

**Theoretische und experimentelle Untersuchungen zur  
Optimierung der Bauweise der durchgehend bewehrten  
Betonfahrbahn**

Martina Bollin

Vollständiger Abdruck der von der TUM School of Engineering and Design der  
Technischen Universität München zur Erlangung einer  
Doktorin der Ingenieurwissenschaften (Dr.-Ing.)  
genehmigten Dissertation.

Vorsitz: Prof. Dr.-Ing. Klaus Bogenberger

Prüfer\*innen der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr.-Ing. Josef Hegger

Die Dissertation wurde am 28.06.2022 bei der Technischen Universität München  
eingereicht und durch die TUM School of Engineering and Design am 08.11.2022  
angenommen.



# Inhaltsverzeichnis

<b>Kurzfassung .....</b>	<b>IV</b>
<b>Abstract .....</b>	<b>V</b>
<b>Abkürzungsverzeichnis .....</b>	<b>VI</b>
<b>Formelzeichenverzeichnis.....</b>	<b>VIII</b>
<b>1 Einleitung .....</b>	<b>1</b>
1.1 Hintergrund und Fragestellung .....	1
1.2 Zielsetzung und Methodik.....	3
1.3 Abgrenzung zum Forschungsprojekt IGF-Vorhaben 20667 N/3.....	4
<b>2 Aktueller Stand der Wissenschaft und Technik .....</b>	<b>6</b>
2.1 Abgrenzung von unbewehrten und bewehrten Betonfahrbahnen.....	6
2.2 Konstruktionsprinzip und Bemessung von DBB .....	8
2.3 Beanspruchung von DBB .....	12
2.4 Rissbildung in der DBB.....	18
<b>3 Laborversuche zum Verhalten an den Schichtgrenzen .....</b>	<b>27</b>
3.1 Allgemeines.....	27
3.2 Materialkennwerte .....	27
3.3 Untersuchung zum Schichtenverbund .....	28
3.3.1 Theoretische Grundlagen zum Schichtenverbund bei DBB .....	29
3.3.2 Versuchsaufbau und -durchführung.....	30
3.3.3 Versuchsauswertung .....	31
3.3.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit.....	35
3.4 Untersuchung des Reibungsverhaltens von Beton mit Vliesstoff auf HGT .....	36
3.4.1 Theoretische Grundlagen zum Reibungsverhalten .....	37
3.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung.....	38
3.4.3 Versuchsauswertung .....	39
3.4.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit.....	43
<b>4 Experimentelle Untersuchungen mittels großmaßstäblicher</b>	
<b>Versuche .....</b>	<b>45</b>
4.1 Allgemeines.....	45
4.2 Messtechnische Ausrüstung der Versuche .....	45

4.3	Materialkennwerte .....	47
4.4	Großversuch mit Untersuchung von gesteuerter Rissbildung .....	49
4.4.1	Versuchsaufbau.....	50
4.4.2	Instrumentierung der Versuche.....	52
4.4.3	Versuchsauswertung .....	56
4.4.4	Zusammenfassung der Ergebnisse und Fazit.....	73
4.5	Überrollversuch zur Untersuchung an Unstetigkeitsstellen .....	75
4.5.1	Versuchsaufbau.....	76
4.5.2	Versuchsdurchführung.....	78
4.5.3	Instrumentierung der Versuche.....	79
4.5.4	Versuchsauswertung .....	83
4.5.5	Rissbreitenmessung über die Querschnittshöhe.....	95
4.5.6	Zusammenfassung der Ergebnisse und Fazit.....	98
<b>5</b>	<b>Numerische Berechnungen zum Verformungs- und Tragverhalten .....</b>	<b>101</b>
5.1	Allgemeines.....	101
5.2	Ziel der numerischen Berechnungen .....	101
5.3	Annahmen und Einschränkungen .....	102
5.4	Modellbildung .....	103
5.5	Einwirkende Belastungen .....	109
5.6	Abgrenzung der Simulationsreihen.....	111
5.7	Methodik zur Auswertung des Trag- und Verformungsverhaltens .....	112
5.8	Untersuchung des Gesamtsystems bei Variation konstruktiver Parameter .....	114
5.8.1	Untersuchung der Einflüsse von Längsfuge und Querrissen – Simulationsreihe S 1.....	114
5.8.2	Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 1.....	114
5.8.3	Untersuchung des Einflusses der Betondeckendicke und Längsbewehrungslage – Simulