. Es ist ein Bauelement des Gesamttragwerks vom Bausystem GOBACAR®.

Somit kann die Herleitung der Widerstände bzw. die Auswertung nach EC 0 /DIN10a/ Anhang D.7 unter Einbezug der Kapitel D.3 und D.5 erfolgen.

Alternativ könnte man die Deckenplattenversuche nach Kapitel D.8 von EC 0 /DIN10a/ auswerten, wenn man die Streuungen der einzelnen Einflussparameter im Widerstandmodell berücksichtigt.

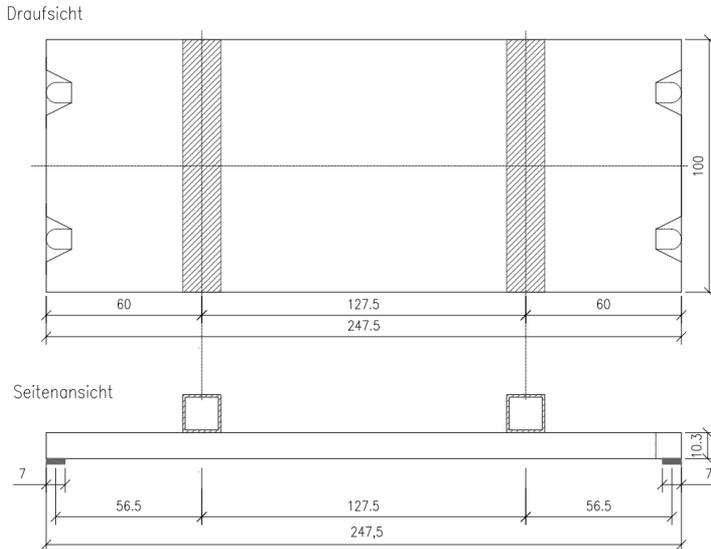


Abb. 3-38: Schal- und Bewehrungsplan, schematischer Versuchsaufbau

3.7.2 Biegeversuche

3.7.2.1 Statische 4-Punkt-Biegeversuche

Die Biegeversuche wurden mit dem in Abb. 3-38 und Abb. 3-39 dargestellten statischen System und Versuchsaufbau durchgeführt.



Abb. 3-39: Versuchsaufbau, Deckenplatte im Prüfstand

Weitere Bilder sind im Anhang B.6 und B.7 enthalten.

Die Belastung wurde mit Hilfe eines kalibrierten servohydraulischen Universalprüfzylinders (Zug/Druck, Fa. Walter + Bai AG, Typ D40-400/320/250-HS, Nennkraft 400 kN, Nennweg 250 mm) erzeugt und über eine Kalotte in die lastverteilenden Traversen ($G_{LE} = 1,2 \text{ kN}$) eingetragen. Die Belastung erfolgte weggesteuert bis zum Versagen des Bauteils mit einer Belastungsgeschwindigkeit von $v = 0,5 \text{ mm/s}$. Messgrößen waren dabei Kraft und Weg des Prüfzylinders, sowie die Mittendurchbiegung der Deckenplatte. Die Durchbiegung wurde mit Hilfe von zwei kalibrierten potentiometrischen Seilwegsensoren WS10ZG der Firma ASM GmbH erfasst. Die Messwerte wurden mit einem Messverstärker Quantum X und der Datenerfassungssoftware catman AP der Firma HBM aufgezeichnet.

Die Versuche erfolgten unter Normalbedingungen. Das Datum von Herstellung und Prüfung sowie Alter der Probekörper sind in Tabelle 3-19 ausgewiesen.

Versuch	Produktionsdatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
DP-BV-01	19.07.2018	13.09.2018	56
DP-BV-02	16.10.2018	20.11.2018	35
DP-BV-03	23.07.2018	13.09.2018	52
DP-BV-04	23.07.2018	13.09.2018	52
DP-BV-05	17.10.2018	20.11.2018	34
DP-BV-06	17.10.2018	20.11.2018	34

Tabelle 3-19: Probekörper und Alter der Deckenplattenbiegeversuche

In Abb. 3-40 sind Last-Verformungskurven der sechs Biegeversuche dargestellt. Die Versuche zeigen ein ausgeprägtes Rissverhalten. Am Ende des Kapitels werden in Abb. 3-44 die Rissbilder exemplarisch für die ersten drei Versuche aufgezeigt. Alle Rissbilder sind im Anhang B.7 dokumentiert.

In keinem Versuch wurde ein Versagen nach dem Erstriss festgestellt. Die Durchbiegung w wurde in Feldmitte gemessen und stellt den Mittelwert der zwei Wegsensoren dar.

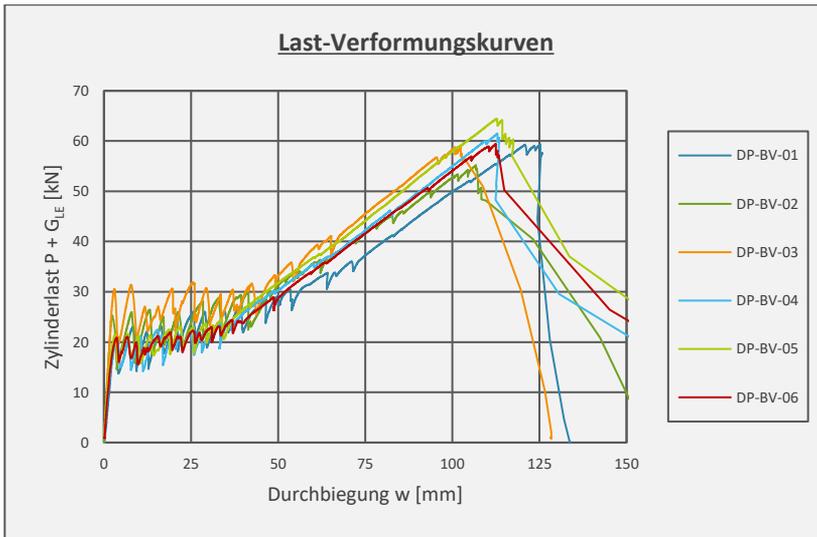


Abb. 3-40: Last-Verformungskurven, statische Biegeversuche

Eine Zusammenfassung der Ergebnisse ist in den folgenden zwei Tabellen enthalten. In Tabelle 3-21 sind die Ergebnisse bei der Erstrissbildung dargestellt und in Tabelle 3-21 die Ergebnisse bei Erreichen der Bruchlast $P_{u,Test}$.

Bei der Ermittlung der Momentenbeanspruchung M_{Riss} bzw. M_u in Feldmitte ist das Biegemoment aus Eigengewicht mit einer Rohdichte des Betons von

$$\rho_{\text{Beton}} = 24,5 \text{ kN/m}^3 \tag{3-58}$$

berücksichtigt. Zudem ist das Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur G_{LE} enthalten.

Probekörper	P_{Riss} [kN]	w_{Riss} [mm]	M_{Riss} [kNm/m]	$\sigma_{Rov,Riss}$ [N/mm ²]	w / l [-]
DP-BV-01	20,57	3,1	8,12	1465	792
DP-BV-02	25,18	2,4	9,44	1705	1010
DP-BV-03	30,59	3,1	11,00	1985	792
DP-BV-04	20,55	3,7	8,11	1464	654
DP-BV-05	21,53	3,2	8,39	1515	752
DP-BV-06	21,05	6,7	8,26	1490	362

Tabelle 3-20: Ergebnisse bei Erstrissbildung

Probekörper	$P_{u,Test}$ [kN]	w_u [mm]	M_u [kNm/m]	$\sigma_{Rov,u}$ [N/mm ²]	w / l [-]
DP-BV-01	59,4	125,3	19,27	3479	19
DP-BV-02	55,1	106,7	18,06	3260	23
DP-BV-03	58,8	100,8	19,10	3449	24
DP-BV-04	61,8	112,9	19,89	3590	21
DP-BV-05	64,4	112,8	20,72	3740	22
DP-BV-06	59,5	112,5	19,30	3484	22

Tabelle 3-21: Ergebnisse bei Erreichen der Traglast

Bei Erreichen der Bruchlast ist die kleinste und größte Durchbiegung gemäß Tabelle 3-21 mit 100,8 mm bzw. 125,3 mm zu beziffern. Bezogen auf die Spannweite $l = 2,40$ m kann für die Versuche folgendes Kriterium festgehalten werden:

$$l/24 \leq w \leq l/19 \tag{3-59}$$

Die Deckenplatten zeigen mit der gewählten Carbonbewehrung ein großes Verformungsvermögen, was als Duktilität angesehen werden kann. In Tabelle 3-20 und Tabelle 3-21 sind bei den Werten w_{Riss} bzw. w_u die Durchbiegungen infolge Eigengewicht nicht berücksichtigt. Die Zahlenwerte stellen ausschließlich die Durchbiegungen infolge der Zylinderlasten P dar.

Die nachfolgenden drei Bilder zeigen exemplarisch das Verformungsverhalten der Decke, ein abgeschlossenes Rissbild und die geborstene Deckenplatte mit gerissener Bewehrung, Abb. 3-41, Abb. 3-42 und Abb. 3-43. Entgegen den Beobachtungen mit Feinbeton oder hochfesten Betonen, oft in Verbindung mit engmaschigen Gelegen, zeigt sich bei dem verwendeten Beton mit Größtkorn 16 mm kein Abplatzen der Betondeckung in Form von großflächigem schollenartigen Lösen des Betons (Delaminieren) bei großen Verformungen vor Erreichen der Traglast, vgl. Abb. 3-28 .

Weiteres Bildmaterial zu Deckenplattenversuchen auf Biegung befinden sich im Anhang B.7.



Abb. 3-41: Große Durchbiegung vor Erreichen der Traglast



Abb. 3-42: Abgeschlossenes Rissbild, keine Abplatzungen (Delaminieren) bei großen Verformungen



Abb. 3-43: Zwei halbe Platten nach Reißen der Bewehrung

Mit dem statischen System nach Abb. 3-38 errechnet sich die Momentenbeanspruchung in Feldmitte zu:

$$M(x=l/2) = \frac{g \cdot l^2}{8} - A \cdot \frac{l}{2} + (P + G_{LE}) \cdot \left(\frac{l}{2} - a\right) \quad [kNm/m] \quad (3-60)$$

Mit:

g =	2,52	[kN/m]	Eigengewicht
l =	2,43	[m]	Spannweite
A =	3,66 + P	[kN]	Auflagerlast
G _{LE} =	1,2	[kN]	Eigengewicht Lasteinleitungsstruktur
P		[kN]	Zylinderlast
a =	56,5	[cm]	Abstand vom Auflager zur Lasteinleitung

Aus Biegemoment M und dem inneren Hebelarm z kann bezogen auf die Querschnittsfläche der Bewehrung die Spannung im Faserstrang σ_{ROV} ermittelt werden.

Auf der sicheren Seite liegend kann der innere Hebelarm z wie üblich nicht mit 0,9·d, sondern nach Gleichung (3-61) mit 0,95·d zu

$$z = 0,95 \cdot d = 77,9 \text{ [mm]} \tag{3-61}$$

bestimmt werden. Ebenfalls auf der sicheren Seite liegend kann die statische Höhe aus der Differenz zwischen Bauteildicke h_c und der Betondeckung c_{nom} berechnet werden. Dabei wird die halbe getränkte Faserstrangdicke vernachlässigt.

$$d = h_c - c_{nom} = 103 - 21 = 82 \text{ [mm]} \tag{3-62}$$

Der Abstand der Faserstränge beträgt pro Meter äquidistant 25 mm. Die Spannung im Faserstrang σ_{Rov} kann mit Einbezug von Gleichung (3-11) wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_{Rov} = \frac{M \cdot 1000000}{z \cdot (1000/25) \cdot A_{nom,Rov}} \text{ [N/mm}^2\text{]} \tag{3-63}$$

Mit folgenden Einheiten:

M [kNm]

z [mm]

$A_{nom,Rov}$ [mm²]

Für die Ermittlung eines Bemessungswiderstandes für die Biegetragfähigkeit M_{Rd} können die Biegetragfähigkeiten der Versuche statistisch in Analogie zu Kapitel 3.2.2.1 mit den Gleichungen (3-5) bis (3-9) ausgewertet werden.

Dabei wird entsprechend Kapitel 3.2.2.1 nicht mit dem tatsächlichen Variationskoeffizienten, sondern mit $V_x = 0,10$ gerechnet. Die nachfolgende Tabelle 3-22 zeigt die tabellarische Auswertung der Formeln.

Nr.	Versuch	M = x _i [kNm/m]	ln x _i	ln (x _i - m _y) ²	(x _i - m _x) ²
1	DP-BV-01	19,27	2,9585	0,0000	0,014
2	DP-BV-02	18,06	2,8937	0,0049	1,769
3	DB-BV-03	19,10	2,9497	0,0002	0,084
4	DB-BV-04	19,89	2,9902	0,0007	0,250
5	DB-BV-05	20,72	3,0311	0,0045	1,769
6	DB-BV-06	19,30	2,9601	0,0000	0,008
	Σ:	116,3	17,8	0,0104	3,9

$m_x = 19,39$ $m_y = 2,9639$ Anzahl n = 6 $s_x^2 = 0,78$ $s_x = 0,88$ $V_x = s_x / m_x = 0,10$	$S_{y,bekannt} = 0,0998$ $S_{y,unbekannt} = 0,0456$ $k_{n,bek.,D.7.2} = 1,77$ $k_{n,unbek.,D.7.2} = 2,18$ $k_{n,bek.,D.7.3} = 3,33$ $k_{n,unbek.,D.7.3} = 6,36$	$X_{k,bek.,D.7.2} = 15,96 \text{ [kNm/m]}$ $X_{k,unbek.,D.7.2} = 15,16 \text{ [kNm/m]}$ $X_{d,bek.,D.7.3} = 12,93 \text{ [kNm/m]}$ $X_{d,unbek.,D.7.3} = 7,06 \text{ [kNm/m]}$
		$\gamma_{theo,bek.} = 1,23$ $\gamma_{theo,unbek.} = 2,15$

Tabelle 3-22: Auswertung der Biegetragfähigkeit

Der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit M_{Rd} mit bekannten Vorinformationen berechnet sich mit Gleichung (3-5) zu:

$$X_d = M_{Rd} = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 12,93 \text{ [kNm/m]} \tag{3-64}$$

Mit:

$$\eta_d = 1,0$$

$$m_x = 19,39$$

$$k_n = 3,33$$

$$V_x = 0,10$$

Bei den Deckenplattenversuchen handelt es sich um Versuche im Maßstab 1:1, also mit Originalspannweite und -plattendicke. Ebenso sind in den Versuchskörpern die Originalmaterialien, wie Betonmatrix und Bewehrungsgitter verwendet. Auch sind die Stahlschlaufen zum Anschluss der Betonfertigteildeckenplatten an den Stahlverbundträger mit angeordnet. Selbst der Produktionsprozess wurde beim Herstellen der Versuchskörper 1:1 angewandt. Die Parkhausdeckenplatten sind als statisch bestimmtes Einfeldsystem berechnet und die Versuchskörper genauso gelagert. Für die Übertragbarkeit der Ergebnisse auf die Ausführung kann dies als auf der sicheren Seite liegend angesehen werden, weil sich im Tragwerk eine Endverdrehung der Fertigteileplatten auf Grund benachbarter Deckenplatten und Fugenverguss nicht einstellen kann. Zusammenfassend kann somit festgehalten werden, dass es in der Versuchsanordnung keine Modellunsicherheiten gibt und der zugehörige Faktor η_d , wie oben festgehalten, mit 1,0 berücksichtigt wird.

Carbonbewehrung korrodiert nicht. Eine Begrenzung der Rissweite ist deshalb nicht erforderlich. Zur Einschätzung des Trag- und Verbundverhaltens sind ergänzend zu den Last-Verformungskurven in nachstehender Abb. 3-44 die Rissbilder und Rissabstände exemplarisch für drei Biegeversuche aufgezeigt. Weitere Rissbilder befinden sich im Anhang B.7. Für die Einschätzung werden hier lediglich die Mittelwerte der Deckenplattenversuche von DP-BV-01 bis DP-BV-06 betrachtet.

Die Carbonbewehrung hat eine eher glatte Oberfläche; sie ist nicht profiliert. Zur Einschätzung der Rissbilder wird nach EC 2 /DIN11a, DIN13c/ der maximale Rissabstand s_{\max} nach Gleichung (3-65) ermittelt.

$$s_{\max} = 1,3 \cdot (h_c - x) \text{ [mm]} \quad (3-65)$$

Mit dem Mittelwert der Bewehrungsspannung nach Tabelle 3-21

$$\sigma_{\text{Rov,u}} = 3500 \text{ N/mm}^2 \quad (3-66)$$

kann die Betondruckzonenhöhe x zu

$$x = 7,6 \text{ mm} \quad (3-67)$$

berechnet werden.

Der maximale Rissabstand errechnet sich mit Gleichung (3-65) zu

$$s_{\max} = 124 \text{ mm.} \quad (3-68)$$

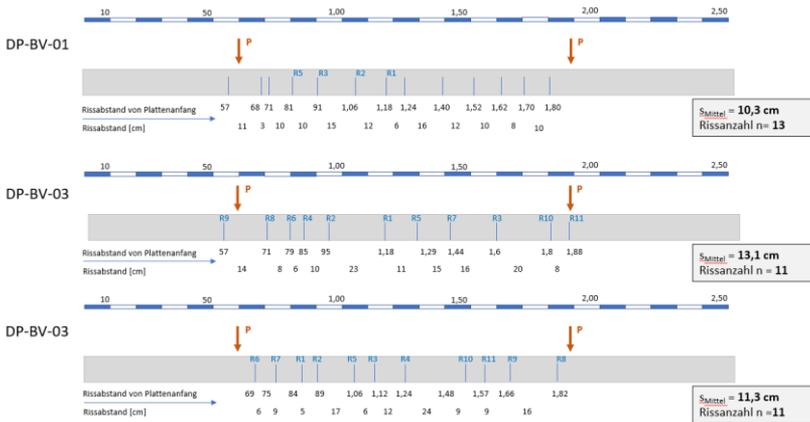


Abb. 3-44: Rissbilder mit mittleren Rissabständen und Rissanzahl

Der Mittelwert der Rissabstände von sechs Biegeversuchen aus Anhang B.7 beträgt

$$s_{Mittel} = \frac{103+131+113+103+125+120}{6} = 116 \text{ [mm]} \quad (3-69)$$

und wird mit Gleichung (3-68) gut abgeschätzt. Es wird deshalb unterstellt, dass das Rissverhalten, das mit dem Verbundverhalten zwischen Bewehrung und Konstruktionsbeton zusammenhängt, für das GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25 mit den Regelungen nach EC 2 /DIN11a, DIN13c/ abgeschätzt werden kann.

3.7.2.2 Dynamischer 4-Punkt-Biegeversuch

Bereits in Kapitel 3.4 sind dynamische Versuche beschrieben. Hier wurde festgestellt, dass weder die Verbundwirkung zwischen Faserstrang und Beton noch die Zugfestigkeit selbst durch eine Dauerschwingbeanspruchung signifikant beeinflusst werden.

Obwohl die Lasten für Parkbauten nach /DIN10b, DIN10c, DIN15a/ als vorwiegend ruhend einzustufen sind, wird trotzdem ein dynamischer Biegeversuch an einer Deckenplatte mit Originalspannweite, gemäß Abb. 3-38 und Abb. 3-39 durchgeführt.

Im Vergleich zu den beschriebenen zentrischen Zugprüfungen nach Kapitel 3.4 wird die Deckenplatte in einem dynamischen Versuch auf Biegung beansprucht. Eventuell zusätzliche Beanspruchungen, wie zum Beispiel durch Umlenkkkräfte hervorgerufene Querdruckspannungen am Faserstrang im Bereich eines Risses, welche den Verbund oder den Faserstrang zusätzlich schädigen könnten, können in diesem Versuch miterfasst und beurteilt werden.

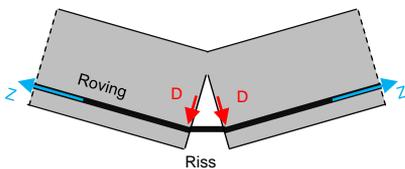


Abb. 3-45: Querdruckspannungen infolge Kraftumlenkung im Riss

Die Deckenplatte wird zunächst in den Zustand II versetzt und dann mit 2 Mio. Lastwechsel beansprucht. Die Oberlast P_{Ober} ist bei dem Versuch so ausgelegt, dass in der Bewehrung die Spannungen aus der häufigen Bemessungssituation für eine Radlast von $\sigma_{\text{ROV}} = 1000 \text{ N/mm}^2$ nach /DIN10b, DIN10c, DIN15a/ abgebildet werden. Als Unterlast war das Eigengewicht allein wirksam.

Im Anschluss an 2 Mio. Lastwechsel wurden zusätzlich noch einmal 10000 Lastwechsel gefahren. Dabei bildete die Oberlast P_{Ober} in der Bewehrung die Spannungen aus der seltenen Einwirkungskombination ($\sigma_{\text{ROV}} = 1170 \text{ N/mm}^2$) ab. Unterlast war auch hier allein das Eigengewicht. Der Versuch wurde mit einer Frequenz von $f = 1 \text{ Hz}$ gefahren.

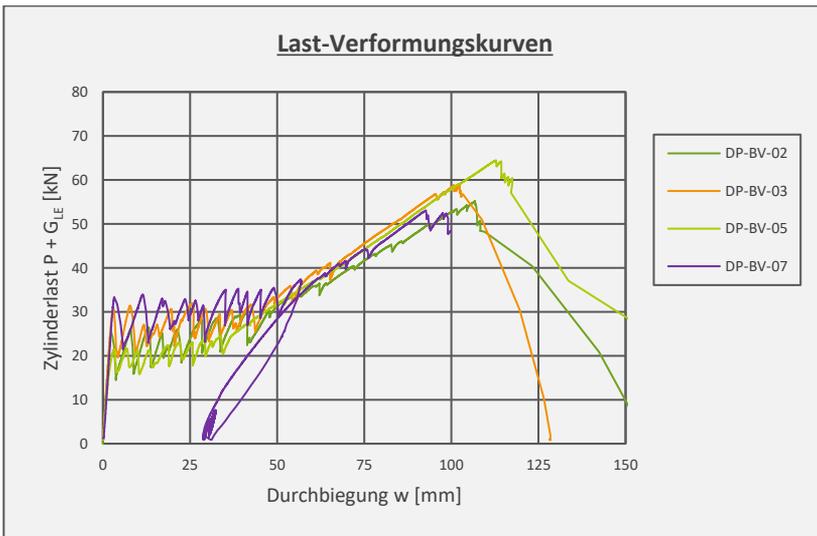


Abb. 3-46: Last-Verformungskurven mit dynamischem Versuch DP-BV-07

In Abb. 3-46 ist neben den statischen Versuchen mit der kleinsten und größten Traglast und jüngerem Betonalter (grüne Kurven), sowie dem Versuch DP-BV-03 mit älterem Betonalter, auch das Last-Verformungsverhalten des dynamischen Deckenplattenversuchs DP-BV-07 als violette Kurve aufgezeigt.

Der dynamische Versuch zeigt gleiches Rissverhalten wie die statischen Deckenplattenbiegeversuche. Die Risslasten liegen ca. in der gleichen Größenordnung wie beim Versuch DP-BV-03 mit ähnlichem Betonalter.

Dynamischer Deckenplatten Biegeversuch			
Versuch	Produktionsdatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
DP-BV-07	23.07.2018	01.-29.10.2018	69 - 98

Tabelle 3-23: Probekörper und Alter des Versuchs

Die Steifigkeit der Deckenplatten nach abgeschlossenem Rissbild und nach der dynamischen Beanspruchung liegt im gleichen Bereich wie die der statischen Versuche. Die Ergebnisse des dynamischen Versuchs und ein Vergleich zu den

Mittelwerten (MW) von den statischen Biegeversuchen DP-BV-01 bis DP-BV-06 sind in Tabelle 3-24 zusammengefasst.

Versuch	P_{Riss} [kN]	W_{Riss} [mm]	M_{Riss} [kNm]	σ_{Rov} [N/mm ²]	W_{Riss} / l [-]
Mittelwerte (MW) DP-BV-01 bis 06	23,3	3,7	8,89	1604	727
DP-BV-07	31,1	2,9	11,15	2012	849
MW / DP-BV-07	134	78	125	125	117

Versuch	P_u [kN]	$w_{u,Test}$ [mm]	$M_{u,Test}$ [kNm]	$\sigma_{Rov,u,Test}$ [N/mm ²]	w_u / l [-]
Mittelwerte (MW) DP-BV-01 bis 06	59,8	111,8	19,34	3500	22
DP-BV-07	53,1	92,7	17,46	3125	25
MW / DP-BV-07	89	83	90	90	114

Tabelle 3-24: Ergebnisse vom dynamischen Versuch im Vergleich zu statischen Versuchen

Eine grafische Auswertung der Ergebnisse vom dynamischen Versuch DP-BV-07 bezogen auf den Mittelwert der Ergebnisse von den statischen Biegeversuchen (MW) ist in Abb. 3-47 dargestellt.

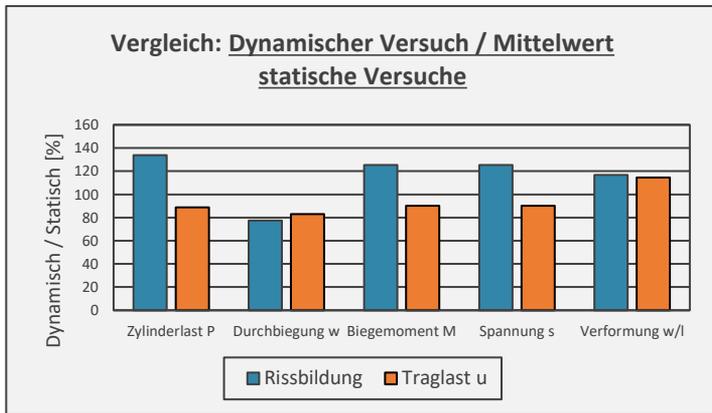


Abb. 3-47: Dynamischer Biegeversuch bezogen auf statische Biegeversuche

Darin ist zu erkennen, dass die Vergleichsergebnisse bei Erstrissbildung vom dynamischen Versuch tendenziell besser sind, was durchaus an dem etwas älteren Betonalter liegt. Dagegen sind die Ergebnisse bei Erreichen der Traglast u tendenziell etwas schlechter. Das ist jedoch relativ zu sehen, weil die erreichte Traglast P_u im dynamischen Versuch nur 3,6 % unter der kleinsten Traglast der statischen Versuche liegt, Gleichung (3-70).

$$P_{u,DP-BV-07} / P_{u,DP-BV-02} = 53,1 / 55,1 = 0,964 \tag{3-70}$$

Fazit:

Die Ergebnisse der Dauerschwingversuche am Faserstrang aus Kapitel 3.4 können auch für die auf Biegung geprüften Deckenplatten bestätigt werden. Es sind für dynamische Beanspruchungen keine weiteren Abminderungen für die Festigkeit der

Bewehrung und die Verbundeigenschaften zwischen Faserstrang und Beton erforderlich.

3.7.2.3 Langzeit 4-Punkt-Biegeversuche

Dauerstandversuche als sogenannte Zeitraffertests sind in Kapitel 3.3 beschrieben. Die Versuche sollten unter den dort beschriebenen Extrembedingungen bei einer Dauerspannung von $\sigma_{ROV} = 2500 \text{ N/mm}^2$ mindestens 1800 Stunden stabil stehen, das heißt während der Prüfzeit von 1800 Stunden nicht versagen.

Es werden hier zudem Langzeitversuche mit Deckenplatten als 4-Punkt-Biegeversuche beschrieben. Das statische System genügt wie bei allen auf Biegung beanspruchten Deckenplattenversuchen der Abb. 3-38.

Die Versuche wurden am 02.10.2018 gestartet und liefen bis zum 17.02.2020. Die Versuche wurden zunächst in den Zustand II versetzt und im Anschluss mit einer „Totlast“ belastet, sodass die Bewehrung eine Spannung aus der quasi ständigen Bemessungssituation für die gleichmäßig verteilte Flächenlast nach *DIN10b*, *DIN10c* und *DIN15a* erfährt. Es wurde die Mittendurchbiegung in Feldmitte gemessen. Die Versuche wurden am 02.10.2018 gestartet und bis zum 17.02.2020 dauerbeansprucht. Es liegen somit Messergebnisse für einen Zeitraum von 1 Jahr und 5 Monaten vor. Im Anschluss wurden die Versuchskörper auf ihre Resttragfähigkeit hin im 4-Punkt-Biegeversuch geprüft.

In den Versuchen hätten eventuell auftretende Einflüsse aus Querpressungen auf die Bewehrung in Rissbereichen (vgl. Kapitel 3.7.2.2) oder Langzeitschädigungen in Form von möglichem Verbund- oder Verankerungsversagen beobachtet werden können. Es wurde zudem der Einfluss aus Kriechen im Bezug zu den Regelungen nach DIN EN 1991-1-1, EC 2 *DIN11a*, *DIN13c* untersucht.

Es wurde ein Versuch in trockener Umgebung bei Raumtemperatur und ein Versuch im Wasserbad gefahren. Die Auftriebslast im Wasserbad wurde durch zusätzliche Last kompensiert. Die Versuchsaufbauten sind in Abb. 3-48 dargestellt; zusammengefasst sind die Versuche in Tabelle 3-25.



Abb. 3-48: Langzeitversuch in trockener und nasser Umgebung

Versuchsprogramm

Probekörper	Produktionsdatum	Prüfdatum	Prüfbedingung	Prüfung Resttragfähigkeit
DP-BV-LZ01	19.07.2018	02.10.2018 - 17.02.2020	nass	18.02.2020
DP-BV-LZ02	23.07.2020	02.10.2018 - 17.02.2020	trocken	18.02.2020

Tabelle 3-25: Langzeit Deckenplattenbiegeversuche

In Abb. 3-49 sind die Verformungen allein aus Kriechen für die gesamte Versuchsdauer sowohl für den nassen Versuch, als auch trockenen Versuch aufgezeigt. Zudem sind jeweils in gleicher Farbe die zugehörige theoretische Verformungskurve aus Kriechen nach EC 2 /DIN11a, DIN13c/ dargestellt.

Es lässt sich erkennen, dass die gemessenen Verformungen aus dem Versuch und die berechneten Verformungen qualitativ übereinstimmen. Es zeigt zudem, dass insbesondere für die trockene Versuchsbedingung die im Versuch (DP-BV-LZ02) gemessene Verformung kleiner ist, als diejenige, die sich nach EC 2 /DIN11a, DIN13c/ berechnet. Für den nassen Versuch DP-BV-LZ01 stimmen Versuchskurve und berechnete Kurve gut überein.

Auch für die trockene Kurve kann festgehalten werden, dass die Abweichung zwischen Versuch und Berechnung klein ist und im Bereich von Zehntelmillimetern liegt.

Im Stahlbetonbau ist der Verbund zwischen Bewehrung und Beton auf Grund des mechanischen Verbundes durch die profilierte Bewehrungsstahloberfläche stets gegeben. Da sich die Ergebnisse von Versuch und Berechnung nach EC 2 gut decken, können für das „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ die Verbundbedingungen und Langzeitverformungsberechnung nach EC 2 angesetzt werden.

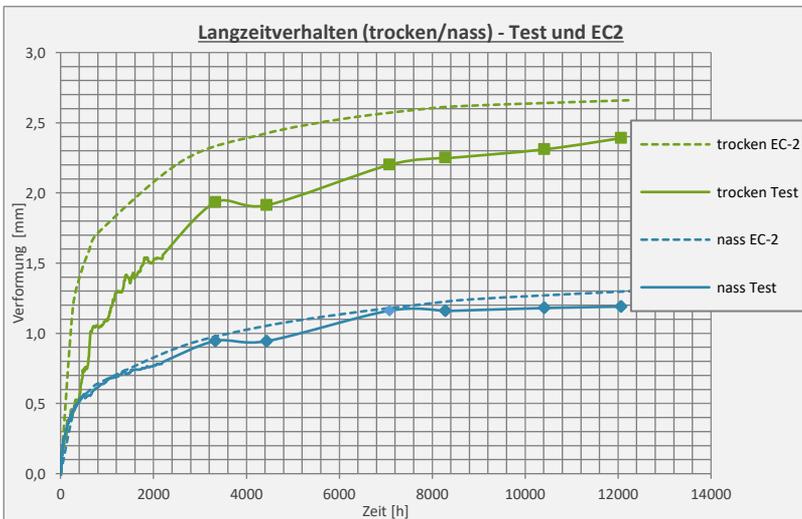


Abb. 3-49: Langzeitverformungen im Test und nach EC 2

Die Durchbiegung bei Versuchsende nach ca. 500 Tagen ist in Tabelle 3-26 enthalten.

Probekörper	Prüfbedingung	w [mm]	Prüfdauer [h]
DB-BV-LZ01	nass	1,19	12066
DB-BV-LZ02	trocken	2,39	12066

Tabelle 3-26: Durchbiegung zu Versuchsende

Diese Verformung ist in der Last-Verformungskurve (Abb. 3-50) berücksichtigt. Dieser Verformungszuwachs wird nach dem Anreißen, also nachdem die Platten in den Zustand II versetzt wurden, bei der Prüfung der Resttragfähigkeit von Beginn an zu der gemessenen Verformung als konstanter Wert hinzuaddiert.

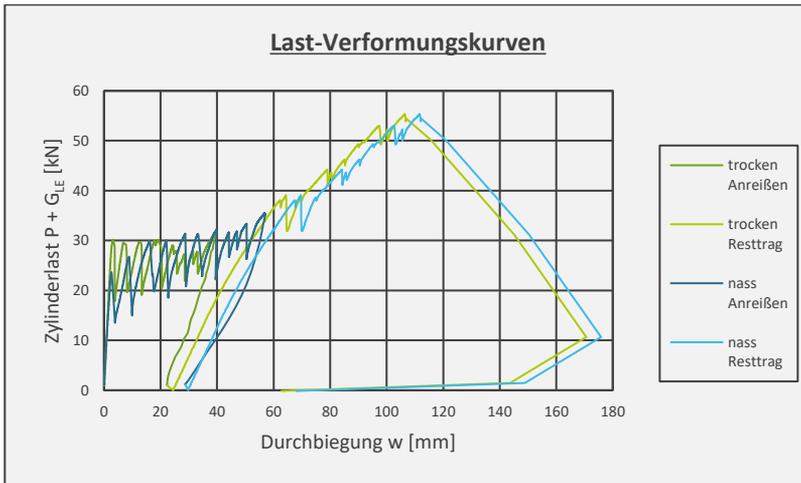


Abb. 3-50: Last-Verformungskurven der Langzeitversuche bei statischer Biegeprüfung

Ein Vergleich des Last-Verformungsverhaltens von statischen Biegeversuchen, einem dynamischem Biegeversuch und zwei Langzeitversagen mit unterschiedlicher Lagerung und anschließender Prüfung der Resttragfähigkeit ist in Abb. 3-51 dargestellt. Darin zeigt sich, dass nach abgeschlossenem Rissbild, abgeschlossenem Lastwechseln und abgeschlossener Langzeitbeanspruchung die Steifigkeit der Deckenplatten vergleichbar ist. Die Traglasten, Spannungen in der Bewehrung und Momententragfähigkeiten liegen ebenfalls auf vergleichbarem Niveau. Sie sind in Tabelle 3-27 mit Mittelwert und Standardabweichung zusammengefasst.

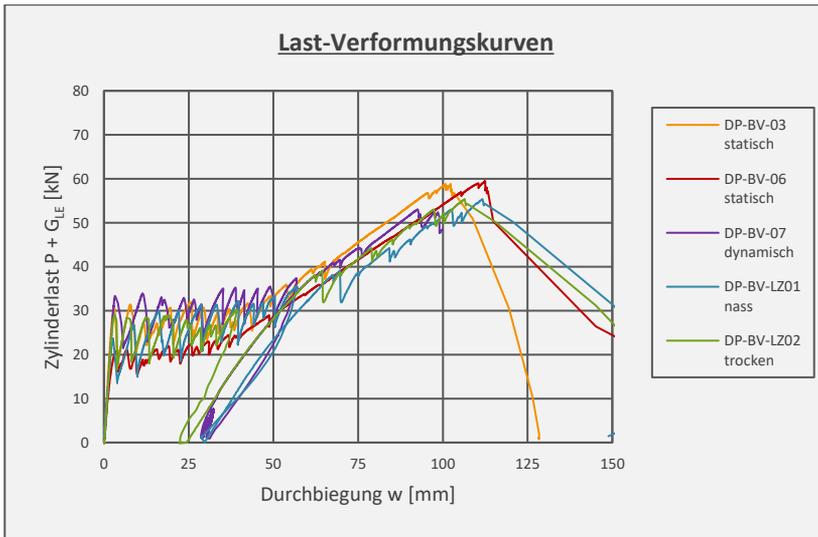


Abb. 3-51: Vergleich der Deckenplattenbiegeprüfungen im Last-Verformungs-Diagramm

Nr.	Probekörper	$P_{u,Test}$ [kN]	$\sigma_{u,Test}$ [N/mm ²]	$M_{u,Test}$ [kNm/m]
1	DP-BV-01	59,4	3479	19,27
2	DP-BV-02	55,1	3260	18,06
3	DP-BV-03	58,8	3449	19,10
4	DP-BV-04	61,8	3590	19,89
5	DP-BV-05	64,4	3740	20,72
6	DP-BV-06	59,5	3484	19,30
7	DP-BV-07 dynamisch	53,1	3152	17,46
8	DP-BV-LZ01 nass	55,4	3272	18,13
9	DP-BV-LZ02 trocken	56,8	3346	18,54
10	Mittelwert	58,3	3419	18,94
11	Standardabweichung s	3,2	163	0,90

Tabelle 3-27: Versuchsergebnisse von Deckenplattenprüfungen auf Biegung

Die Traglasten P_u der Biegeprüfungen aus Tabelle 3-27 und der Mittelwert sind zur Veranschaulichung in Abb. 3-52 grafisch dargestellt.

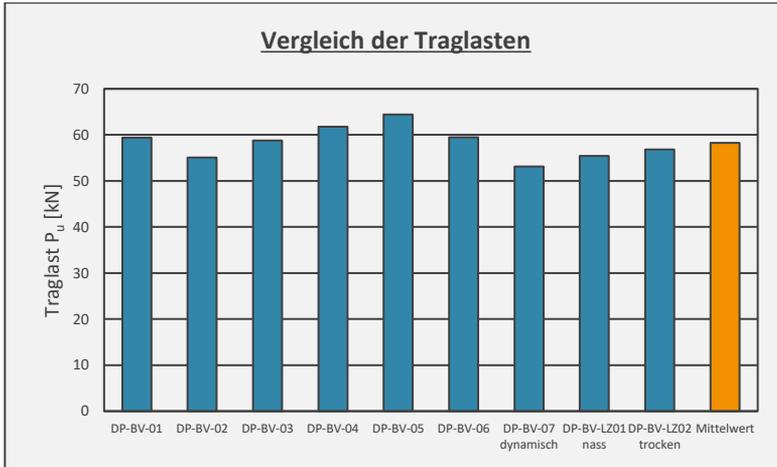


Abb. 3-52: Vergleich der Traglasten und Mittelwert der Biegeversuche

3.7.3 Schubversuche

In Analogie zu den Biegeversuchen wurde das Schubtragvermögen der carbonbewehrten Parkhausdeckenplatte am Bauteil mit Originalspanweitenabmessungen untersucht. Die Lasteinleitung erfolgte im Bezug zu EC 2 /DIN11a, DIN13c/ im Abstand $a = 2,5 \cdot d$ vom Auflagernd entfernt.

$$a = 2,5 \cdot d = 2,5 \cdot 8,2 = 205 \text{ [mm]} \quad (3-71)$$

Das bedeutet nach Abb. 3-38 im Abstand von 275 mm vom Plattenende.

Die Belastung wurde mit Hilfe eines kalibrierten servohydraulischen Universalprüfzylinders (Zug/Druck, Fa. Walter + bai ag, Typ: D40-400/320/250-HS, Nennkraft 400 kN, Nennweg 250 mm) erzeugt und über eine Kalotte in die lastverteilenden Traversen ($G_{LE} = 6,44 \text{ KN}$) eingetragen. Die Belastung erfolgte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $v = 0,05 \text{ mm/s}$. Es wurde die Durchbiegung in Feldmitte mit zwei Seilsensoren gemessen und als Mittelwert der beiden Sensoren in den Last-Verformungsdiagrammen dargestellt.

Die Versuche erfolgten unter Normalbedingungen. Herstellungsdatum, Prüfdatum und Alter der Probekörper sind in Tabelle 3-28 zusammengefasst.

Nr.	Probekörper	Herstellungsdatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
1	DP-SV-01	16.10.2018	04.12.2018	49
2	DP-SV-02	17.10.2018	04.12.2018	48
3	DP-SV-03	17.10.2018	04.12.2018	48
4	DP-SV-04	17.10.2018	05.12.2018	49
5	DP-SV-05	17.10.2018	05.12.2018	49
6	DP-SV-06	18.10.2018	05.12.2018	48

Tabelle 3-28: Probekörper für Deckenplattenschubversuche

Versuchsprogramm

Um das reale Tragverhalten des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ abzubilden, waren auch hier zum Anschluss an den Verbundträger im Tragwerk im Abstand von $e = 60 \text{ cm}$ Stahlschlaufen in seitlichen Aussparungen mit einbetoniert.

Um die Versuche auf der sicheren Seite liegend zu prüfen wurde der Auflagerstreifen von 70 mm auf 50 mm reduziert. Der Bereich der Aussparungen mit den Stahlschlaufen war somit nicht gelagert, sondern nur der Betonbereich zwischen und neben den Aussparungen. Ein unmittelbarer Lastabtrag über die Stahlschlaufen zum Auflager hin war somit ausgeschlossen. Der Lasteintrag ist deshalb im Vergleich zu Gleichung (3-71) auf den Abstand

$$a = 225 \text{ mm} \quad (3-72)$$

vom Auflagertrand zu korrigieren, siehe Abb. 3-53 und Abb. 3-55.

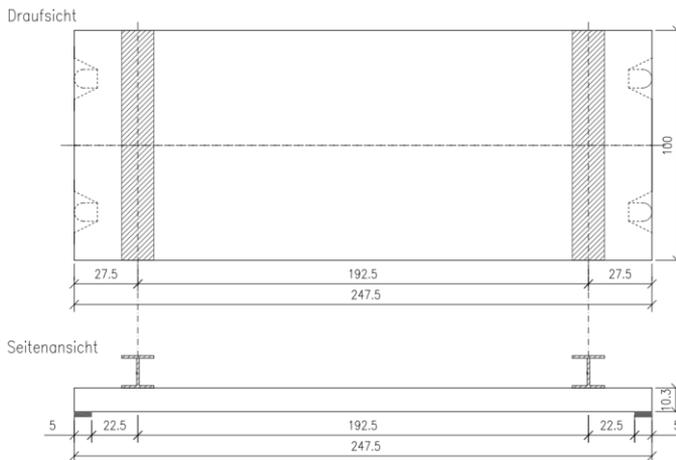


Abb. 3-53: Versuchsaufbau für Schubversuche

Die nachstehende Abb. 3-54 zeigt einen Probekörper und den Versuchsaufbau in der Prüfeinrichtung.



Abb. 3-54: Probekörper in Versuchseinrichtung



Abb. 3-55: Lasteinleitung vom Plattenende

Die Betondeckung der Schlaufen beträgt von Oberkante Deckenplatte gleich 48 mm; die Betondeckung der Bewehrung beträgt 21 mm von der Unterkante der Probekörper. Die Biegebewehrung, das „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“, liegt also unterhalb der Stahlschlaufen, siehe Abb. 3-56.

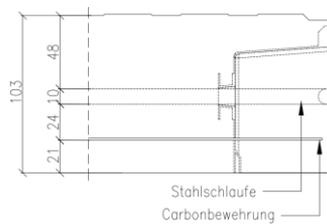


Abb. 3-56: Bewehrungsdetail im Bereich der Aussparung

Bei allen Schubversuchen konnte ein ausgeprägtes Verformungsverhalten und Rissbild festgestellt werden, siehe Last-Verformungskurven und bildliche Dokumentation im Anhang B.8.

Bei allen Versuchen konnte Schubversagen des Betons festgestellt werden, siehe exemplarisch Abb. 3-57. Da die Bereiche der Stahlschlaufen nicht gelagert waren, wurde die Last von den benachbarten Bereichen auf das Auflager abgetragen.



Abb. 3-57: Schubriss

Für die Ermittlung eines Bemessungswiderstandes für die Schubtragfähigkeit q_{Rd} können die Schubtragfähigkeiten der Versuche statistisch in Analogie zu Kapitel 3.2.2.1 mit den Gleichungen (3-5) bis (3-9) ausgewertet werden.

Dabei wird entsprechend Kapitel 3.2.2.1 nicht mit dem tatsächlichen Variationskoeffizienten, sondern mit $V_x = 0,10$ gerechnet.

Die nachfolgende Tabelle 3-29 zeigt die tabellarische Auswertung der Formeln.

Nr.	Probekörper	$P = x_i$ [kN/m]	$\ln x_i$	$\ln (x_i - m_y)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	DP-SV-01	53,4	3,9784	0,0005	1,600
2	DP-SV-02	57,2	4,0457	0,0020	6,027
3	DB-SV-03	53,6	3,9808	0,0004	1,288
4	DB-SV-04	56,2	4,0289	0,0008	2,265
5	DB-SV-05	53,2	3,9742	0,0007	2,205
6	DB-SV-06	54,6	4,0004	0,0000	0,006
	Σ :	328,2	24,0	0,0044	13,4

$m_x = 54,70$	$S_{y,bekannt} = 0,0998$	$X_{k,bek.,D.7.2} = 45,0$ [kN/m]
$m_y = 4,0014$	$S_{y,unbekannt} = 0,0297$	$X_{k,unbek.,D.7.2} = 42,8$ [kN/m]
Anzahl $n = 6$	$k_{n,bek.,D.7.2} = 1,77$	$X_{d,bek.,D.7.3} = 36,5$ [kN/m]
$s_x^2 = 2,68$	$k_{n,unbek.,D.7.2} = 2,18$	$X_{d,unbek.,D.7.3} = 19,9$ [kN/m]
$s_x = 1,64$	$k_{n,bek.,D.7.3} = 3,33$	$\gamma_{theo,bek.} = 1,23$
$V_x = s_x / m_x = 0,10$	$k_{n,unbek.,D.7.3} = 6,36$	$\gamma_{theo,unbek.} = 2,15$

Tabelle 3-29: Auswertung der Schubtragfähigkeit

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit q_{Rd} mit bekannten Vorinformationen berechnet sich mit Gleichung (3-5) zu:

$$X_d = q_{Rd} = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 36,5 \text{ [kN/m]} \quad (3-73)$$

Mit:

$$\begin{aligned} \eta_d &= 1,0 \\ m_x &= 54,70 \\ k_n &= 3,33 \\ V_x &= 0,10 \end{aligned}$$

3.7.4 Punktuelle Lasteinleitung mittig der Plattenbreite

Auch das Tragvermögen des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ bei punktueller Lasteinleitung wird experimentell ermittelt und der Bemessungswiderstand nach EC 0 /DIN10a/, in Analogie zu Kapitel 3.2.2.1 ermittelt. Nach EC 1 /DIN10b, DIN10c, DIN15a/ ist für die Nutzungskategorie F des Bauteils eine Radaufstands- bzw. Lasteinleitungsfläche von 200 x 200 mm vorzusehen. Auf der sicheren Seite liegend wird in den Versuchen eine Lastaufstandsfläche von 100 x 100 mm gewählt. Die Versuche wurden an originalmaßstäblichen 1,00 m breiten Probekörpern durchgeführt, siehe Abb. 3-58.

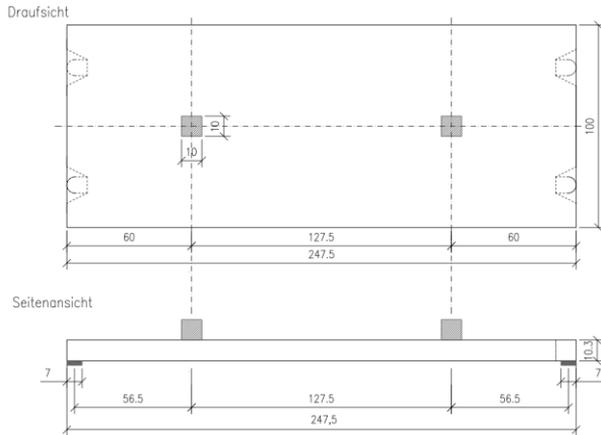


Abb. 3-58: Statisches System für punktuelle Lasteinleitung

In nachstehender Tabelle 3-30 sind die Versuche für die punktuelle Lasteinleitung mit Bezeichnung und Probenalter zusammengefasst. Abb. 3-59 zeigt den Versuchsstand mit einem Probekörper als Deckenplatte mit punktueller Lasteinleitung.

Nr.	Versuch	Herstelldatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
1	DP-PL-01	16.10.2018	23.11.2018	38
2	DP-PL-02	16.10.2018	26.11.2018	41
3	DP-PL-03	16.10.2018	26.11.2018	41
4	DP-PL-04	18.10.2018	26.11.2018	39
5	DP-PL-05	18.10.2018	23.11.2018	36
6	DP-PL-06	18.10.2018	23.11.2018	36

Tabelle 3-30: Probekörper für Punktuelle Lasteinleitung



Abb. 3-59: Probekörper im Versuchsstand mit punktueller Lasteinleitung

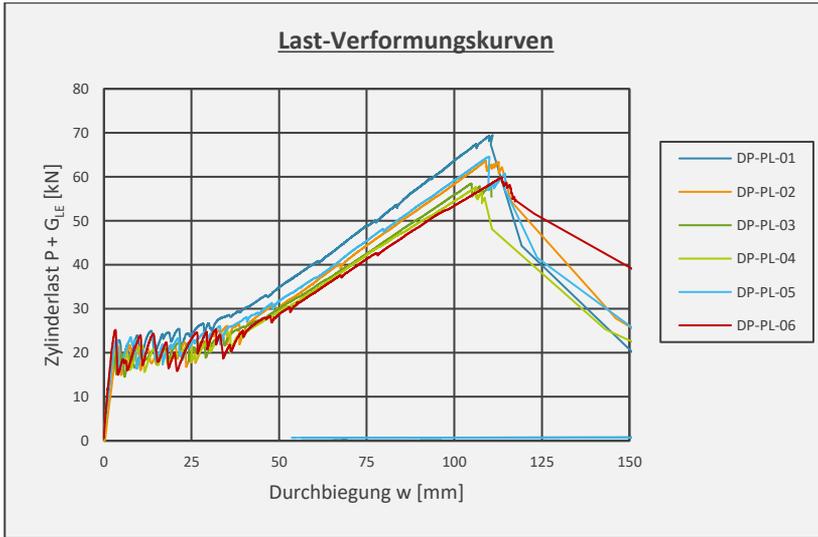


Abb. 3-60: Last-Verformungsdiagramm mit punktueller Lasteinleitung

Aus obenstehender Abb. 3-60 ist ersichtlich, dass die Versuche ein ausgeprägtes Rissbild aufzeigen, wie es auch in den Deckenplattenbiegeversuchen beobachtet werden konnte. Alle in diesem Kapitel beschriebenen Versuche versagten auf Biegung.

Ein Vergleich der Traglasten P_u mit den Biegeversuchen (Zeile 1 von Tabelle 3-31 bzw. Tabelle 3-27) zeigt, dass sie bei allen Deckenplattenversuchen, auch bei punktueller Lasteinleitung, in vergleichbarem Niveau lagen.

Nr.	Versuch	P_u [kN]	s_u [N/mm ²]	M_u [kNm/m]
1	DP-BV Mittelwert	58,3	3419	18,94
2	DP-PL-01	69,5	4019	22,26
3	DP-PL-02	64,3	3753	20,79
4	DP-PL-03	58,1	3430	19,00
5	DP-PL-04	57,7	3406	18,87
6	DP-PL-05	64,6	3766	20,86
7	DP-PL-06	59,9	3522	19,51
8	DP-PL Mittelwert	62,4	3649,3	20,22

Tabelle 3-31: Versuchsergebnisse für punktuelle Lasteinleitung

Für die Traglasten kann aus punktueller Lasteinleitung mit einer Aufstandsfläche von 100 x 100 mm keine Abminderung festgestellt werden. Nach Heft 240 /DAf-c/ ergibt sich mit Abb. 3-61 eine mittragende Breite nach Gleichung (3-75) von 1,28 m. Diese ist größer als die Breite von 1,00 m der geprüften Probekörper, sodass keine Abminderung zu erwarten war, wenn Heft 240 für die nichtmetallische Bewehrung des „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ Gültigkeit besitzt.

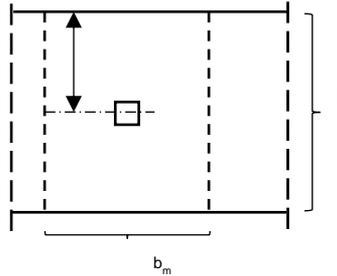


Abb. 3-61: Mittragende Breite nach Heft 240 /DAf-c/

$$b_m = t_y + 2,5 \cdot x \cdot (1 - x / l) = 1,28 \text{ [m]} \quad (3-74)$$

$$t_x, t_y = b_0 + 2 \cdot d_1 + d = 20,3 \text{ [cm]} \quad (3-75)$$

Mit:

- $b_0 = 10 \text{ cm}$
- $d = 8,2 \text{ cm}$
- $d_1 = 0 \text{ cm}$ (Aufbetonschicht)
- $x = 56,5 \text{ cm}$
- $l = 2,43 \text{ m}$

Für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes für die Punktlast Q_{Rd} können die Punktlasten der Versuche statistisch in Analogie zu Kapitel 3.2.2.1 mit den Gleichungen (3-5) bis (3-9) ausgewertet werden.

Dabei wird entsprechend Kapitel 3.2.2.1 nicht mit dem tatsächlichen Variationskoeffizienten, sondern mit $V_x = 0,10$ gerechnet.

Die nachfolgende Tabelle 3-32 zeigt die tabellarische Auswertung der Formeln. Dabei ist für die Punktlast die Hälfte von P_u als Summe von maximaler Prüflast P und dem Eigengewicht der Lasteinleitungsstruktur G_{LE} anzusetzen.

Nr.	Probekörper	$P = x_i$ [kN/m]	$\ln x_i$	$\ln (x_i - m_x)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	DP-PL-01	34,8	3,5482	0,0123	12,781
2	DP-PL-02	32,2	3,4704	0,0011	0,951
3	DB-PL-03	29,1	3,3690	0,0047	4,516
4	DB-PL-04	28,9	3,3621	0,0057	5,406
5	DB-PL-05	32,3	3,4751	0,0014	1,266
6	DB-PL-06	30,0	3,3995	0,0014	1,501
	S:	187,1	20,6	0,0266	26,4

$m_x = 31,18$	$S_{y,bekannt} = 0,0998$	$X_{k,bek.,D.7.2} = 25,66 \text{ [kN]}$
$m_y = 3,4374$	$S_{y,unbekannt} = 0,0729$	$X_{k,unbek.,D.7.2} = 24,38 \text{ [kN]}$
Anzahl $n = 6$	$K_{n,bek.,D.7.2} = 1,77$	$X_{d,bek.,D.7.3} = 20,79 \text{ [kN]}$
$s_x^2 = 5,28$	$K_{n,unbek.,D.7.2} = 2,18$	$X_{d,unbek.,D.7.3} = 11,35 \text{ [kN]}$
$s_x = 2,30$	$K_{n,bek.,D.7.3} = 3,33$	$\gamma_{theo,bek.} = 1,23$
$V_x = s_x / m_x = 0,10$	$K_{n,unbek.,D.7.3} = 6,36$	$\gamma_{theo,unbek.} = 2,15$

Tabelle 3-32: Auswertung der Punktlast

Der Bemessungswert einer Punkt- bzw. Radlast des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ Q_{Rd} mit einer Aufstandsfläche von 100 x 100 mm und bekannten Vorinformationen berechnet sich mit Gleichung (3-5) zu:

$$X_d = Q_{Rd} = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 20,8 \text{ [kN/m]} \quad (3-76)$$

Mit:

$$\begin{aligned} \eta_d &= 1,0 \\ m_x &= 31,18 \\ k_n &= 3,33 \\ V_x &= 0,10 \end{aligned}$$

3.7.5 Punktuelle Lasteinleitung am Plattenrand

Im Regelfall ist systembedingt eine Laststellung am freien Plattenrand bei dem Parkhaussystem „GOBACAR“ ausgeschlossen. Diese Laststellung wird aber zur Absicherung des Bauteils mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ mit einem sog. Referenzversuch (siehe Tabelle 3-33) überprüft.

Die Lasteinleitung erfolgt mittig der Deckenspannweite am Plattenrand auf einer Fläche von 100 x 100 mm, nach /DIN10b/.



Abb. 3-62: Prüfkörper im Versuchsstand

Nr.	Probekörper	Herstelldatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
1	DP-PL-R1	18.10.2018	22.11.2018	35

Tabelle 3-33: Probekörper für punktuelle Lasteinleitung am Rand

Die mittigende Breite für eine Laststellung am freien Plattenrand kann nach Heft 240 /DAf-c/ bzw. Gleichung (3-77) ermittelt werden.

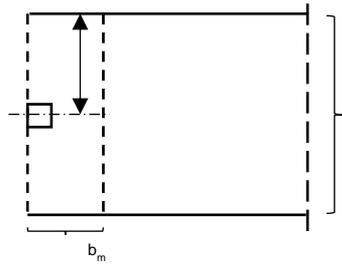


Abb. 3-63: Mittragende Breite am Plattenrand nach Heft 240 /DAF-c/

$$b_m = t_x + 2,5 \cdot x \cdot (1 - x / l) / 2 = 0,96 \text{ [m]} \quad (3-77)$$

Mit:

$b_o = 10 \text{ cm}$

$d = 8,2 \text{ cm}$

$d_1 = 0 \text{ cm}$ (Aufbetonschicht)

$t_x = 20,3 \text{ cm}$ nach Gleichung (3-75)

$x = 1,22 \text{ m}$

$l = 2,43 \text{ m}$

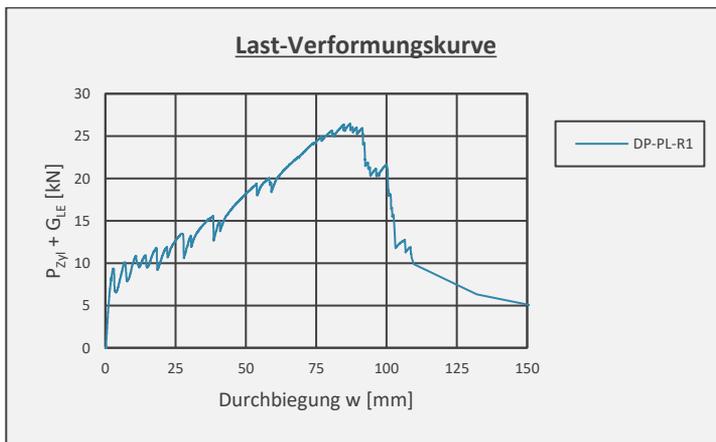


Abb. 3-64: Last-Verformungskurve für randnahe Punktlast

Die obenstehende Abb. 3-64 zeigt die Last-Verformungskurve mit ausgeprägtem Rissbild. Weitere Bilddokumentation befindet sich im Kapitel B.10.

Die Ergebnisse des Versuchs sind in Tabelle 3-34 zusammengefasst.

Nr.	Probekörper	P_u [kN]	σ_u [N/mm ²]	M_u [kNm/m]
1	DP-BV Mittelwert	58,3	3419	18,94
2	DP-PL Mittelwert	62,4	3649	20,22
3	DP-PL-R1	26,4	3497	19,37

Tabelle 3-34: Ergebnisse und Vergleich

Bezogen auf die in Gleichung (3-77) ermittelte mittragende Breite von $b_m = 0,96 \text{ m}$, beträgt die im Versuch erreichte Momententragfähigkeit nach Zeile 3 von Tabelle 3-34

$$M_u = 19,37 \text{ kNm/m.} \quad (3-78)$$

Sie liegt in vergleichbarer Größenordnung wie die Mittelwerte der Biegeversuche nach Zeile 1 und 2 der Tabelle. Ermittelt man den Mittelwert der in Tabelle 3-34 angegebenen Momententragfähigkeiten M_u , so liegt der kleinste und größte Wert der Momententragfähigkeit innerhalb von $\pm 10 \%$ Abweichung vom Mittelwert.

Zumindest für das Bewehrungsgitter „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ können für die hier durchgeführten Biegeversuche mit punktueller Lasteinleitung die mittragenden Breiten b_m nach Heft 240 /DAf-c/ bestätigt werden.

3.8 Punktuelle Lasteinleitung am auflagnahen Rand

3.8.1 Einleitung

Im Vergleich zu den zwei vorherigen Kapiteln 3.7.4 und 3.7.5, in denen Biegetragverhalten von Einzellasten beschrieben sind, geht es nun um punktuelle Einzellasten, die im Auflager nahen Randbereich eingeleitet werden und eher ein Durchstanzen bewirken. Für diese Versuche ist es deshalb nicht erforderlich, Plattenstreifen mit Originalspannweite zu prüfen, sondern es dienen als Versuchskörper kleine Platten mit den Abmessungen 1,00 x 1,25 m, wobei die Tragbewehrung (Schuss) über die 1,25 Meter spannen.

In dem Tragsystem von „GOBACAR®“ ist dieser Beanspruchungsfall praktisch ausgeschlossen und wird zur sicheren Beurteilung des mit Carbon bewehrten Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ ergänzend überprüft.

3.8.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Untenstehende Abb. 3-65 zeigt den Versuchsaufbau mit Lasteinleitung. Auch hier wird eine Lasteintragsfläche von 100 x 100 mm angesetzt.

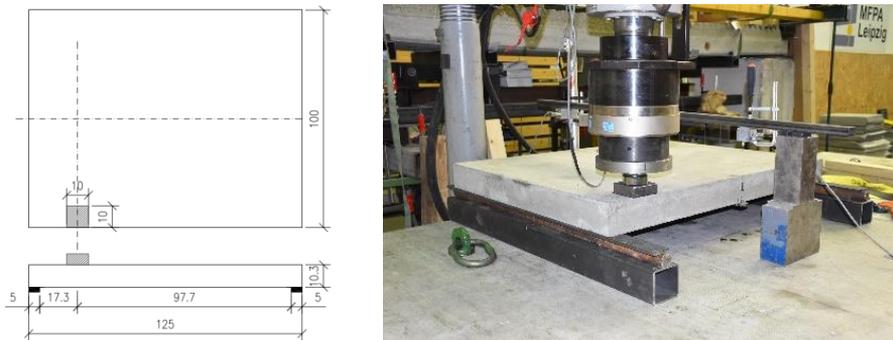


Abb. 3-65: Versuchskörperskizze und Probekörper im Prüfstand

Die Last wird im Abstand von $1,5 \cdot d$ vom Auflagerrand entfernt weggesteuert mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 0,05 mm/s eingeleitet. Eine Übersicht der Versuchskörper ist in Tabelle 3-35 enthalten.

Nr.	Probekörper	Herstelldatum	Prüfdatum	Alter [Tage]
1	PL-R-01	16.10.2018	29.11.2018	44
2	PL-R-02	16.10.2018	29.11.2018	44
3	PL-R-03	18.10.2018	13.12.2018	56
4	PL-R-04	18.10.2018	13.12.2018	56
5	PL-R-05	18.10.2018	13.12.2018	56
6	PL-R-06	18.10.2018	13.12.2018	56

Tabelle 3-35: Probekörper mit Herstell- und Prüfdatum, sowie Alter

Die Auflagertiefe beträgt im Versuch $a = 50$ mm. Damit ergibt die Lasteinleitungsstelle zu

$$x = 1,5 \cdot d + a = 1,5 \cdot 82 + 50 = 173 \text{ [mm]} \quad (3-79)$$

vom Plattenrand.

Nach Heft 240 /DAf-c/ errechnet sich die mittragende Breite b_m für Querkraft und eine Einzellast am freien Plattenrand nach Abb. 3-66 wie folgt:

$$b_m = t_y + (0,5 \cdot x) / 2 = 24,6 \text{ [cm]} \quad (3-80)$$

Mit:

$$t_y = 20,3 \text{ cm nach Gleichung (3-75)}$$

$$x = 17,3 \text{ cm nach Gleichung (3-79)}$$

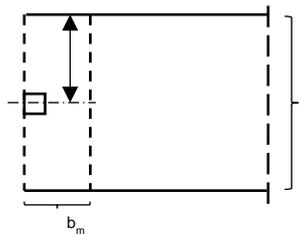


Abb. 3-66: Mittragende Breite nach /DAf-c/

Exemplarisch ist in Abb. 3-67 das für diese Versuche typische Rissbild im Traglastzustand aufgezeigt. Die Risse zeigen, dass sich die Last auf einen Plattenstreifen mit einer mittragenden Breite b_m nach Heft 240 /DAf-c/ bzw. Gleichung (3-80) verteilt. Weitere Bilder befinden sich im Anhang B.11.

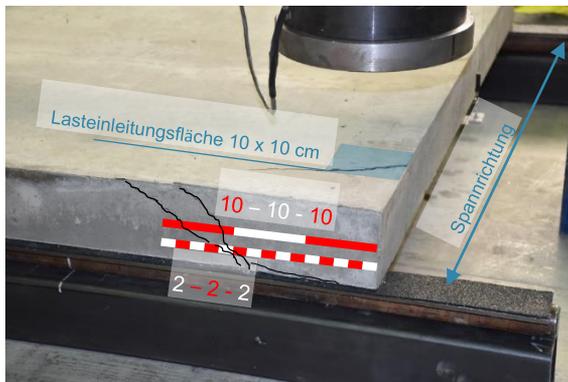


Abb. 3-67: Bruchbild mit Rissbildung (Versuch PL-R-01)

Bei allen Versuchen mit auflagnaher Randlast als Einzellast mit einer Lastaufstandsfläche von 100 x 100 mm war Betonversagen maßgebend. Die Ergebnisse sind in Tabelle 3-36 zusammengefasst.

Nr.	Probekörper	P_u [kN]
1	PL-R-01	31,6
2	PL-R-02	35,1
3	PL-R-03	32,0
4	PL-R-04	35,3
5	PL-R-05	35,6
6	PL-R-06	33,8

Tabelle 3-36: Traglasten auflagnaher Randlasten

Für die Ermittlung des Bemessungswiderstandes einer auflagnahen Randlast Q_{Rd} mit einer Lasteinleitungsfläche von 100 x 100 mm können die Traglasten der Versuche statistisch in Analogie zu Kapitel 3.2.2.1 mit den Gleichungen (3-5) bis (3-9) ausgewertet werden.

Dabei wird entsprechend Kapitel 3.2.2.1 nicht mit dem tatsächlichen Variationskoeffizienten, sondern mit $V_x = 0,10$ gerechnet.

Die nachfolgende Tabelle 3-37 zeigt die tabellarische Auswertung der Formeln.

Nr.	Probekörper	$P = x_i$ [kN]	$\ln x_i$	$\ln (x_i - m_y)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	PL-R-01	31,6	3,4532	0,0048	5,290
2	PL-R-02	35,1	3,5582	0,0013	1,440
3	PL-R-03	32,0	3,4657	0,0032	3,610
4	PL-R-04	35,3	3,5639	0,0017	1,960
5	PL-R-05	35,6	3,5723	0,0025	2,890
6	PL-R-06	33,8	3,5205	0,0000	0,010
S:		203,4	21,1	0,0135	15,2

$m_x = 33,90$	$S_{y,bekannt} = 0,0998$	$X_{k,bek.,D.7.2} = 27,90$ [kN]
$m_y = 3,5223$	$S_{y,unbekannt} = 0,0520$	$X_{k,unbek.,D.7.2} = 26,51$ [kN]
Anzahl $n = 6$	$k_{n,bek.,D.7.2} = 1,77$	$X_{d,bek.,D.7.3} = 22,61$ [kN]
$s_x^2 = 3,04$	$k_{n,unbek.,D.7.2} = 2,18$	$X_{d,unbek.,D.7.3} = 12,34$ [kN]
$s_x = 1,74$	$k_{n,bek.,D.7.3} = 3,33$	$\gamma_{theo,bek.} = 1,23$
$V_x = s_x / m_x = 0,10$	$k_{n,unbek.,D.7.3} = 6,36$	$\gamma_{theo,unbek.} = 2,15$

Tabelle 3-37: Statistische Auswertung auflagnaher Randlasten

Der Bemessungswert einer auflagnahen Punkt- bzw. Radlast Q_{Rd} des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ mit einer Aufstandsfläche von 100 x 100 mm und bekannten Vorinformationen berechnet sich mit Gleichung (3-5) zu:

$$X_d = Q_{Rd} = \eta_d \cdot m_x \cdot (1 - k_n \cdot V_x) = 22,6 \text{ [kN]} \quad (3-81)$$

Mit:

$$\begin{aligned} \eta_d &= 1,0 \\ m_x &= 33,90 \\ k_n &= 3,33 \\ V_x &= 0,10 \end{aligned}$$

Im Anhang B.11 sind die Last-Verformungskurven der Versuche aufgezeigt.

3.9 Lastübertragungsversuche Carbonbewehrung – Stahlschlaufe

3.9.1 Einleitung

Im eingebauten Zustand werden über die einbetonierten Stahlschlaufen der Parkhausdeckenplatten Zugkräfte infolge Schulterschub der Stahlverbundkonstruktion in die Deckenplatten eingeleitet. Diese Zugkräfte müssen über den Beton in das Bewehrungsgelege übertragen und zur gegenüberliegenden Stahlschlaufe transportiert werden. Das Modell hierzu kann der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für die GOBACAR-Verbundfuge /DIB-b/ entnommen werden.

Für den Nachweis des Tragwiderstandes werden Versuche mit den Originalbaustoffen durchgeführt. Im Tragwerk liegen die Stahlschlaufen im Abstand $e = 60\text{ cm}$. Die Stahlschlaufen liegen im Querschnitt oberhalb des Bewehrungsgeleges, wie in Abb. 3-56 dargestellt.

3.9.2 Versuchsbeschreibung und -durchführung

Die Versuchskörper können nachstehender Abb. 3-56 entnommen werden. Die Versuchskörper haben eine Breite von 45 cm und sind schmäler als der Schlaufenabstand $e = 60\text{ cm}$ im realen Bauteil. Die Versuche liegen somit auf der sicheren Seite. Im Versuch wird die Last auf der einen Seite von der Stahlschlaufe über den Beton in die Carbonbewehrung ein- und auf der gegenüberliegenden Seite wieder ausgeleitet. Der Höhenversatz der beiden vorhandenen Bewehrungsmaterialien -Stahlschlaufe und Bewehrungsgelege- ist 1:1 entsprechend der Parkhausdeckenplatte ausgeführt. Die Versuchskörperlänge entspricht der Originaldeckenplattenbreite von $l = 2,475\text{ m}$.

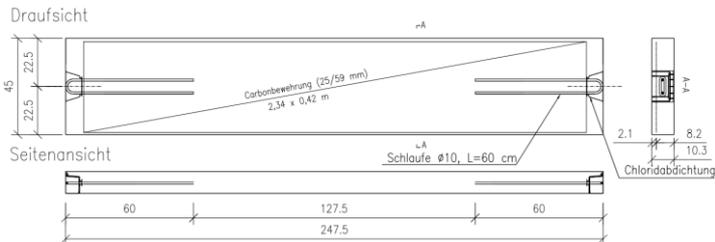


Abb. 3-68: Versuchskörper für Übergreifungsversuche

Die Last wird in einem geschlossenen Rahmensystem über einen einfachwirkenden Hydraulikzylinder mit Handpumpe erzeugt. Die Prüfung erfolgt liegend; der Versuchskörper ist auf Rollen in Lastrichtung verschieblich gelagert.



Abb. 3-69: Versuchsaufbau Übergreifungsversuche

Die Belastung erfolgte de-facto weggesteuert bis zum Versagen des Bauteils. Es wurden Laststufen von 20, 40, 60, 65, 70 und ggf. 75 und 80 kN angefahren und für ca. 30 Sekunden konstant gehalten.

Messgröße war dabei die Normalkraft, welche mit einer kalibrierten Kraftmessdose C6A (Messbereich bis 200 kN) und mit einem Messverstärker Quantum X der Firma HBM GmbH aufgezeichnet wurde.

Die Last wurde mit einem Schäkel über Kontakt in die Stahlschleufe eingeleitet.

3.9.3 Versuchsergebnisse

Bei allen fünf durchgeführten Übergreifungsversuchen versagte die Bewehrungsschleufe im Bereich der Lasteinleitung, am Schäkel.



Abb. 3-70: Typisches Versagensbild der Übergreifungsversuche

Die Versuchsergebnisse sind in nachstehender Tabelle 3-38 zusammengefasst.

Nr.	Probekörper	P_u [kN]	$\sigma_{\varnothing 10}$ [N/mm ²]
1	ÜL-01	80,8	515
2	ÜL-02	78,1	497
3	ÜL-03	78,2	498
4	ÜL-04	74,9	477
5	ÜL-05	79,3	505
Mittelwert		78,26	498,4
Standardabweichung s		1,94	12,5

Tabelle 3-38: Versuchsergebnisse

Aus den Versuchen kann festgehalten werden, dass die Traglasten der Stahlbewegungsschlaufen mit dem Versatz zwischen Stahlschlaufen und Carbonbewehrung in das Bewehrungsgelege zu 100 % eingeleitet werden können.

Das Stabwerkmodell gemäß der abZ der „GOBACAR-Verbundfuge“ /DIB-b/ kann auch für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ als Biegebewehrung angesetzt werden und besitzt Gültigkeit.

4 Bemessungsmodell für die Biegetragfähigkeit

4.1 Einleitung

Im vorherigen Hauptkapitel 3 ist ein Versuchsprogramm und die Auswertung für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ beschrieben, welches mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ bewehrt ist. Da das Bauteil in großen jährlichen Stückzahlen industriell gefertigt wird, ist eine sichere Bemessung mit dem neuen Verbundwerkstoff „Carbonbeton“ für die geplante Lebensdauer von 50 Jahren unabdingbar.

Aus den Ergebnissen wird ein einfaches Bemessungsmodell für Biegung in Anlehnung an EC 2 /DIN11a, DIN13c/ abgeleitet.

Grundlage für die Biegebemessung ist das in Kapitel 3.4.2 vorgestellte Spannungs-Dehnungsdiagramm für die Carbonbewehrung, welches aus den zahlreichen Versuchen für die Bewehrung aufgestellt wurde.

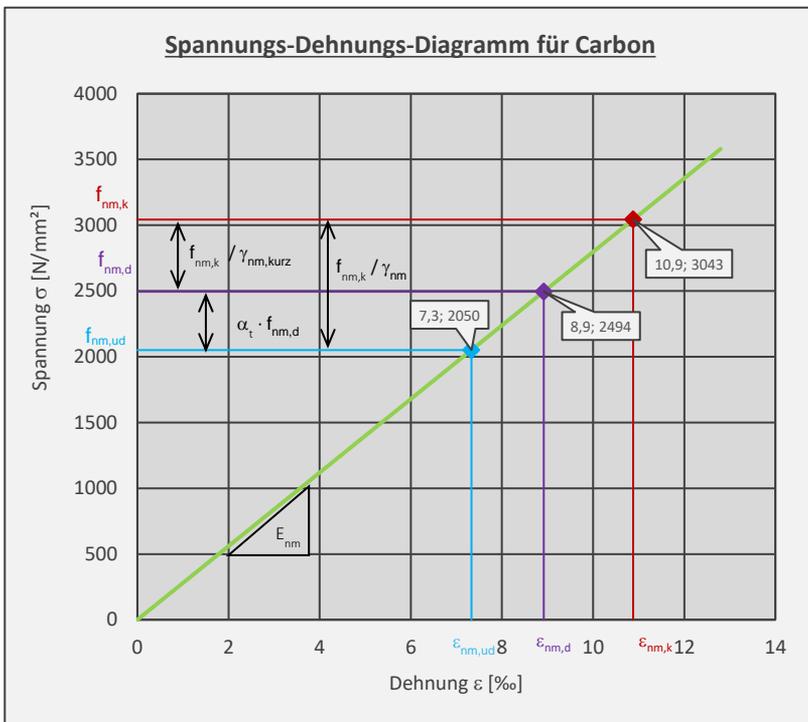


Abb. 4-1: Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Bemessung von Carbonbeton mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“

Aus den Zugversuchen der Faserstränge, die aus dem Bewehrungsgelege herausgetrennt wurden, konnten die charakteristische Zugfestigkeit $f_{nm,k}$ und die Dehngrenze $\varepsilon_{nm,k}$ ermittelt werden. Auf Grund der Abhängigkeit zwischen Probenlänge und Festigkeit nach Rempel /Rem18/ ist diese mit dem Umrechnungsfaktor α_{eff} , (gleich dem Modellunsicherheitsbeiwert η_d) bestimmt. Dieser Effekt ist dem Unterschied der Faserstranglänge im Zugversuch und den Bauteilversuchen mit der

Originalspannweite im Maßstab 1:1 gleichzusetzen. Denn in den 2,50 m langen Deckenplattenversuchen ist die Bewehrung durch den 4-Punkt-Biegeaufbau und dem nahezu konstanten Moment im Bereich zwischen den Lasteinleitungsstellen, auf einer Länge von 1,30 m der maximalen Zugbeanspruchung ausgesetzt. Zudem liegen viele Faserstränge nebeneinander, so dass derjenige mit kleinster Festigkeit maßgebend wird.

4.2 Bemessungsmodell

Vorgegeben durch das probabilistische Sicherheitskonzept muss der Bemessungswiderstand für die Biegetragfähigkeit M_{Rd} mit den Bemessungswerten der Materialfestigkeiten bestimmt werden.

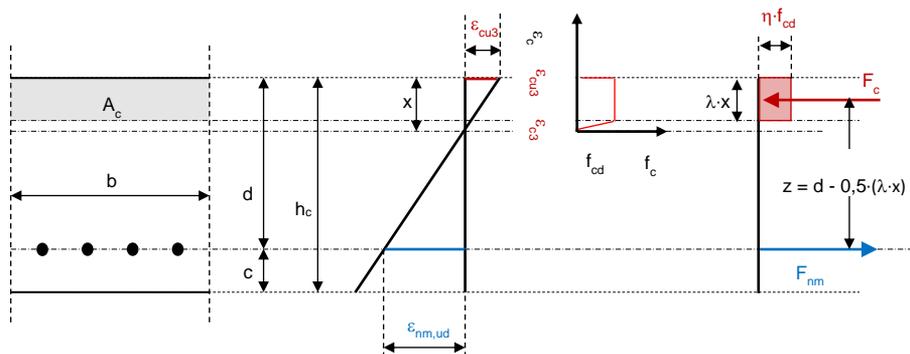


Abb. 4-2: Dehnungs- und Spannungsverteilung

Die Biegetragfähigkeit ergibt sich aus dem Grenzdehnungszustand nach Abb. 4-2. Für das Bewehrungsgelege ist die Grenzdehnung $\epsilon_{nm,u}$ und für den Beton die Grenzdehnung ϵ_{cu3} nach EC 2 /DIN11a, DIN13c/ für die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie maßgebend. Die bilineare Spannungs-Dehnungs-Linie ist mit den Grenzdehnungen ϵ_{c3} und ϵ_{cu3} in Abb. 4-2 ebenfalls enthalten. Durch Integration der Spannungen über die Querschnittsflächen lassen sich betragsmäßig für den Beton die größte Druckkomponente F_c und für die Bewehrung die maximale Zugkomponente F_{nm} bestimmen, mit:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad (4-1)$$

Mit:

$$\alpha_{cc} = 0,85$$

Der Werkstoff mit der betragsmäßig kleinsten Bemessungskraftkomponente F_d wird für die Biegebemessung maßgebend.

$$F_d = \min \{F_c; F_{nm}\} \quad (4-2)$$

Für die in Abb. 4-2 enthaltenen Faktoren η und λ gilt EC 2 /DIN11a, DIN13c/. Für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ mit der in dieser Arbeit beschriebenen Betonfestigkeitsklasse C45/55 gilt:

$$\eta = 1,0$$

$$\lambda = 0,80$$

Durch den inneren Gleichgewichtszustand muss gelten, dass

$$F_d = | -F_c | = F_{nm} \quad (4-3)$$

ist.

4.2.1 Fall a) Betondruckkomponente F_c ist maßgebend:

Wenn die Betondruckkomponente F_c maßgebend ist, ist die Dehnung der Randfaser des Betons $\varepsilon_c = \varepsilon_{cu3} = -3,5 \text{ ‰}$ und es lässt sich über das Werkstoffgesetz

$$\sigma = N / A = E \cdot \varepsilon \quad (4-4)$$

die zugehörige Dehnung ε_{nm} der Bewehrung berechnen. Dabei ist in Gleichung (4-4) die Normalkraft N gleich F_d zu setzen.

$$\varepsilon_{nm} = F_d / (A_{nm} \cdot E_{nm}) \quad (4-5)$$

Über die Euler-Bernoulli-Hypothese lässt sich die Nulllinie im Abstand x von der Oberkante des Querschnitts nach Abb. 4-2 berechnen.

$$x = d \cdot \varepsilon_{cu3} / (\varepsilon_{nm} - \varepsilon_{cu3}) \quad (4-6)$$

Mit bekannter

Bauteilhöhe h_c ,
 Betondeckung c , und
 Bewehrungsquerschnitt A_{nm} ,

kann durch Einsetzen von Gleichung (4-5) in Gleichung (4-6) die Druckzonenhöhe x nach Gleichung (4-7) bestimmt werden.

$$x = \frac{(h_c - c) \cdot \varepsilon_{cu3}}{\frac{F_d}{A_{nm} \cdot E_{nm}} - \varepsilon_{cu3}} \quad (4-7)$$

4.2.2 Fall b) Bewehrungszugkomponente F_{nm} ist maßgebend:

Wenn die Bewehrungszugkomponente F_{nm} maßgebend ist, kann die Betondruckzonenhöhe über das innere Gleichgewicht, das Werkstoffgesetz und Euler-Bernoulli-Hypothese mit Gleichung (4-8) wie folgt ermittelt werden:

$$x = \frac{F_d}{\eta \cdot \lambda \cdot f_{cd} \cdot b} \quad (4-8)$$

4.2.3 Momententragfähigkeit

Nachdem die Druckzonenhöhe x in Abhängigkeit der maßgebenden Werkstoffkomponente nach Kapitel 4.2.1 bzw. Kapitel 4.2.2 bestimmt wurde, kann mit dem Spannungsblock für Beton nach Abb. 4-2 und dessen Höhe $\lambda \cdot x$ der innere Hebelarm z mit Gleichung (4-9) berechnet werden.

$$z = d - 0,5 \cdot (\lambda \cdot x) \quad (4-9)$$

Der Bemessungswert der Momententragfähigkeit M_{Rd} ergibt sich somit zu:

$$M_{Rd} = F_d \cdot z$$

(4-10)

5 Vergleich mit Versuchsergebnissen

Um die Momententragfähigkeiten M_u aus den Versuchen mit der charakteristischen Momententragfähigkeit M_{Rk} aus dem Bemessungsmodell zu vergleichen, muss diese mit charakteristischen Festigkeitswerten ermittelt werden. Faktoren zur Berücksichtigung von Langzeiteinwirkungen sind nicht zu berücksichtigen bzw. zu 1,0 zu setzen.

Für das Bauteil „Parkhausdeckenplatte“ mit dem „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ als Bewehrung sind für die Ermittlung der Momententragfähigkeit M_{Rk} aus dieser Arbeit folgende Werte anzusetzen.

$f_c =$	45	[N/mm ²]	aus Kapitel 3.5
$\epsilon_{nm,k} =$	10,9	[‰]	aus Kapitel 3.2.2
$E_{nm} =$	280000	[N/mm ²]	aus Kapitel 3.2.2
$A_{nm} =$	71,1	[mm ² /m]	aus Kapitel 3.2.1
$h_c =$	103	[mm]	aus Kapitel 3.7.1
$c =$	21	[mm]	aus Kapitel 3.7.1
$b =$	1000	[mm/m]	

Mit dem Bemessungsmodell ergibt sich für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der in Abb. 5-1 dargestellte Dehnungsverlauf.

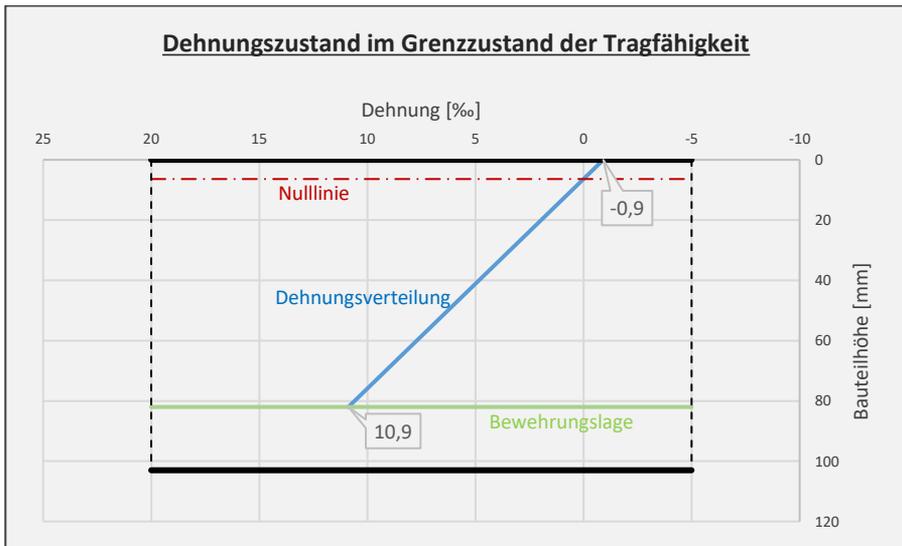


Abb. 5-1: Dehnungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die maßgebende Bemessungskomponente ist nach Abb. 5-1 die Bewehrung und es lässt sich mit den Gleichungen (4-1) bis (4-10) die Momententragfähigkeit M_{Rk} wie folgt ermitteln:

$$M_{Rk} = \left(d \cdot A_{nm} \cdot E_{nm} \cdot \epsilon_{nm,k} - 0,5 \cdot \left(\lambda \cdot \frac{(A_{nm} \cdot E_{nm} \cdot \epsilon_{nm,k})^2}{\lambda \cdot f_c \cdot b} \right) \right) \cdot 10^{-6} \text{ [kNm/m]} \quad (5-1)$$

$$M_{Rk} = 17,3 \text{ kNm/m}$$

Vergleich mit Versuchsergebnissen

Die Deckenplattenbiegeversuche mit Originalspanweite sind mit ihren Momenten­tragfähigkeiten M_u in Tabelle 5-1 zusammengefasst. Der Quotient vom erreichten Tragfähigkeitsbiegemoment im Versuch M_u zur Momenten­tragfähigkeit M_{Rk} nach dem Bemessungsmodell ist ebenfalls in Tabelle 5-1 enthalten und in Abb. 5-2 grafisch ausgewertet.

Nr.	Probekörper	Untersuchung	M_u [kNm/m]	M_u/M_{Rk}	Kapitel
1	DP-BV-01	statischer Biegeversuch Lasteinleitung linienförmig	19,3	1,11	2.7.2.1
2	DP-BV-02		18,1	1,04	
3	DP-BV-03		19,1	1,10	
4	DP-BV-04		19,9	1,15	
5	DP-BV-05		20,7	1,20	
6	DP-BV-06		19,3	1,12	
7	DP-BV-07	Resttragfähigk. nach 2 Mio. Lastwechsel	17,5	1,01	2.7.2.2
8	DP-BV-LZ-01	Resttragfähigk. nach 17 Monaten Dauerlast (nass)	18,1	1,05	2.7.2.3
9	DP-BV-LZ-02	Resttragfähigk. nach 17 Monaten Dauerlast (trocken)	18,5	1,07	
10	DP-PL-01	Biegeversuch Einzellast mittig der Deckenbreite	22,3	1,29	2.7.4
11	DP-PL-02		20,8	1,20	
12	DP-PL-03		19,0	1,10	
13	DP-PL-04		18,9	1,09	
14	DP-PL-05		20,9	1,21	
15	DP-PL-06		19,5	1,13	
16	DP-PL-R1	Biegeversuch, Einzellast am Deckenrand	19,4	1,12	2.7.5

Tabelle 5-1: Zusammenstellung Deckenplattenbiegeversuche

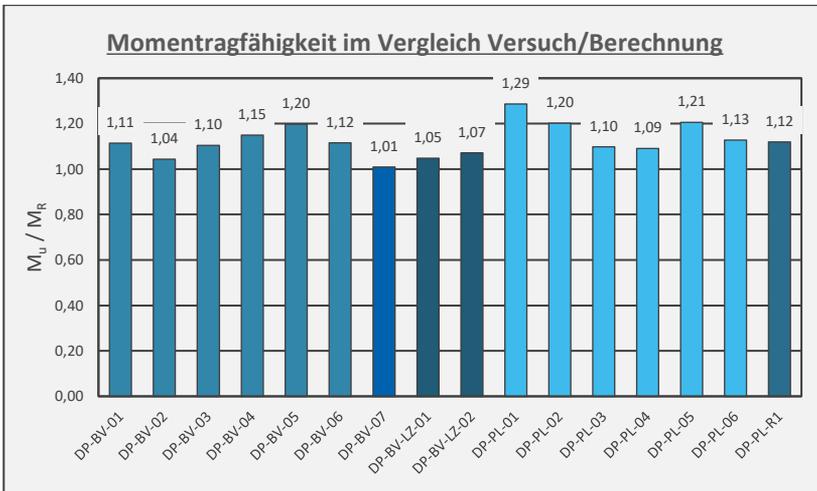


Abb. 5-2: Grafische Auswertung Versuchsmoment zu Berechnung

In Abb. 5-2 ist erkennbar, dass das Modell für alle Versuche auf der sicheren Seite liegt; der Quotient M_u/M_{Rk} ist stets größer als 1. Bei statischen Biegeversuchen mit linienförmiger oder punktueller Lasteinleitung ist der Quotient fast immer größer als

1,10. Mit dem Modell und angesetzten hergeleiteten Festigkeiten in den Kapiteln 3.2 bis 3.4 sind aber auch die Tragfähigkeiten aus dem zunächst dynamisch beanspruchten Versuch mit 2 Millionen Lastwechsel (Zeile 7 von Tabelle 5-1) und die Ergebnisse aus den Resttragfähigkeiten von den Versuchen mit 17-monatiger Dauerlast (Zeilen 8 und 9 von Tabelle 5-1) mit abgedeckt. Hier gilt für den Quotient:

$$1,01 \leq M_u / M_{Rk} \leq 1,07 \quad (5-2)$$

Das Modell liegt für die statische Querschnittsbemessung für Biegung auf der sicheren Seite. Dynamische Beanspruchungen, die sich aus der quasi-ständigen Bemessungssituation ergeben sind hinsichtlich Ermüdung hier ebenfalls abgedeckt.

Für eine statische Biegebemessung infolge Kurzzeitlast kann demnach mit dem in Kapitel 3.2.2.1 (Gleichung (3-16)) ermittelten Teilsicherheitsbeiwert von

$$\gamma_{nm, kurz} = 1,22 \quad (5-3)$$

bemessen werden.

Um den Bemessungswert der Zugfestigkeit für die geplante Nutzungsdauer von 50 Jahren $f_{nm,ud}(t=50a)$ zu erhalten, ist der Bemessungswert der Gitterstruktur für die Kurzzeitfestigkeit $f_{nm,d}$ mit dem Beiwert $\alpha_t = 0,83$ nach Kapitel 3.3.4.2 (Gleichung (3-32)) zu multiplizieren.

$$f_{nm,ud}(t=50a) = \alpha_t \cdot f_{nm,k} / \gamma_{nm, kurz} = \alpha_t \cdot f_{nm,d} \quad (5-4)$$

Alternativ kann zur Ermittlung dieses Bemessungswertes mit einem Teilsicherheitsbeiwert von

$$\gamma_{nm} = 1,45 \quad (5-5)$$

und der charakteristischen Zugfestigkeit

$$f_{nm,k} = 3050 \text{ N/mm}^2 \quad (5-6)$$

nach Gleichung (3-14) gerechnet werden.

$$f_{nm,ud}(t=50a) = f_{nm,k} / \gamma_{nm} \quad (5-7)$$

Bei dem Teilsicherheitsbeiwert γ_{nm} ist dann die Abminderung für die Langzeitfestigkeit und die Effekte aus Dynamik für das „GB hep-Grid“ mitberücksichtigt.

6 Nachweis der Parkhausdeckenplatte

In der Arbeit wurden für das „GB hep-Grid C31T/71 -E-59x25“ folgende Kennwerte hergeleitet:

$f_{nm,k} =$	3050	[N/mm ²]
$\gamma_{nm} =$	1,45	
$f_{nm,ud} = f_{nm,(50)} =$	2050	[N/mm ²]
$\epsilon_{nm,ud} = \epsilon_{nm(50)} =$	7,3	[‰]
$E_{nm} =$	280000	[N/mm ²]

In den Untersuchungen wurde stets Beton der Festigkeitsklasse C45/55 verwendet.

Mit

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 25,5 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad (6-1)$$

und einer vorhandenen Bewehrungsquerschnittsfläche von

$$A_{nm} = 71,1 \text{ [mm}^2\text{/m]} \quad (6-2)$$

ergibt sich der Bemessungswert der Biegetragfähigkeit nach Gleichung (5-1) zu:

$$M_{Rd} = 11,50 \text{ [kNm/m]} \quad (6-3)$$

Der Bemessungswert der Schubtragfähigkeit der Platte wurde nach Gleichung (3-73) in Kapitel 3.7.3 zu

$$A_{Rd} = q_{Rd} = 36,5 \text{ [kN/m]} \quad (6-4)$$

bestimmt.

Der Bemessungswert einer Einzellast mit einer Aufstandsfläche von 100 x 100 mm wurde nach Gleichung (3-81) in Kapitel 3.8.2 zu

$$Q_{Rd} = 22,6 \text{ [kN]} \quad (6-5)$$

bestimmt.

Aus der Schnittkraftermittlung des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ für gleichmäßig verteilte Flächenlast, sowie Rad- bzw. Achslast in Feldmitte und Auflagernah ergeben sich die in Tabelle 6-1 aufgeführten Schnittkräfte (E_d), die mit den Widerständen (R_d) gegenübergestellt werden. Die aufgeführten Bewehrungsspannungen sind im gerissenen Zustand II ermittelt.

Bemessungssituation	Belastung	M_{Ed} [kNm/m]	M_{Ed} / M_{Rd}	$\sigma_{nm,Ed}$ [N/mm ²]	$\sigma_{nm,Ed} / \sigma_{nm,Rd}$	A_{Ed} [kN/m]	A_{Ed} / A_{Rd}
Grenzzustand der Tragfähigkeit GZT	Flächenlast q	5,63	0,49	980	0,48	9,39	0,26
	Radlast Q randfern	7,39	0,64	1293	0,63	8,16	0,22
	Radlast Q randnah	10,94	0,95	1934	0,94	11,13	0,30
quasi ständige Situation GZG _{perm}	Flächenlast q	3,07	0,27	421	0,21	5,12	0,14
	Radlast Q randfern	3,77	0,33	650	0,32	4,63	0,13
	Radlast Q randnah	5,19	0,45	899	0,44	5,81	0,16
häufige Kombination GZG _{frequ}	Flächenlast q	3,28	0,29	567	0,28	5,48	0,15
	Radlast Q randfern	4,11	0,36	709	0,35	4,91	0,13
	Radlast Q randnah	5,76	0,50	999	0,49	6,29	0,17
seltene Kombination GZG _{char}	Flächenlast q	3,93	0,34	679	0,33	6,56	0,18
	Radlast Q randfern	5,10	0,44	883	0,43	5,74	0,16
	Radlast Q randnah	7,47	0,65	1299	0,63	7,72	0,21

Tabelle 6-1: Einwirkungen, Widerstände, Ausnutzungen

Vergleichend zum Bemessungswert der Biegetragfähigkeit nach Gleichung (6-3) sei auf die aus Kapitel 3.7.2.1 nach Gleichung (3-64) statistisch ermittelte Biegetragfähigkeit von

$$M_{Rd} = 12,93 \text{ [kNm/m]} \quad (6-6)$$

hingewiesen, welche das Bemessungsmodell zusätzlich als sicher darstellt.

In Anlehnung an EC 2 / DIN11a, DIN13c/ kann mit der maximalen Auflagerlast A_{Ed} nach Tabelle 6-1 und dem Versatzmaß α_l nach Abb. 6-1 die Verankerung mit Gleichung (3-44) für die maximale zu erwartende Temperatur in Höhe der Bewehrung von $T = 65 \text{ °C}$ und dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{nm} = 1,45$ nachgewiesen werden.

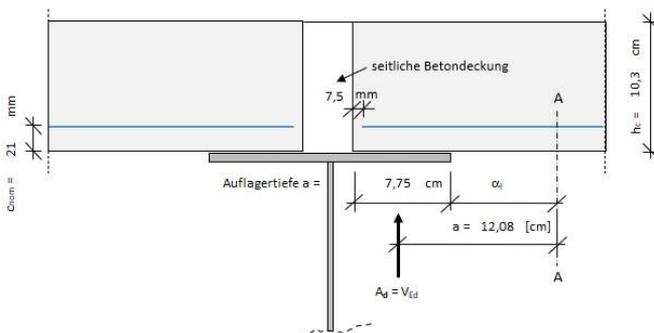


Abb. 6-1: Bewehrung über dem Auflager

Der Bemessungswert des Verbundflusses auf der Widerstandseite beträgt:

$$T_{k,Rd}(65^{\circ}\text{C}) = (-0,608 \cdot 65 + 114,59) / 1,45 = 52 \text{ [N/mm]} \quad (6-7)$$

Mit $n = 40$ Rovings pro Meter und $F_{Ed} = A_{Ed} = 11,13 \text{ kN/m}$ (siehe Tabelle 6-1) errechnet sich die erforderlicher Verankerungslänge zu:

$$l_{erf} = F_{Ed} / (40 \cdot T_{k,Rd}) \approx 6 \text{ [mm]} \leq 70 \text{ [mm]} = l_{vorh} \quad (6-8)$$

Bei 65°C des Bauteils in Höhe der Bewehrung ist die Verbundfestigkeit und Verankerungslänge für den maßgebenden Lastfall sicher gegeben.

7 Zusammenfassung und Ausblick

7.1 Zusammenfassung

In dieser Arbeit wurde ein Prüfkonzept mit 103 ausgewerteten Versuchen vorgestellt. Dieses Konzept entstand auf Grundlage von mehreren Hundert Versuchen, die sich ausschließlich auf ein Bauteil, der „Parkhausdeckenplatte“ für das Parkhausssystem „GOBACAR®“ der Firma GOLDBECK GmbH, bezieht. Im Vergleich zu vielen bisherigen Anwendungen mit dem Verbundwerkstoff „Carbonbeton“ handelt es sich hier um ein Systembauteil mit stets gleichen Abmessungen, gleichen Belastungen, gleichen Produktionsprozessen und gleichen Ausgangsstoffen der verwendeten Materialien.

Im Gegensatz zu bisherigen Anwendungen wird weder ein hochfester Beton noch ein Feinbeton, sondern nach Kenntnis des Autors für Carbonbeton erstmals ein normalfester Beton mit einem Größtkorndurchmesser von 16 mm verwendet. Ebenso kommt ein Bewehrungsgitter mit relativ großer Maschenweite zum Einsatz. Die Bewehrung ist einlagig und ersetzt zu 100 % die Stahlbiegebewehrung, wobei die Carbonbewehrung im Hinblick auf die geplante Nutzungsdauer wirtschaftlich zu 94 % ausgenutzt wird.

Für diese Betonmatrix wurden Verankerungsversuche in Form von neuartigen 4-Punkt-Biegeversuchen konzipiert und in weiteren Versuchen eine temperaturabhängige Verbundfestigkeitsbeziehung aufgestellt. Zudem wurden im Hinblick auf die Verbundfestigkeit dynamische Beanspruchungen untersucht.

Die Versuche bauen aufeinander auf, sodass eine sichere Bauteilbemessung hinsichtlich Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit für mindestens 50 Jahre gewährleistet ist. Hauptaugenmerk gilt dabei dem sogenannten Dauerstandversuch. Im Zeitraffertest als Alterungsprozess für die Carbonbewehrung ist aus den zuvor beschriebenen Beobachtungen im Vorfeld ein Versuchsaufbau konzipiert, sodass mit extremalen Versuchsbedingungen eine sichere Extrapolation der Festigkeit prognostiziert werden kann.

Ergänzend mit vielen Bauteilversuchen und allen abgeprüften Lastszenarien für die vorgesehene Nutzungskategorie der Parkhausdeckenplatte wurden Ergebnisse aus kleinmaßstäblichen Versuchen bestätigt. Selbst Langzeitversuche im Maßstab 1:1 und dynamische Beanspruchungen aus der quasi-ständigen und häufigen Bemessungssituation sind überprüft.

Es werden Abminderungsfaktoren α ermittelt und ein Teilsicherheitsbeiwert γ_{nm} für Carbonbeton vorgeschlagen, sodass die Bemessung für die geplante Nutzungsdauer sicher ist.

Mit den gewonnenen Ergebnissen für die Carbonbewehrung wurde ein Spannungs-Dehnungs-Diagramm für die Bewehrung aufgestellt, mit welchem ein Bemessungsmodell für die Biegebemessung in Anlehnung an EC 2 vorgestellt wurde.

Diese Arbeit bietet die Grundlage für eine umfassende Begutachtung und Dimensionierung des Bauteils „Parkhausdeckenplatte“ für das Parkhausssystem GOBACAR® mit Car-bonBetón®. Es ist ausschließlich die umfassende Grundlage für

dieses einzelne Systembauteil und nicht für die Bauweise mit dem Werkstoff allgemein.

7.2 Ausblick



Abb. 7-1: Treppenturm vom Goldbeck Mitarbeiterparkhaus in Hirschberg an der Bergstraße¹⁸

Im Bereich Sanieren, Verstärken und Ertüchtigen mit Carbonbeton gibt es bereits viele ausgeführte Projekte und es liegt entsprechendes Know How, teils mit zugelassenen Systemen, vor.

Für den Bereich des Neubaus müssen weitere Erkenntnisse mit Zustimmungen im Einzelfall oder Bauteilen mit allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen gesammelt werden. Die Vielzahl der möglichen Variablen bei textiler Bewehrung, die nicht nur von den Materialien für die nichtmetallische Bewehrung, sondern auch vom Herstellprozess der Bewehrung, der Betonmatrix und nicht zuletzt auch vom Produktionsprozess der Bauteile abhängen, sind noch nicht derart hinreichend erforscht, dass man eine Bauweise standardisieren kann. Vielmehr müssen Erfahrungen mit Bauteilen gesammelt werden, welche mit stets gleichen Bedingungen hergestellt und für einen bestimmten Einsatz oder Einsatzbereich produziert und verbaut werden. Eine Basis hierzu wäre zunächst eine Standardisierung von nichtmetallischer Bewehrung, so dass unabhängig vom Bewehrungshersteller die gleichen Parameter für eine Bemessung erzielt werden.

Würde man für die Leistungsfähigkeit von Bewehrung den Quotienten von Festigkeit zu Gewicht definieren, so wäre der Werkstoff Carbon bis zu 40-fach leistungsfähiger als Stahl. Allein unter diesem Gesichtspunkt ließen sich bis zu 80 % und mehr

¹⁸ Bild: ©Goldbeck GmbH, Bei dem Projekt wurden die Parkhausdeckenplatten mit Carbonbeton ausgeführt

CO₂-Ausstoß auf Grund von Bewehrungslieferungen einsparen. Carbonbeton mit nichtmetallischer Bewehrung kann im Betonbau als Anfang der Zukunft gesehen werden. Bei Verwendung dieses Verbundwerkstoff können schlankere Konstruktionen gebaut werden, bei denen bis zu 30 % Beton und damit Zement eingespart werden können. Das Einsparpotential von Beton, dem meist verbrauchten Stoff der Erde nach Wasser, und dem damit verbundenen CO₂-Ausstoß wird die Welt nachhaltig verändern können.

Damit sich die folgenden Generationen an dem Baustoff bedienen und ihn einsetzen muss er nicht nur weiterhin erforscht und entwickelt, sondern im Studium gelehrt werden, damit er eines Tages so selbstverständlich in seiner Anwendung sein wird, wie heute Stahlbeton.

Die Arbeit hat gezeigt, dass man mit dem Werkstoff bei systematischer Bauteiluntersuchung Bemessungsregeln ableiten kann. Je mehr dies getan wird, desto mehr Erfahrung liegt als Grundlage für die Normung vor.

8 Literaturverzeichnis

- /Bie18/ Bielak, J.; Spelter, A.; Will, N.; Classen, M.: *Verankerungsverhalten textiler Bewehrungen in dünnen Betonbauteilen*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, Juli (2018), S. 515 –524
- /BMB20/ Bundesministerium für Bildung und Forschung, Innovation und Strukturwandel, *Zwanzig20 – Partnerschaft für Innovation*, URL <https://www.innovation-strukturwandel.de/de/zwanzig20---das-programm-1780.html> [Zugriff am 31 05 2020]
- /Bru07/ Bruckermann, O.: *Zur Modellierung des Zugtragverhaltens von Textilbewehrtem Beton*, Aachen, 2007, Dissertation, URL http://publications.rwth-aachen.de/record/62306/files/Bruckermann_Oliver.pdf
- /Cun19/ Cuntze, R.: *Fachbegriffe für Kompositbauteile- Technical Terms for composite parts*, Wiesbaden: Springer Vieweg, 2019, ISBN 978-3-658-25635-7
- /Cur12/ Curbach, M.; Ortlepp, R.: *qucosa*. URL <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-86425> (2012)
- /DAf-a/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb: *DAfStb-Richtlinie Betonbauteile mit nichtmetallischer Bewehrung*, Berlin, noch nicht veröffentlicht
- /DAf-b/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb: *DAfStb-Richtlinie Herstellung und Verwendung von zementgebundenem Vergussbeton und Vergussmörtel*, Berlin, Beuth Verlag, 2019
- /DAf-c/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton DAfStb: *Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1991
- /DFG/ Deutsche Forschungsgemeinschaft DFG: *gepris.dfg.de*. URL <https://gepris.dfg.de/gepris/projekt/5483592> [Zugriff am 31 05 2020]
- /DIB-a/ Deutsches Institut für Bautechnik DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-31.10-182, Verfahren zur Verstärkung von Stahlbeton mit Tudalit /Textilbewehrter Beton*), Berlin, 2016
- /DIB-b/ Deutsches Institut für Bautechnik DIBt: *Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-26.1-58, GOBACAR-Verbundfuge*, Berlin, 2019
- /DIN08a/ DIN 1045-2: *Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton - Teil 2: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität - Anwendungsregeln zu DIN EN 206-1*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2008
- /DIN09a/ DIN EN 12390-3: *Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2009

- /DIN10a/ DIN EN 1990: *Grundlagen der Tragwerksplanung*; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN10b/ DIN EN 1991-1-1: *Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN10c/ DIN EN 1991-1-1/NA: *Nationaler Anhang - Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN10d/ DIN EN 1992-1: *Eurocode2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN10e/ DIN EN 1994-1-1: *Eurocode4: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN10f/ DIN EN 1994-1-1/NA: *Nationaler Anhang – National festgelegte Parameter - Eurocode4: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2010
- /DIN11a/ DIN EN 1992-1-1: *Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011
- /DIN13a/ DIN EN 206: *Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013
- /DIN13b/ DIN, DIN EN 12390-13: *Prüfung von Festbeton - Teil 13: Bestimmung des Elastizitätsmoduls unter Druckbelastung (Sekantenmodul)*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013
- /DIN13c/ DIN EN 1992-1-1: *Nationaler Anhang - Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2013
- /DIN15a/ DIN EN 1991-1-1/NA/A1: *Nationaler Anhang - Allgemeine Einwirkungen auf Tragwerke - Wichten, Eigengewicht und Nutzlasten im Hochbau; Änderung A1*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2015
- /DIN17a/ DIN EN 11357: *Kunststoffe – Dynamische Differenz-Thermoanalyse (DSC) – Teil 1: Allgemeine Grundlagen*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2016
- /DIN90a/ DIN 53768: *Extrapolationsverfahren für die Bestimmung des Langzeitverhaltens von glasfaserverstärkten Kunststoffen*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1990

- /DIN95a/ DIN EN 2561: *Luft- und Raumfahrt – Kohlestofffaserverstärkte Kunststoffe – Unidirektionale Lamine – Zugprüfung parallel zur Faserrichtung*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1995
- /DIN98a/ DIN EN 2564: *Luft- und Raumfahrt – Kunststoffaser-Lamine – Bestimmung der Faser-, Harz und Porenanteile*, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 1998
- /DWD11/ Deutscher Wetterdienst DWD: *Aktualisierte und erweiterte Testreferenzjahre von Deutschland für mittlere, extreme und zukünftige Witterungsverhältnisse*, 2011
- /EOT04/ European Organisation for Technical Assessment EOTA: *Evaluation of Anchorages in Concrete concerning Resistance to Fire*, TR020, EOTA, Brüssel, 2004
- /EOT11/ European Organisation for Technical Assessment EOTA: *ETAG 004 External Thermal Insulation Composite Systems (ETICS) With Rendering*, EOTA, Brüssel, 2011
- /Fin16/ Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K.: *Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau*. Kommentierte Fassung, Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2016, ISBN 978-3-410-26411-8
- /Fie11/ Fiebig, R.: *Zum Trag- und Verformungsverhalten der Kopfbolzendübel von Stahlverbundträgern mit Vergussbeton*, Aachen, 2011, Dissertation, URL <https://publications.rwth-aachen.de/record/62909/files/3877.pdf>
- /Gär-a/ Gärtner, C.: *bauen-neu-denken*, URL <https://www.bauen-neu-denken.de/>. [Zugriff am 31.05.2020]
- /Gär-b/ Gärtner, C.: *bauen-neu-denken*, URL <https://www.bauen-neu-denken.de/kategorie/cube/> [Zugriff am 28.12.2020]
- /Gol-a/ Goldbeck GmbH: *GOLDBECK-Parkhäuser*, URL https://www.goldbeck.de/fileadmin/Redaktion/Downloads/Prospekte/Dokumente/GOLDBECK_parkhausbau_parkhaus_prospekt.pdf [Zugriff am 11.05.2020]
- /Han13/ Hansl, M.: *Textilbeton zur Verstärkung zyklisch beanspruchter Tragwerke*, Tudalit Leichter bauen – Zukunft formen, Magazin Nr.9, 2013, <http://tudalit.de/wp-content/uploads/2016/02/TUDALIT9.pdf>
- /Heg11a/ Hegger, J.; Will, N.; Schneider, M.: *Textilbeton: Tragverhalten – Bemessung – Sicherheit*. 6th Colloquium on Textile Reinforced Structures (CTRS6) „Textilbeton in Theorie und Praxis“, Berlin, 2011, S. 269 – 284, ISBN 978-3-86780-245-1
- /Heg11b/ Hegger, J.; Schmachtenberg E. M.: *Abschlussbericht des Sonderforschungsbereiches 532 Textilbewehrter Beton – Grundlagen für die Entwicklung einer neuartigen Technologie*, 2012, Nicht veröffentlicht
- /Hen18/ Hentschel, M.: *Sanierung Hyparschale Magdeburg*. Tagungsband 10. Carbon- und Textilbetontage, S. 58-59, 2018, URL <https://www.carbon->

- textilbetontage.de/wp-content/uploads/2018/09/Final_C3_Tagungsband_C
TBT2018_web.pdf
- /Hep17/ Heppes, O.: *Untersuchungen zur baupraktischen Anwendung von Carbonbeton in Neubauteilen*. DAfStb Fachkolloquium II/2017 „Entwicklungen bei nichtmetallischer Bewehrung“, Berlin, 2017, URL http://www.dafstb.de/application/2.%20FK%202017%20Bewehrung/Anlage14_2017-04-20_Untersuchungen_Carbonbeton_Heppes.pdf
- /Jes09/ Jesse, F.; Jesse, D.: *Zweiachiales Tragverhalten von Textilbeton*. In: Bericht aus dem Jahrbuch 2009, URL https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/TRC-C3/aeltere-projekte/Stress_strain_behav [Zugriff am 01.06.2020]
- /Kac/ Kachelmann GmbH: *wetterkanal.kachelmannwetter*, URL <https://wetterkanal.kachelmannwetter.com/temperaturentwicklung-in-deutschland-seit-1881>, [Zugriff am 06.01.2021]
- /Kri17/ Krieger, L.: *V4.19 Carbonbewehrte Parkhausdeckenplatten*, 2017, URL <https://www.bauen-neu-denken.de/vorhaben/v4-19-carbonbewehrte-parkhausdeckenplatten/> [Zugriff am 01.06.2020]
- /Kul13/ Kulas, C.: *Zum Tragverhalten getränkter textiler Bewehrungselemente für Carbonbauteile*, Aachen, 2013, Eigenverlag, Dissertation, Heft 38, ISBN 3-939051-17-9
- /Kul16/ Kulas, C.: *Sandwichwand Eastside VIII in Mannheim*. Todalit Leichter bauen – Zukunft formen, Magazin Nr.14, 2016, URL <http://todalit.de/wp-content/uploads/2016/02/TUDALIT14.pdf>
- /Lor13/ Lorenz, E.; Schütze, E.; Schladitz, F., Curbach, M.: *Textilbeton – Grundlegende Untersuchungen im Überblick*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, Oktober 2013, S. 711 - 722
- /Lor14/ Lorenz, E.: *Endverankerung und Übergreifung textiler Bewehrungselemente in Betonmatrices*, Dresden, 2014, Dissertation, URL <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-170583>
- /MFP18a/ MFPA Leipzig GmbH: *Untersuchungsbericht UB 4.1/18-071-1*, Leipzig, 2018, nicht veröffentlicht
- /MFP18b/ MFPA Leipzig GmbH, *Ergebnisbericht Nr. S6.1/18-008*, Leipzig, 2018, nicht veröffentlicht
- /Mol05/ Molter, M.: *Zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, Aachen, 2005, Dissertation URL https://publications.rwth-aachen.de/record/58905/files/Molter_Matthias.pdf
- /Mun17/ Munz, B.: *Bewehrungsgitter aus Carbon*, In: Technik in Bayern, 2017, S. 16 – 17, URL https://www.technik-in-bayern.de/fileadmin/sn_config/media_pool_tib/bilder/Aktives_Archiv/TiB02_2017_gesamt.pdf

- /Ohn94/ Ohno, S.; Hannant, D.: *Modelling the Stress-Strain Response of Continuous Fibre Reinforced Cement Composites*, ACI Materials Journal, Vol. 91, No.3, pp. 306 - 312, 1994
- /Prei18/ Preinstorfer, P.; Kromoser, B.; Kolleger, J.: *Einflussparameter auf die Spaltrissbildung in Textilbeton*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, Dezember (2018), S. 877 – 885
- /Rem15/ Rempel, S.; Will, N.; Hegger, J.; Beul, P.: *Filigrane Bauwerke aus Textilbeton*, Beton- und Stahlbetonbau, Ernst & Sohn Verlag GmbH, Berlin, (2015), S. 83 – 93
- /Rem18/ Rempel, S.: *Zur Zuverlässigkeit der Bemessung von biegebeanspruchten Betonbauteilen mit textiler Bewehrung*, Aachen, 2018, Dissertation, URL <http://publications.rwth-aachen.de/record/754243/files/754243.pdf>
- /Schl11/ Schladitz, F.: *Torsionstragverhalten von textilbetonverstärkten Stahlbetonbauteilen*, Dresden, 2011, Dissertation, URL <https://nbn-resolving.org/urn:nbn:de:bsz:14-qucosa-81686>
- /Schu16/ Schumann, A.: *Parkhausdeckenplatte aus Carbonbeton*, In: Bericht aus dem Jahrbuch 2016, URL <https://tu-dresden.de/bu/bauingenieurwesen/imb/forschung/Forschungsfelder/TRC-C3/grundlagenforschung/C3-Bauteile> [Zugriff am 01.06.2020]
- /Schü19/ Schütze, E.: *V2.1 Dauerstandverhalten von Carbonbeton*, 2019, URL <https://www.bauen-neu-denken.de/vorhaben/v2-1-dauerstandverhalten/> [Zugriff am 01.06.2020]
- /Vos08/ Voss, S.: *Ingenieurmodelle zum Tragverhalten von textilbewehrtem Beton*, Aachen, 2008, Dissertation, URL http://publications.rwth-aachen.de/record/50110/files/Voss_Stefan.pdf
- /Web18/ Weber, A.: *Prüfkonzepte für Bewehrungsmaterialien mit zeitabhängigen Widerständen*, Bauingenieur, S. 323 – 329, Juli / August 2018
- /Wei13/ Weiland, S.: *Instandsetzung eines Zuckersilos in Uelzen – Perspektiven des Bauherrn, Planers und Bauunternehmers*, Tudalit Leichter bauen – Zukunft formen, Magazin Nr.9, 2013, <http://tudalit.de/wp-content/uploads/2016/02/TUDALIT9.pdf>
- /Wik/ Wikipedia: *Arrhenius-Gleichung*, URL <https://de.wikipedia.org/wiki/Arrhenius-Gleichung> [Zugriff am 15. April 2020]

Anhang A: Versuchsübersicht

Zugversuche von Rovings aus dem Bewehrungsgelege (RS, RK)						
Nr.	Probekörper	Untersuchung		$\sigma_{\text{Rov,u}}$ [N/mm ²]	ϵ_u [‰]	Kapitel
1	RS-1-01	Charge 1	Roving Schuss Festigkeit	4343	14,8	3.2.2.1
2	RS-1-02			4573	15,9	
3	RS-1-03			4534	17,1	
4	RS-1-04			4433	15,4	
5	RS-1-05			4500	14,7	
6	RS-1-06			3871	14,6	
7	RS-2-01	Charge 2		4522	15,6	
8	RS-2-02			4287	14,9	
9	RS-2-03			4197	15,9	
10	RS-2-04			4343	15,5	
11	RS-2-05			4084	15,3	
12	RS-2-06			4096	15,4	
13	RS-2-07			4376	15,7	
14	RK-1-01	Charge 1	Roving Kette Festigkeit	4624	16,3	
15	RK-1-02			4663	17,4	
16	RK-1-03			4253	13,8	
17	RK-1-04			4686	16,1	
18	RK-1-05			4264	14,5	
19	RK-1-06			4787	17,8	
20	RK-2-01	Charge 2		4320	16,7	
21	RK-2-02			3904	13,2	
22	RK-2-03			4663	16,6	
23	RK-2-04			4337	15,2	
24	RK-2-05			4568	16,8	
25	RK-2-06			4506	14,0	

Tabelle A-1: Rovingversuche zur Bestimmung von Festigkeitswerten des Bewehrungsgeleges

Dauerstandsversuche Roving / Temperatur-, Alkalibeständigkeit (DR)						
Nr.	Probekörper	Prüfbedingung	$\sigma_{\text{Dauerlast}}$ [N/mm ²]	Prüf- /Standzeit [Stunden]	$\sigma_{\text{Rov,u,Resttragf.}}$ [N/mm ²]	Kapitel
1	DR-PH-01	T = 65 °C pH = 13,7	2517	1800	4124	3.3.4.1
2	DR-PH-02		2517	1800	4163	
3	DR-PH-03		2517	1800	4180	
4	DR-PH-04		2517	1800	3629	
5	DR-05	T = 65 °C	2517	1800	4837	
6	DR-06		2713	1800	4635	
7	DR-07		3017	1800	4685	
8	DR-08		3522	1800	4848	
9	DR-2530-01	T = 75 °C pH = 13,7	2531	1697	-	3.3.4.2
10	DR-2530-02		2531	2429		
11	DR-2530-03		2531	1913		
12	DR-2530-04		2531	3216		
13	DR-2725-01	T = 75 °C pH = 13,7	2728	26		
14	DR-2725-02		2728	106		
15	DR-2725-03		2728	108		
16	DR-2725-04		2728	264		
17	DR-2725-05		2728	173		
18	DR-2925-01	T = 75 °C pH = 13,7	2925	67		
19	DR-2925-02		2925	74		
20	DR-2925-03		2925	77		
21	DR-2925-04		2925	91		
22	DR-2925-05		2925	24		

Tabelle A-2: Dauerstandsversuche an Rovings aus dem Gelege

Dauerschwingversuch am Roving (2 Mio Lastwechsel) (DSR)					
Nr.	Probekörper	S_{Ober} [N/mm ²]	S_{unter} [N/mm ²]	$S_{\text{Rov,u,Resttragf.}}$ [N/mm ²]	Kapitel
1	DSR-01	1017	326	3461	3.4
2	DSR-02	1320	326	3775	
3	DSR-03	1320	1017	3882	

Tabelle A-3: Dauerschwingversuche an Einzelrovings aus dem Gelege mit einem einbetonierten Rovingende

Verbundfestigkeit am Roving (TV)					
Nr.	Probekörper	Untersuchung	$\sigma_{u,Test}$ [N/mm ²]	Schubfluss T [N/mm]	Kapitel
1	TV-20-01	Temperaturabhängige Verbundfestigkeit $L_V = 50$ mm	3067	109,2	3.6.1.3
2	TV-20-02		3079	109,6	
3	TV-20-03		3697	131,6	
4	TV-20-04		3573	127,2	
5	TV-50-05		3365	119,8	
6	TV-50-06		3596	92,4	
7	TV-80-07		1494	53,2	
8	TV-80-08		2208	78,6	
9	TV-120-09		860	30,6	
10	TV-120-10		1292	46,0	
11	TV-150-11		989	35,2	
12	TV-150-12		1101	39,2	

Tabelle A-4: Temperaturabhängige Verbundversuche mit Einzelrovings aus dem Gelege

Verankerungsversuche, $l_V=140$ mm (VV)					
Nr.	Probekörper	Untersuchung	$S_{u,Test}$ [N/mm ²]	Schubfluss T [N/mm]	Kapitel
1	VV-01	Statische Bealstung bei Raumtemperatur bis Bruch	3033	38,5	3.6.2
2	VV-02		3147	40,0	
3	VV-03		3781	48,0	
4	VV-04		3338	42,4	
5	VV-05		3325	42,2	
6	VV-06	Dauerlast mit $s_{Rov} =$ 2500 N/mm ² T = 75 °C t = 1800 Stunden	2500	31,7	3.6.3
7	VV-07		2500	31,7	
8	VV-08		2500	31,7	

Tabelle A-5: Verankerungsversuche von Rovings im 4-Punkt-Biegeversuch

Deckenplattenversuche (DP)					
Nr.	Probekörper	Untersuchung	M_u [kNm/m]	S_{Rov} [N/mm ²]	Kapitel
1	DP-BV-01	statischer Biegeversuch Lasteinleitung linienförmig	19,3	3479	3.7.2.1
2	DP-BV-02		18,1	3260	
3	DP-BV-03		19,1	3449	
4	DP-BV-04		19,9	3590	
5	DP-BV-05		20,7	3740	
6	DP-BV-06		19,3	3484	
7	DP-BV-07	Resttragfähigkeit nach 2 Mio Lastwechsel	17,5	3152	3.7.2.2
8	DP-BV-LZ-01	Resttragfähigkeit nach 17 Monaten Dauerlast (nass)	18,1	3272	3.7.2.3
9	DP-BV-LZ-02	Resttragfähigkeit nach 17 Monaten Dauerlast (trocken)	18,5	3346	
10	DP-PL-01	Biegeversuch Einzellast in mittig der Deckenbreite	22,3	2849	3.7.4
11	DP-PL-02		20,8	3024	
12	DP-PL-03		19,0	2856	
13	DP-PL-04		18,9	2979	
14	DP-PL-05		20,9	2839	
15	DP-PL-06		19,5	2905	
16	DP-PL-R1	Biegeversuch, Einzellast am Deckenrand	19,4	4019	3.7.5
17	DP-SV-01	Schubvermögen Lasteinleitung linienförmig	15,8	3753	3.7.3
18	DP-SV-02		16,8	3430	
19	DP-SV-03		15,8	3406	
20	DP-SV-04		16,5	3766	
21	DP-SV-05		15,7	3522	
22	DP-SV-06		16,1	3497	

Tabelle A-6: Deckenplattenversuche mit Originalspanweite

Einzellast am auflagnahen Plattenrand (PL-R)				
Nr.	Probekörper	Untersuchung	P_u [kN]	Kapitel
1	PL-R-01	Einzellast am Plattenrand Auflagnah Lastfläche: 100 x 100 mm	31,6	3.8
2	PL-R-02		35,1	
3	PL-R-03		32,0	
4	PL-R-04		35,3	
5	PL-R-05		35,6	
6	PL-R-06		33,8	

Tabelle A-7: Einzellastversuche (Durchstanzen) am auflagnahen Plattenrand

Übergreifungsversuche (ÜL)				
Nr.	Probekörper	Untersuchung	P_u [kN]	Kapitel
1	ÜL-01	Übergreifungslänge Carbonbewehrung - Stahlbewehrung	80,8	3.9
2	ÜL-02		78,1	
3	ÜL-03		78,2	
4	ÜL-04		74,9	
5	ÜL-05		79,3	

Tabelle A-8: Übergreifungsversuche zwischen Carbon- und Stahlbewehrung

Anhang B: Versuchsdokumentation

B.1 Statische Zugversuche am Roving nach Kap. 3.2

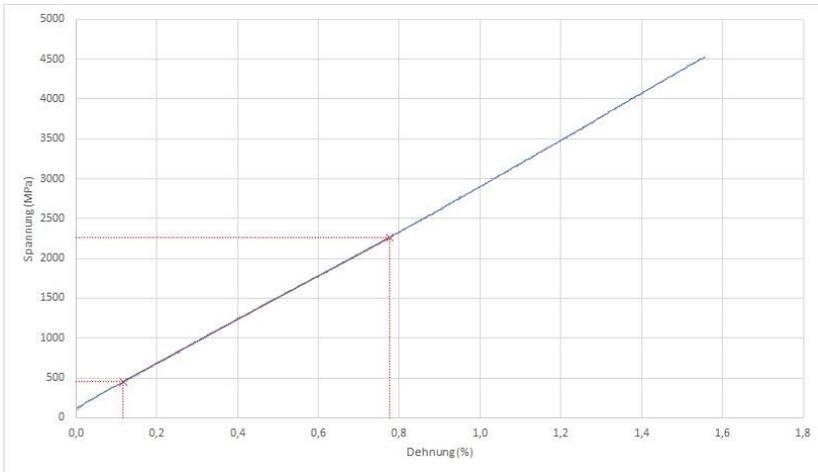


Abbildung B.1-1: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-1-2

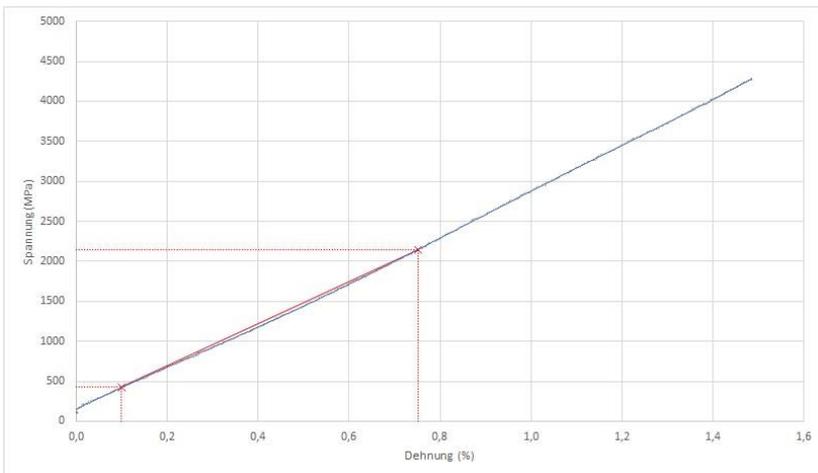


Abbildung B.1-2: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-2-2

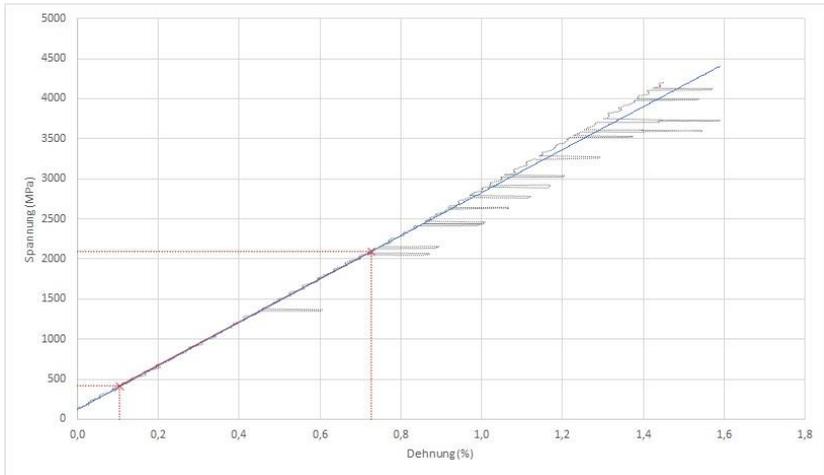


Abbildung B.1-3: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-3-2

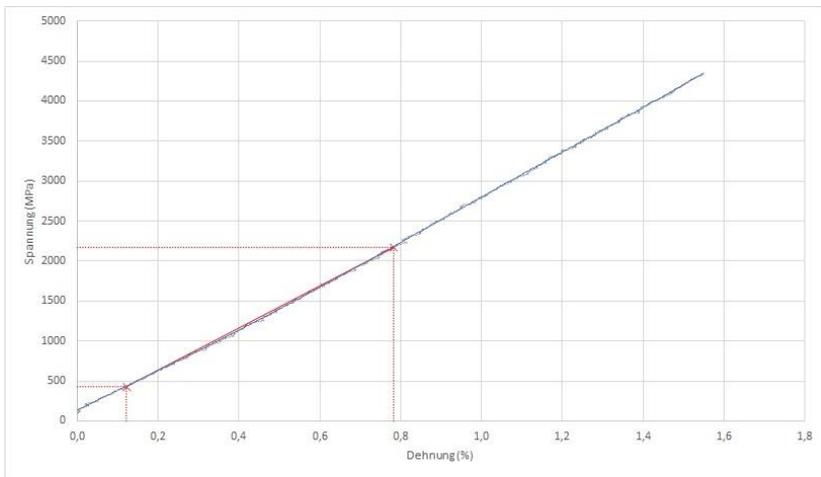


Abbildung B.1-4: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-4-2

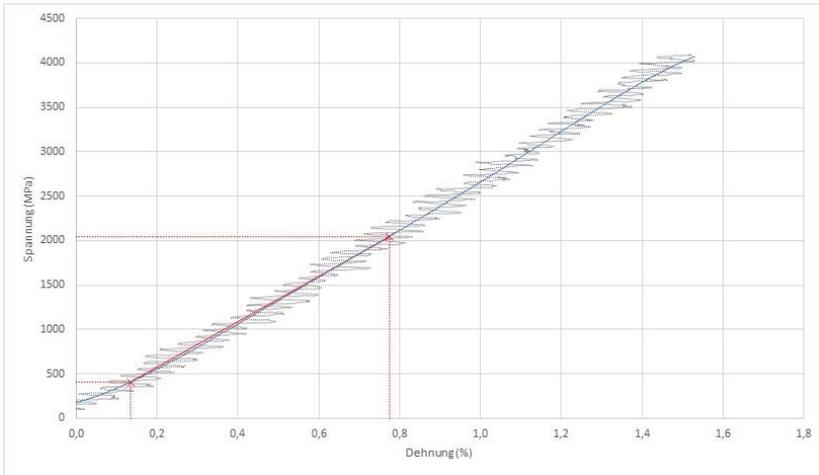


Abbildung B.1-5: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-5-2

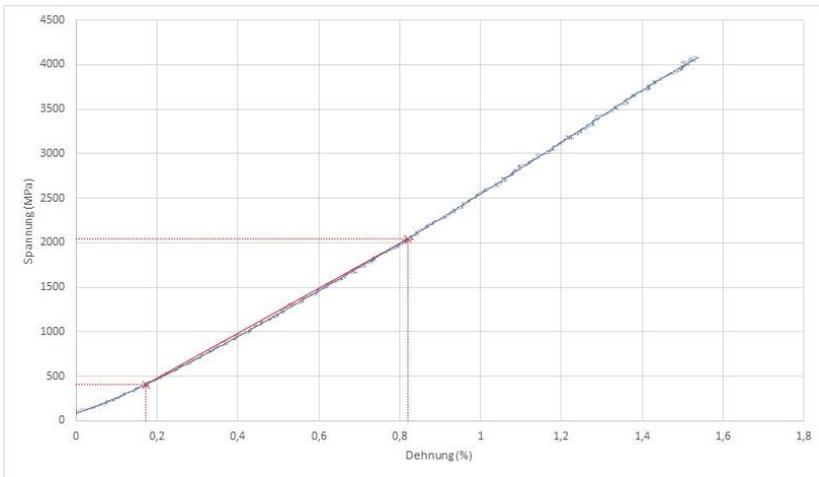


Abbildung B.1-6: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-6-2

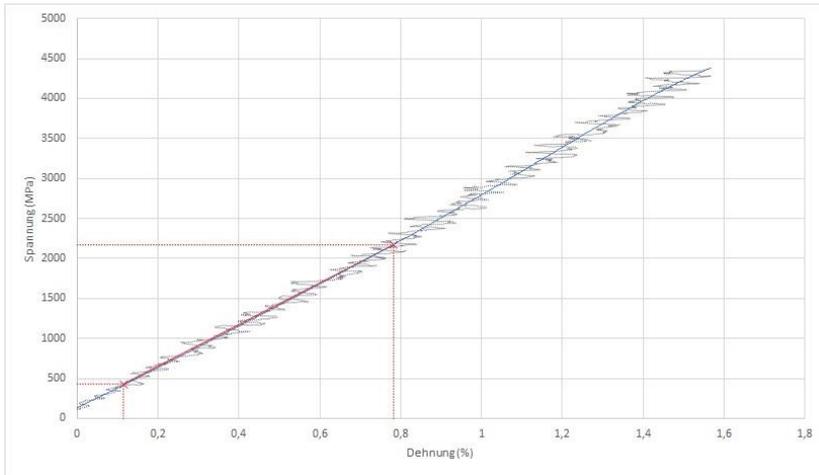


Abbildung B.1-7: Spannung-Dehnung-Diagramm vom Versuch S-7-2

Nr.	Versuch	x_i	$\ln x_i$	$\ln(x_i - m_y)^2$	$(x_i - m_y)^2$
1	S-1-1	4348	8,38	0,0000	608
2	S-2-1	4579	8,43	0,0034	65172
3	S-3-1	4539	8,42	0,0025	46619
4	S-4-1	4438	8,40	0,0007	13148
5	S-5-1	4506	8,41	0,0018	33184
6	S-6-1	3876	8,26	0,0117	200558
7	S-1-2	4528	8,42	0,0022	41887
8	S-2-2	4292	8,36	0,0000	998
9	S-3-2	4202	8,34	0,0008	14783
10	S-4-2	4348	8,38	0,0000	608
11	S-5-2	4089	8,32	0,0030	54797
12	S-6-2	4101	8,32	0,0027	49656
13	S-7-2	4359	8,38	0,0001	1290
Σ :		56205	108,82	0,0290	523307

$$\begin{aligned}
 m_x &= 4323 & S_{y,\text{bekannt}} &= 0,0998 \\
 m_y &= 8,4 & S_{y,\text{unbekannt}} &= 0,0492 \\
 \text{Anzahl } n &= 13 \\
 s_x^2 &= 43609 \\
 s_x &= 209 \\
 V_x &= s_x / m_x = 0,10 \\
 k_{n,\text{bek.},D.7.2} &= 1,72 & \gamma_{\text{bek.}} &= 1,22 \\
 k_{n,\text{unbek.},D.7.2} &= 1,92 & \gamma_{\text{unbek.}} &= 1,47 \\
 k_{n,\text{bek.},D.7.3} &= 3,23 \\
 k_{n,\text{unbek.},D.7.3} &= 4,51 \\
 X_{3,\text{bek.},D.7.2} &= 3580 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 X_{1,\text{bek.},D.7.3} &= 2927 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 X_{6,\text{unbek.},D.7.2} &= 3493 \text{ [N/mm}^2\text{]} \\
 X_{4,\text{unbek.},D.7.3} &= 2374 \text{ [N/mm}^2\text{]}
 \end{aligned}$$

Tabelle B.1-1: Statistische Auswertung Schussmaterial, Zugfestigkeit

Anhang B

Nr.	Versuch	x_i	$\ln x_i$	$\ln(x_i - m_x)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	S-1-1	14,8	2,69	0,0018	0,418
2	S-2-1	15,9	2,77	0,0009	0,206
3	S-3-1	17,1	2,84	0,0105	2,735
4	S-4-1	15,4	2,73	0,0000	0,002
5	S-5-1	14,7	2,69	0,0024	0,557
6	S-6-1	14,6	2,68	0,0031	0,716
7	S-1-2	15,6	2,75	0,0001	0,024
8	S-2-2	14,9	2,70	0,0012	0,298
9	S-3-2	15,9	2,77	0,0009	0,206
10	S-4-2	15,5	2,74	0,0000	0,003
11	S-5-2	15,3	2,73	0,0001	0,021
12	S-6-2	15,4	2,73	0,0000	0,002
13	S-7-2	15,7	2,75	0,0003	0,064
	Σ :	200,8	35,57	0,0212	5,252

$m_x = 15$

$m_y = 2,7$

Anzahl $n = 13$

$s_x^2 = 0,44$

$s_x = 0,66$

$V_x = s_x / m_x = 0,10$

$k_{n,bek.,D.7.2} = 1,72$

$k_{n,unbek.,D.7.2} = 1,92$

$k_{n,bek.,D.7.3} = 3,23$

$k_{n,unbek.,D.7.3} = 4,51$

$X_{k,bek.,D.7.2} = 12,8$ [N/mm²]

$X_{d,bek.,D.7.3} = 10,5$ [N/mm²]

$X_{k,unbek.,D.7.2} = 12,5$ [N/mm²]

$X_{d,unbek.,D.7.3} = 8,5$ [N/mm²]

$S_{y,bekannt} = 0,0998$

$S_{y,unbekannt} = 0,0421$

$\gamma_{bek.} = 1,22$

$\gamma_{unbek.} = 1,47$

Tabelle B.1-2: Statistische Auswertung Schussmaterial, Bruchdehnung

Nr.	Versuch	x_i	$\ln x_i$	$\ln(x_i - m_x)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	K-1-1	4624	8,44	0,0013	25400
2	K-2-1	4663	8,45	0,0020	39502
3	K-3-1	4253	8,36	0,0022	44891
4	K-4-1	4686	8,45	0,0025	48952
5	K-4-1	4264	8,36	0,0020	40250
6	K-5-1	4787	8,47	0,0051	104006
7	K-1-2	4320	8,37	0,0010	20844
8	K-2-2	3904	8,27	0,0176	314300
9	K-3-2	4663	8,45	0,0020	39502
10	K-4-2	4337	8,37	0,0008	16256
11	K-5-2	4568	8,43	0,0006	10635
12	K-6-2	4506	8,41	0,0001	1702
	Σ :	53573	100,83	0,0372	706240

$m_x = 4464,4$

$m_y = 8,40$

Anzahl $n = 12$

$s_x^2 = 64204$

$s_x = 253$

$V_x = s_x / m_x = 0,10$

$k_{n,bek.,D.7.2} = 1,72$

$k_{n,unbek.,D.7.2} = 1,92$

$k_{n,bek.,D.7.3} = 3,23$

$k_{n,unbek.,D.7.3} = 4,51$

$X_{k,bek.,D.7.2} = 3697$

$X_{d,bek.,D.7.3} = 3022$

$X_{k,unbek.,D.7.2} = 3607$

$X_{d,unbek.,D.7.3} = 2451$

$S_{y,bekannt} = 0,0998$

$S_{y,unbekannt} = 0,0582$

$\gamma_{theo,bek.} = 1,22$

$\gamma_{theo,unbek.} = 1,47$

Tabelle B.1-3: Statistische Auswertung Kette, Zugfestigkeit

Nr.	Versuch	x_i	$\ln x_i$	$\ln(x_i - m_x)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	K-1-1	16,3	2,79	0,0018	0,360
2	K-2-1	17,4	2,86	0,0115	2,890
3	K-3-1	13,8	2,62	0,0155	3,610
4	K-4-1	16,1	2,78	0,0009	0,160
5	K-4-1	14,5	2,67	0,0056	1,440
6	K-5-1	17,8	2,88	0,0169	4,410
7	K-1-2	16,7	2,82	0,0044	1,000
8	K-2-2	13,2	2,58	0,0286	6,250
9	K-3-2	16,6	2,81	0,0036	0,810
10	K-4-2	15,2	2,72	0,0008	0,250
11	K-5-2	16,8	2,82	0,0052	1,210
12	K-6-2	14,0	2,64	0,0121	2,890
	Σ :	188	32,99	0,1069	25,280

$m_x = 15,7$

$m_y = 2,75$

Anzahl $n = 12$

$s_x^2 = 2,30$

$s_x = 1,52$

$V_x = s_x / m_x = 0,10$

$k_{n,bek.,D.7.2} = 1,72$

$k_{n,unbek.,D.7.2} = 1,92$

$k_{n,bek.,D.7.3} = 3,23$

$k_{n,unbek.,D.7.3} = 4,51$

$X_{k,bek.,D.7.2} = 13,1$

$X_{d,bek.,D.7.3} = 10,8$

$X_{k,unbek.,D.7.2} = 12,8$

$X_{d,unbek.,D.7.3} = 8,9$

$S_{y,bekannt} = 0,0963$

$S_{y,unbekannt} = 0,0986$

$\gamma_{theo,bek.} = 1,21$

$\gamma_{theo,unbek.} = 1,44$

Tabelle B.1-4: Statistische Auswertung Kette, Bruchdehnung

B.2 Betonfestigkeiten zu Kap. 3.5

Betonauswertung C 40/50 XC4, XD3, XF4, XA3 - WA - gobacar										
Datum datum						Luftporen vzduch 5,5-7,5 %	W/B v/p 0,40+0,02	Frischbeton čer. bet. Kg/m ³ 2460±100	28 Tage 28 dni kg/m ³ 2420±100	Ausbret. roziliti 520 +30 -20
	MPa	MPa	MPa	2,5 < S15 < 5,5	MPa (σ=4)					
	fci	fck - 4,0	fcm	0,63*σ < S15 < 1,37*σ	fck +1,48*σ					
27.01.2020	67	46	65,4	4,5	55,9	6,4	0,42	2460	2430	550
27.01.2020	62	46	65,1	4,4	55,9	5,8	0,40	2460	2440	540
28.01.2020	63	46	64,9	4,4	55,9	5,5	0,42	2450	2430	550
28.01.2020	64	46	64,7	4,4	55,9	6	0,41	2440	2420	540
29.01.2020	68	46	65,0	4,4	55,9	5,6	0,41	2480	2450	540
29.01.2020	58	46	64,6	4,7	55,9	7	0,42	2430	2400	540
30.01.2020	67	46	63,9	3,5	55,9	6,4	0,41	2450	2430	530
30.01.2020	64	46	63,8	3,4	55,9	6,4	0,42	2480	2450	540
31.01.2020	62	46	63,3	3,0	55,9	5,9	0,42	2430	2410	550
31.01.2020	70	46	63,9	3,4	55,9	5,8	0,40	2480	2460	510
03.02.2020	68	46	63,9	3,5	55,9	6	0,42	2490	2460	540
03.02.2019	70	46	64,3	3,8	55,9	5,8	0,41	2470	2450	540
04.02.2020	70	46	64,8	4,0	55,9	6	0,39	2490	2470	520
04.02.2020	67	46	65,2	3,9	55,9	6,2	0,41	2450	2430	540
05.02.2020	59	46	65,3	3,8	55,9	6,6	0,42	2420	2390	530
05.02.2020	66	46	65,2	3,7	55,9	6	0,41	2470	2450	530
06.02.2020	57	46	64,9	4,2	55,9	6,8	0,40	2440	2420	520
06.02.2020	60	46	64,7	4,4	55,9	6,2	0,42	2430	2410	550
07.02.2020	60	46	64,4	4,5	55,9	6,8	0,38	2440	2430	540
07.02.2020	59	46	63,8	4,6	55,9	6,8	0,40	2410	2400	540
10.02.2020	71	46	64,7	4,6	55,9	5,6	0,39	2470	2460	540
10.02.2020	61	46	64,3	4,7	55,9	6,2	0,39	2470	2450	530
11.02.2020	68	46	64,5	4,8	55,9	6,4	0,40	2480	2460	510
11.02.2020	62	46	64,5	4,8	55,9	6	0,38	2470	2460	500
12.02.2020	63	46	64,1	4,6	55,9	5,5	0,41	2470	2450	540
12.02.2020	57	46	63,3	4,7	55,9	6,4	0,41	2420	2400	530
13.02.2020	66	46	63,1	4,5	55,9	5,7	0,42	2440	2410	500
13.02.2020	61	46	62,5	4,1	55,9	6,3	0,42	2440	2420	540
14.02.2020	57	46	61,8	4,1	55,9	5,8	0,40	2470	2450	520
14.02.2020	63	46	62,1	4,0	55,9	6,3	0,41	2460	2440	520
17.02.2020	56	46	61,4	4,2	55,9	6,4	0,42	2450	2430	520
17.02.2020	62	46	61,7	4,0	55,9	6	0,42	2440	2420	550
18.02.2020	69	46	62,3	4,3	55,9	5,9	0,41	2470	2450	550
18.02.2020	62	46	62,5	4,3	55,9	6	0,40	2440	2430	550
19.02.2020	70	46	63,2	4,6	55,9	5,8	0,41	2440	2430	530
14.03.2020	55	46	62,1	4,6	55,9	5,6	0,40	2450	2420	530
16.03.2020	70	46	62,7	4,9	55,9	5,5	0,41	2440	2420	550
16.03.2020	64	46	62,5	4,7	55,9	5,8	0,42	2440	2420	540
17.03.2020	59	46	62,3	4,8	55,9	6,4	0,41	2450	2430	550
17.03.2020	64	46	62,3	4,8	55,9	6,1	0,40	2430	2410	540
18.03.2020	60	46	62,5	4,6	55,9	6,2	0,40	2460	2470	520
19.03.2020	57	46	61,9	4,7	55,9	5,9	0,41	2460	2430	550
19.03.2020	57	46	61,7	4,9	55,9	6,1	0,42	2470	2450	530
20.03.2020	65	46	62,2	4,8	55,9	6,3	0,40	2450	2430	510
20.03.2020	68	46	62,5	5,0	55,9	5,5	0,42	2460	2440	550
21.03.2020	66	46	63,2	4,7	55,9	6	0,41	2460	2430	530
23.03.2020	67	46	63,5	4,8	55,9	6,1	0,40	2440	2420	520
23.03.2020	60	46	62,9	4,7	55,9	6,4	0,40	2430	2400	550

Tabelle B.2-1: 28-Tage Werte von Beton

B.3 Temperaturanalyse (FE-Simulation) der Parkhausdeckenplatte zu Kap. 3.3.1

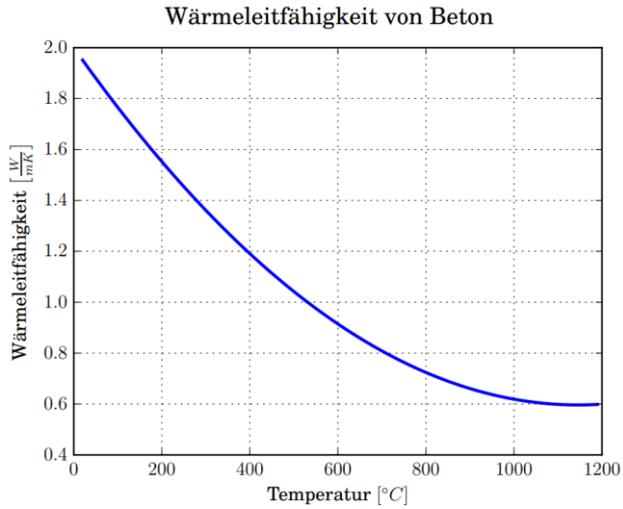


Abbildung B.3-1: Temperaturabhängige Wärmeleitfähigkeit |Beton von Beton nach [57]

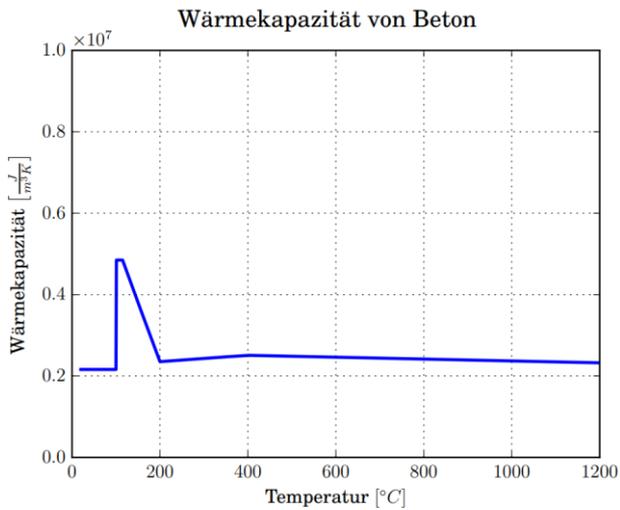


Abbildung B.3-2: Temperaturabhängige Wärmekapazität CBeton mit einer Rohdichte von $r=2.400 \text{ kg/m}^3$ und einem feuchtegehalt von 3 % nach [57]

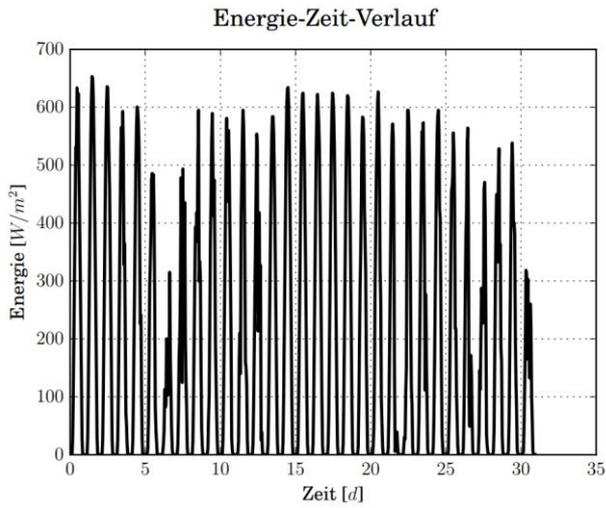


Abbildung B.3-3: Zeitabhängiger Verlauf der Energie aus Sonneneinstrahlung, die von der Parkhausdeckenplatte absorbiert wird

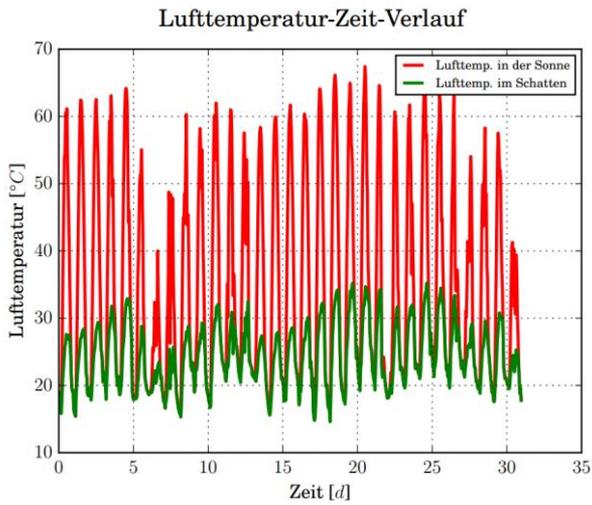


Abbildung B.3-4: Zeitlicher Verlauf der Sonnenlufttemperatur

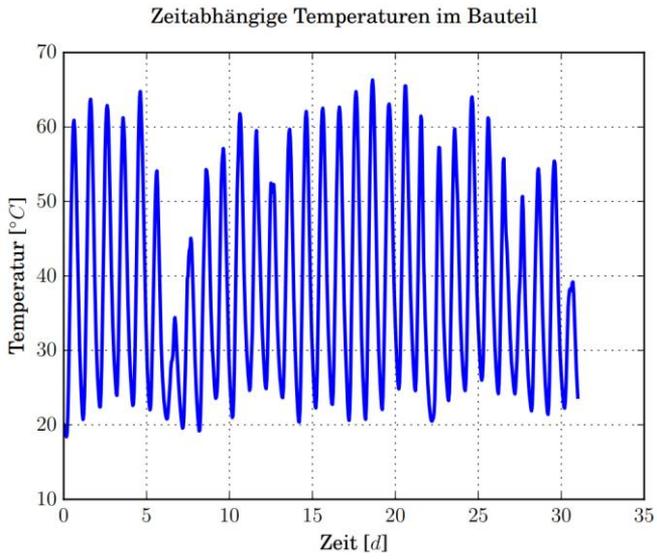


Abbildung B.3-5: Zeitabhängige Temperaturen der Parkhausdeckenplatte in Höhe der Bewehrungslage

B.4 Temperatur-Verbund Versuche, zu Kap. 3.6.1

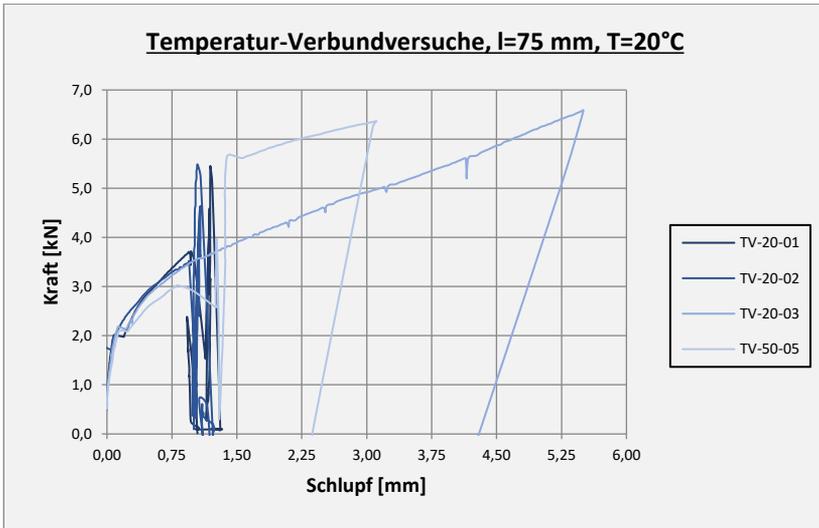


Abbildung B.4-1: Last-Schlupf-Kurve, T=20 °C

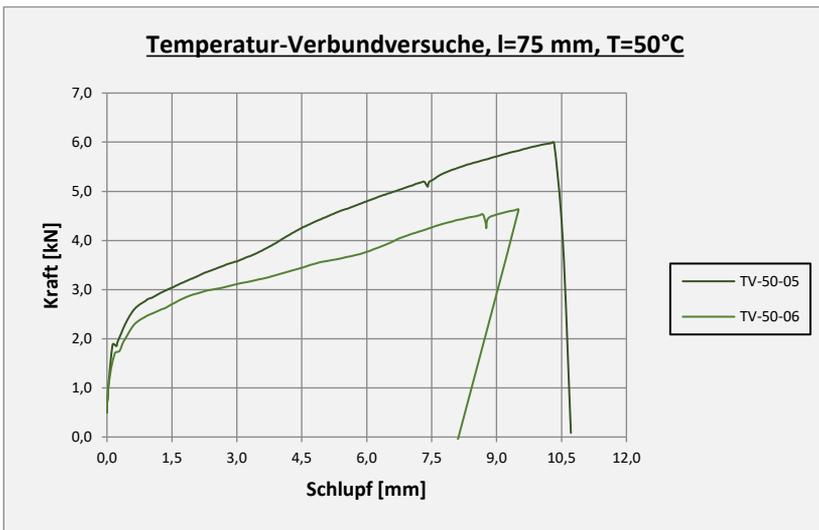


Abbildung B.4-2: Last-Schlupf-Kurve, T=50 °C

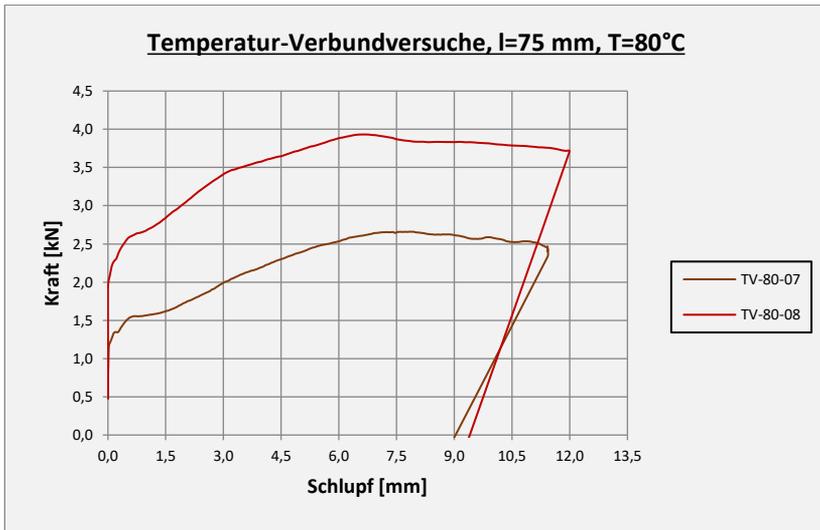


Abbildung B.4-3: Last-Schlupf-Kurve, T=80 °C

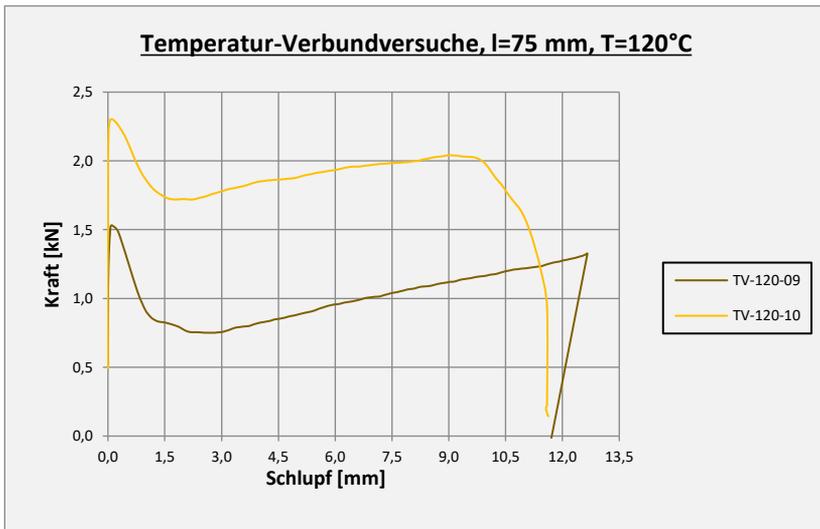


Abbildung B.4-4: Last-Schlupf-Kurve, T=120 °C

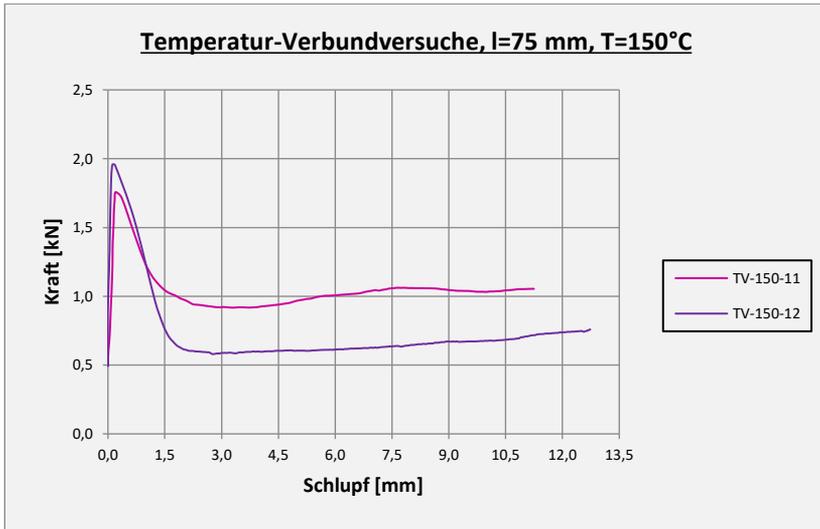


Abbildung B.4-5: Last-Schlupf-Kurve, T=150 °C

B.5 Verankerungsversuche, zu Kap. 3.6.2



Abbildung B.5-1: Schalung mit Risseinleitungsblechen



Abbildung B.5-2: Rovings und Füllen der Schalung



Abbildung B.5-3: Frisch betonierter Versuchskörper



Abbildung B.5-4: Versuchsaufbau



Abbildung B.5-6: Versuchsdurchführung



Abbildung B.5-7: Detailaufnahme im Bereich des Risseinleitungsblechs



Abbildung B.5-8: Versuch nach erreichter Traglast: Bewehrung gerissen



Abbildung B.5-9: Prüfen der Betondeckung nach Bruch

B.6 Deckenplattenversuche – Produktion



Abbildung B.6-1: Schalung der Versuchskörper mit Carbonbewehrung und Stahlschlaufen



Abbildung B.6-2: Betonieren der Versuchskörper

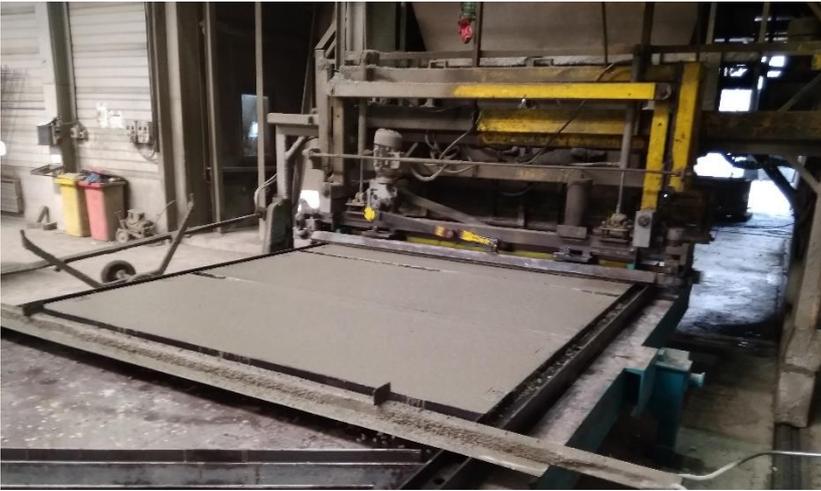


Abbildung B.6-3: Maschinelles Abziehen der Versuchskörper

B.7 4-Punkt-Biegeversuche an Deckenplatten zu Kap. 3.7.2.1 bis 3.7.2.3



Abbildung B.7-1: Versuchsstand



Abbildung B.7-2: Abgeschlossenes Rissbild



Abbildung B.7-3: Große Endtangentialverdrehung vor Erreichen der Traglast



Abbildung B.7-4: Decke beim Biegeversagen



Abbildung B.7-5: Nachprüfen der Betondeckung und Messung der Rovingdicke inklusive Tränkungsmaterial

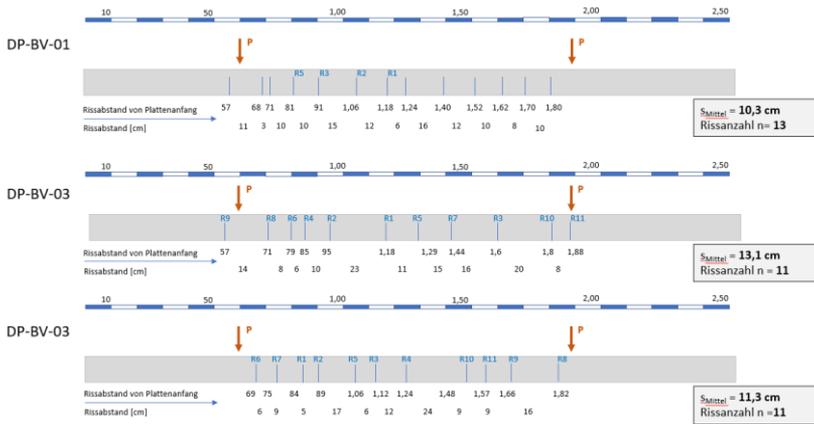


Abbildung B.7-6: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Biegeversuche 1 bis 3)

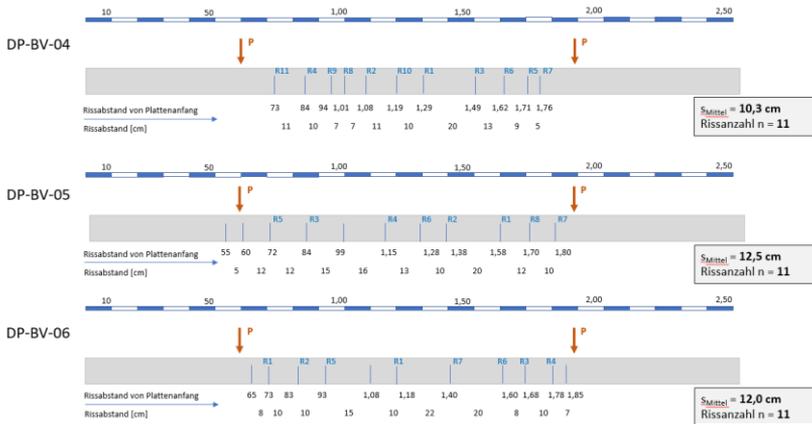


Abbildung B.7-7: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Biegeversuche 4 bis 6)

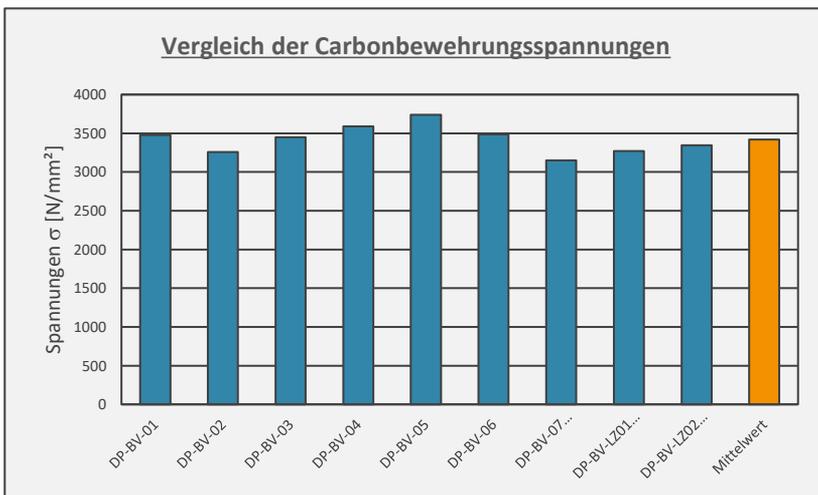


Abbildung B.7-8: Vergleich der Bewehrungsspannungen aus den Biegeplattenversuchen nach Kapitel 2.7.2.1 bis Kapitel 2.7.2.3

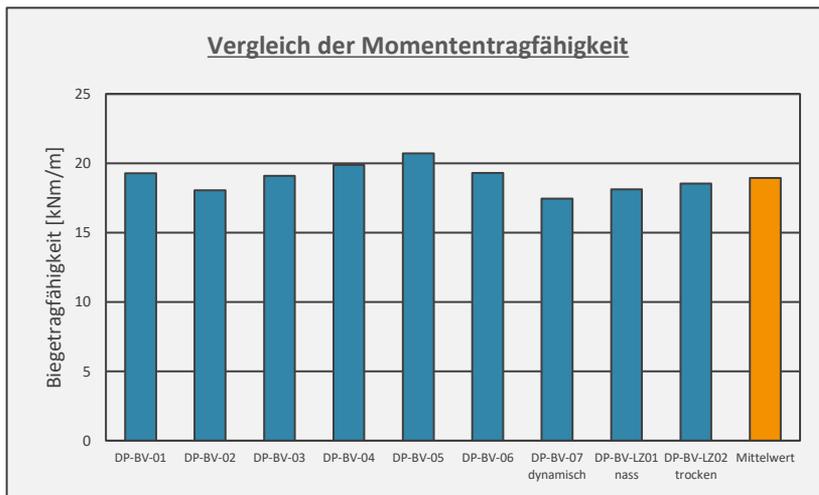


Abbildung B.7-9: Vergleich der Momententragfähigkeiten aus den Biegeplattenversuchen nach Kapitel 3.7.2.1 bis Kapitel 3.7.2.3

B.8 Deckenplattenversuche – Schubvermögen zu Kap. 3.7.3

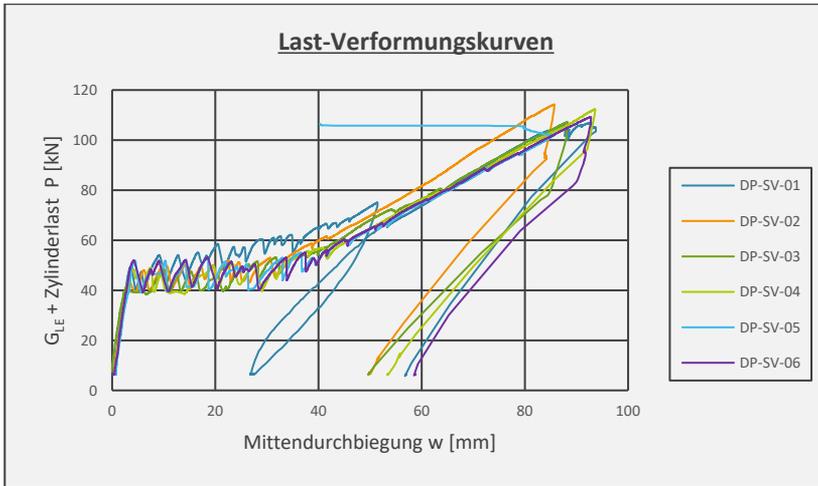


Abbildung B.8-1: Last-Verformungskurven, Schubversuche

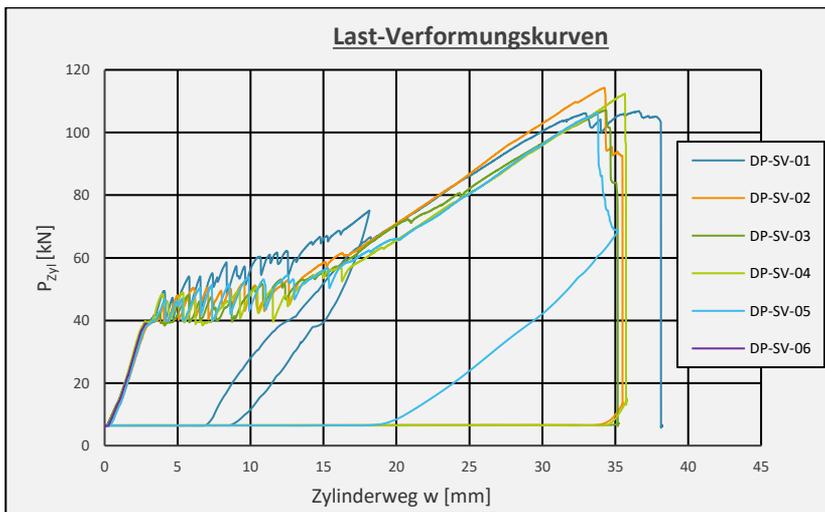


Abbildung B.8-2: Last-Verformungskurven, Schubversuche, Zylinderlast und -weg

Anhang B

Nr.	Versuch	[kN]	$\ln x_i$	$\ln (x_i - m_y)^2$	$(x_i - m_x)^2$
1	DB-SV-01	53,4	3,9783	0,0005	1,609
2	DB-SV-02	57,2	4,0457	0,0020	6,035
3	DB-SV-03	53,6	3,9808	0,0004	1,284
4	DB-SV-04	56,2	4,0289	0,0008	2,270
5	DB-SV-05	53,2	3,9742	0,0007	2,215
6	DB-SV-06	54,6	4,0004	0,0000	0,005
	Σ :	328	24,0082	0,0044	13,419

$$\begin{aligned}
 m_x &= 54,7 & S_{y,\text{bekannt}} &= 0,0998 \\
 m_y &= 4,0014 & S_{y,\text{unbekannt}} &= 0,0297 \\
 \text{Anzahl } n &= 6 \\
 s_x^2 &= 3 & X_{k,\text{bek.,D.7.2}} &= 40,9 \\
 s_x &= 1,64 & X_{k,\text{unbek.,D.7.2}} &= 38,9 \\
 V_x = s_x / m_x &= 0,10 & X_{d,\text{bek.,D.7.3}} &= 36,5 \\
 k_{n,\text{bek.,D.7.2}} &= 1,77 & X_{d,\text{unbek.,D.7.3}} &= 19,9 \\
 k_{n,\text{unbek.,D.7.2}} &= 2,18 \\
 k_{n,\text{bek.,D.7.3}} &= 3,33 & \gamma_{\text{theo,bek.}} &= 1,23 \\
 k_{n,\text{unbek.,D.7.3}} &= 6,36 & \gamma_{\text{theo,unbek.}} &= 2,15
 \end{aligned}$$

Tabelle B.8-1: Statistische Auswertung der Querkrafttragfähigkeit



Abbildung B.8-3: Probekörper im Prüfstand



Abbildung B.8-4: Rissdokumentation im Schubversuch



Abbildung B.8-5: Verformungsverhalten der Schubversuche



Abbildung B.8-6: Bruchbild im Schubversuch



Abbildung B.8-7: Ausgebildeter Druckbogen zum Auflagerrand hin



Abbildung B.8-8: Nach dem Bruch liegen die Stahlschlaufen auf dem Auflager. Die Last musste auf die Bereiche zwischen und neben den Aussparungen abgetragen werden. Ausschließlich die untenliegende Carbonbewehrung verankert die im Bauteil auftretenden Zugkräfte.

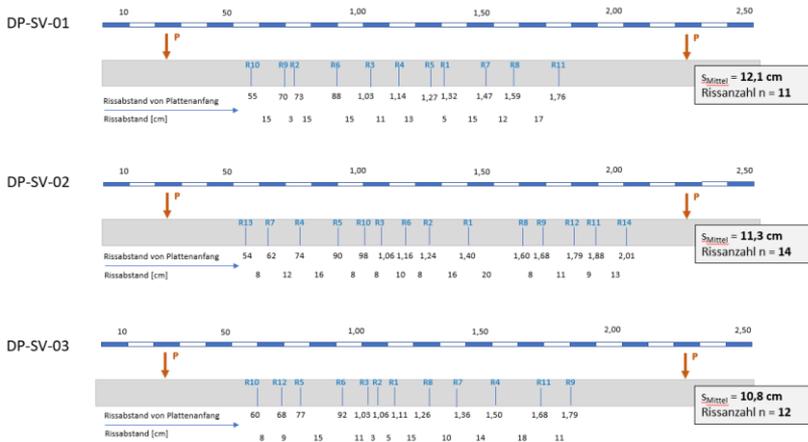


Abbildung B.8-9: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Schubversuche 1 bis 3)

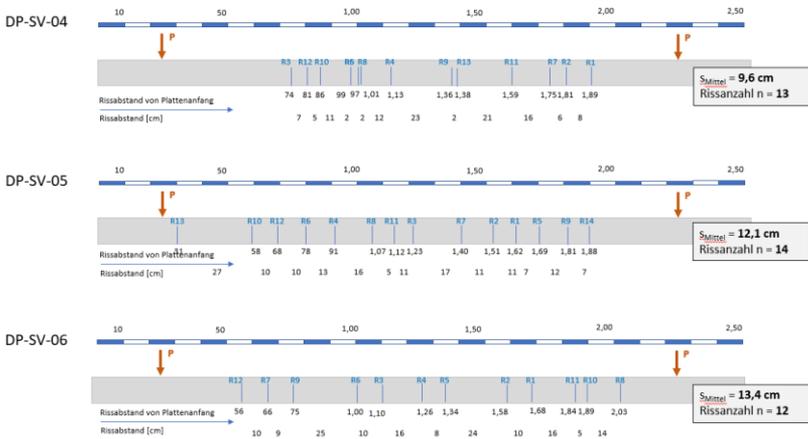


Abbildung B.8-10: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Schubversuche 4 bis 6)

B.9 Deckenplattenversuche – Punktuelle Lasteinleitung zu Kap. 3.7.4



Abbildung B.9-1: Prüfung mit angezeichnetem Rissbild



Abbildung B.9-2: Bruchbild beim Biegeversagen

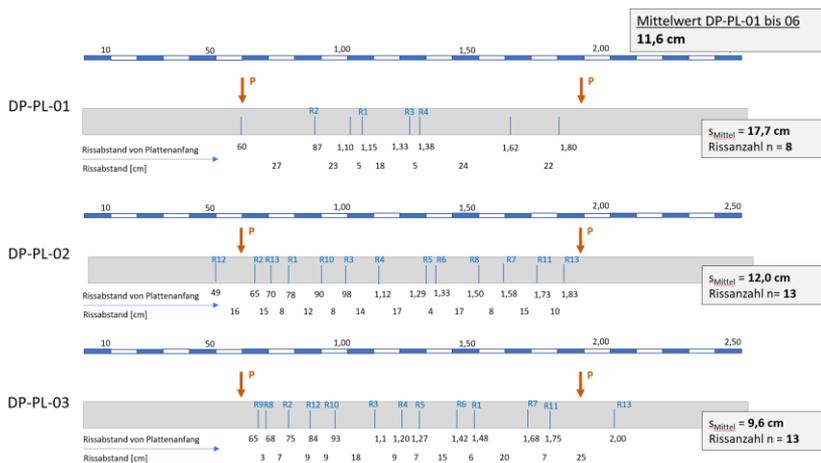


Abbildung B.9-3: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Punktueller Lasteinleitung DP-PL-01 bis 03)

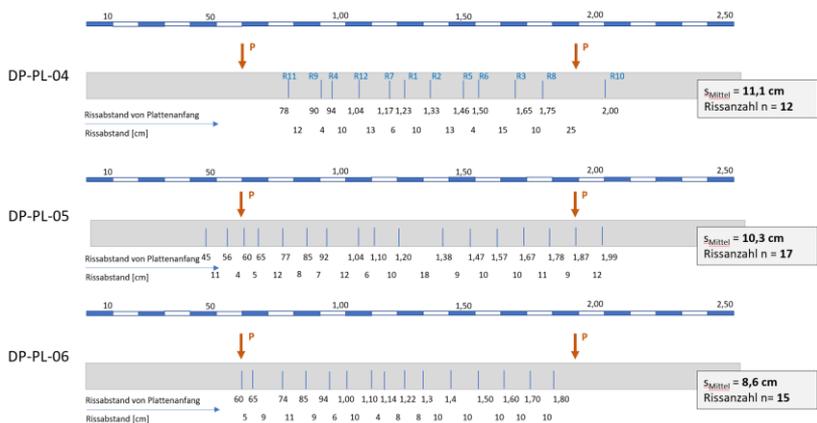


Abbildung B.9-4: Rissbild, mittlere Rissabstände und Rissanzahl (Punktueller Lasteinleitung DP-PL-04 bis 06)

B.10 Randnahe Einzellastversuche zu Kap. 3.7.5



Abbildung B.10-1: Lasteinleitungsstelle



Abbildung B.10-2: Verformung der Deckenplatte



Abbildung B.10-3: Rissentwicklung Untersicht der Deckenplatte



Abbildung B.10-4: Bruchbild

B.11 Auflagernahe Einzellast nach Kap. 3.8



Abbildung B.11-1: Traglastzustand mit Rissbildung (Versuch (PL-R-02))



Abbildung B.11-2: Versuch PL-R-03



Abbildung B.11.3: Lasteinleitung und Rissbild (Versuch PL-R-04)



Abbildung B.11-4: Traglastzustand, Bruchbild (Versuch PL-R-05)

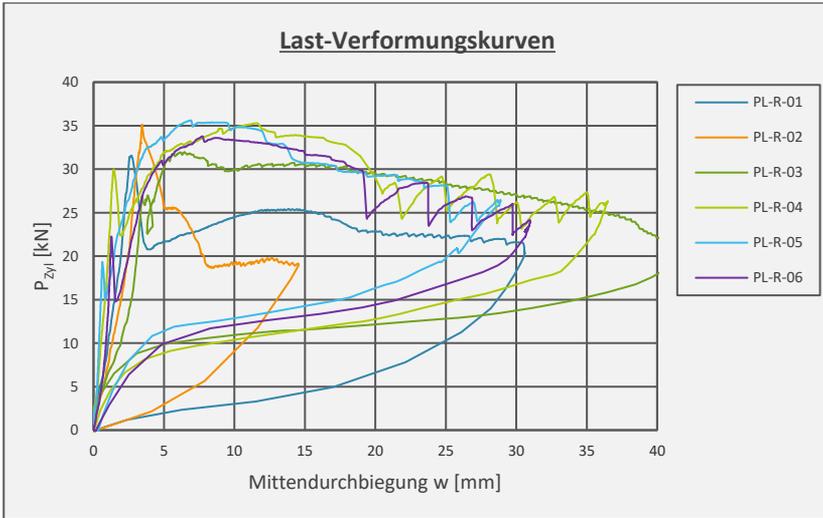


Abbildung B.11-5: Last-Mittendurchbiegungskurven

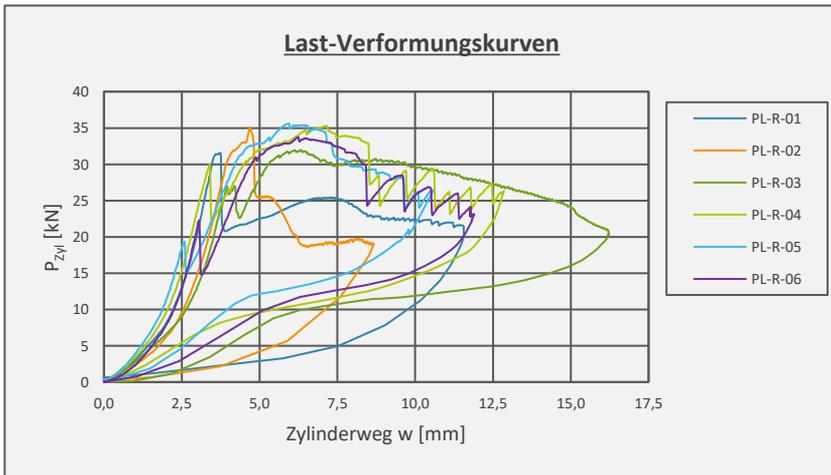


Abbildung B.11-6: Last-Verformungskurven, Zylinderlast und -weg

B.12 Übergreifungsversuche zu Kap. 3.9

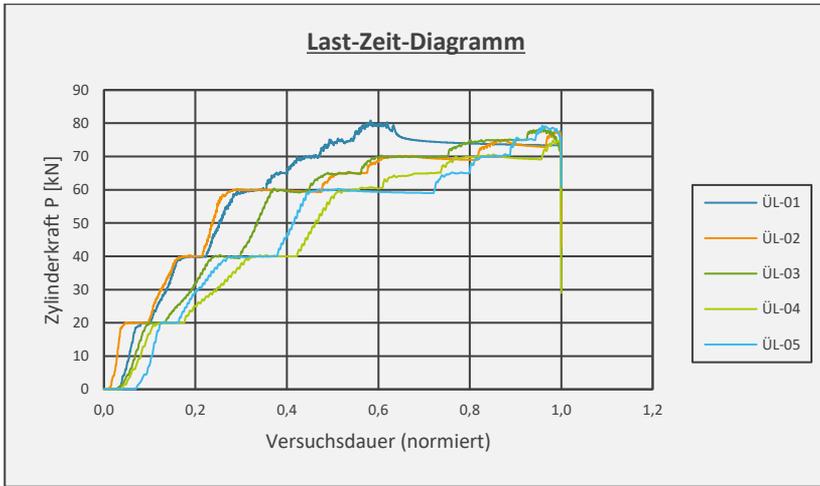


Abbildung B.12-1: Prüflast über die Versuchsdauer

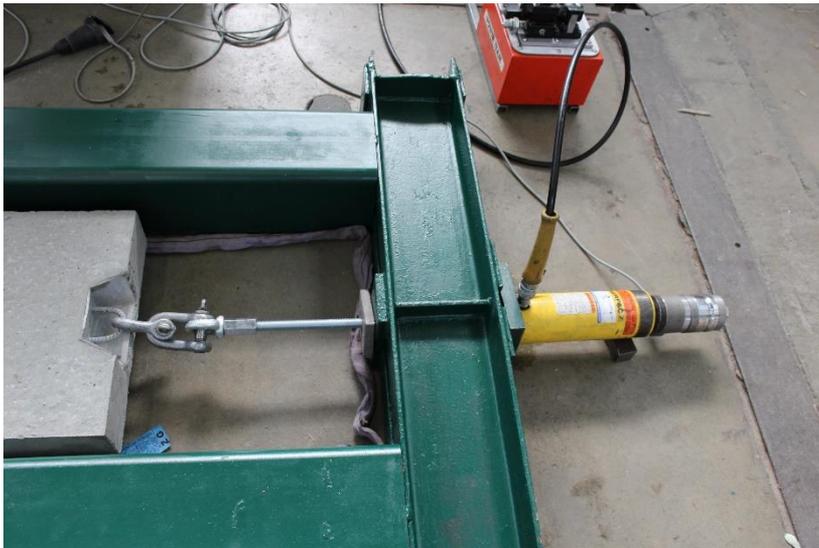


Abbildung B.12-2: Lasteinleitung



Abbildung B.12-3: Plastische Verformung der Stahlschlaufen

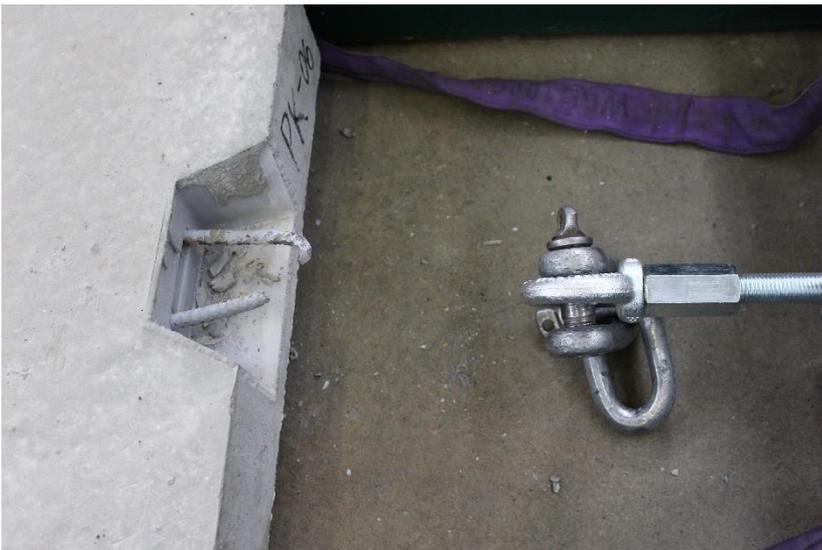


Abbildung B.12-4: Gerissene Bewehrung als Versagensbild

Lebenslauf

Persönliche Daten

Geburtsort Bad-Dürkheim
Staatsangehörigkeit deutsch
Familienstand verheiratet



Aufgaben- und Erfahrungsfelder

Entwicklung	Produktion	Externes Engagement
Markt- und Potentialanalysen	Strategieberatung	Normen und Richtlinien
IP-Strategie / -Schutz	Prozessoptimierung	Fachverbände
Projektmanagement	Personalführung	Präsentationen

Berufserfahrungen

Seit 01.2021 **Kooptiertes Vorstandsmitglied im C³ Carbon Composite Concrete**

Seit 12.2020 **Ehrenamtliches Vorstandsmitglied im CU Bau**

Seit 12.2007 **GOLDBECK**

Seit 04.2019 **Leiter Entwicklung Carbonbeton**

04.2018 - 03.2019 **Fachbereichsleiter Carbonbeton**

09.2015 - 03.2018 **Leiter Neue Systemtechnologien**

04.2013 - 08.2015 **Projektleiter Entwicklung**

07.2011 - 03.2013 **Entwicklungsingenieur Entwicklung Bausysteme**

12.2007 - 06.2011 **Tragwerksplaner**

03.2005 – 11.2007 **Freiberuflicher Bauingenieur**

11.1998 – 02.2005 **Wissenschaftlicher Mitarbeiter an der TH Kaiserslautern**
am Lehrstuhl für Stahl- und Stahlverbundbau bei Prof. Helmut Bode und Prof. Markus Feldmann

08.1998 – 10.1998 **Freier Mitarbeiter**

Freier Mitarbeiter bei Voss & Kamb und Partner GmbH in 67657 Kaiserslautern

- Anfertigen von statischen Berechnungen mit Eigenfrequenzanalyse für den Kraftwerksbau

Ausbildung

10.1992 - 08.1998 **Technische Hochschule Kaiserslautern**

- Studienfach Bauingenieurwesen
Konstruktive Vertiefungsrichtung in den Fächern Baustatik, Massivbau und Stahlbau
- Wettbewerbsteilnahme: Schinkel-Wettbewerb 1997/1998 mit Auszeichnung des Sonderpreises des Verbandes Beratender Ingenieure VBI
- Abschluss: Diplom

07.1991 – 06.1992 **Grundwehrdienst**

09.1981 – 05.1991 **Staatliches Käthe-Kollwitz-Gymnasium Neustadt an der Weinstraße**

- Leistungsfächer: Mathematik, Physik, Englisch
- Abschluss: Allgemeine Hochschulreife

Fort- und Weiterbildung

03.2021 – 09.2000 Teilnahme an 52 Weiterbildungsveranstaltungen; 23-mal als Referent

Sprachen/Engagement/Interessen

Sprachen

- Deutsch
- Englisch
- Französisch und Polnisch (Grundkenntnisse)

Engagement

- Ehrenamtliches Vorstandsmitglied im CU Bau
- Kooptiertes Vorstandsmitglied im C³
- Fachvereinigung deutscher Betonfertigteilebau e.V. (Arbeitskreis Konstruktion)
- DAfStb (TA Bemessung und Konstruktion, UA Nichtmetallische Bewehrung)

- Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein e.V.
(Hauptausschuss Bautechnik)
- DIN
NA 005-07-02-10 AK „Verstärken und Bewehren mit
FRP“
NA 005-51-02 AA „Einwirkungen auf Bauten“

Interessen

- Produktionstechnologien, -anlagen und -prozesse
- Bau- und Agrarmaschinen
- Lego
- Carbonbeton

. . . und mein Opa wäre sicherlich ganz stolz gewesen.

Zusammenfassung

Carbonbeton ist ein neuartiger Verbundwerkstoff, der seit ca. 20 Jahren in den Sonderforschungsbereichen (SFB) 528 und 532 erforscht wird. Abgesehen von vereinzelt Unikaten im Neubaubereich sind Einsatzgebiete bisher vornehmlich die Bereiche Sanieren, Verstärken und Ertüchtigen in Verbindung mit engmaschigen Bewehrungsstrukturen und hochfesten Feinbetonen.

In Ergänzung hierzu wird in dieser Arbeit ein Versuchskonzept für die industriell gefertigte Deckenplatte des Parkhausystems GOBACAR® als Neubauteil vorgestellt, bei welcher eine Bewehrungsstruktur mit großer Maschenweite und Normalbeton (Großkorn 16 mm) Anwendung findet.

Aus einem umfassenden Versuchsprogramm beginnend mit der Ermittlung von Festigkeitswerten für die Bewehrung, über die Ermittlung einer Dauerfestigkeit, Verbundeigenschaften und Auswirkungen aus dynamischer Beanspruchung bis hin zu Einflüssen aus Temperaturwirkung auf die Bewehrung und deren Verbundfestigkeit werden Teilsicherheitsbeiwerte abgeleitet und daraus ein Bemessungsmodell für die Biegetragfähigkeit beschrieben. Es wird aufgezeigt, wie die aus den Versuchen ermittelten Kennwerte in die Bemessung einfließen. Aus dem Versuchsprogramm werden weiterhin Bauteilversuche mit Originalspannweite im Maßstab 1:1 vorgestellt, aus denen Bauteilwiderstände für die Biege- und Querkrafttragfähigkeit sowie Durchstanzen aus simulierter Radlast für die Deckenplatte als Systembauteil abgeleitet werden.

Für die Biegetragfähigkeit wird der Widerstand aus dem Bemessungsmodell und der versuchsgestützte Bauteilwiderstand gegenübergestellt.

Für die Entwicklung der Parkhausdeckenplatte mit Carbonbeton hat das Unternehmen GOLDBECK unter der Gesamtleitung des Autors in der Summe mehr als 400 Versuche durchgeführt, von denen etwas mehr als 100 die Grundlage dieser Arbeit sind und aus denen eine wirtschaftliche Biegebemessung mit der ermittelten Dauerfestigkeit der Carbonbewehrung abgeleitet wird.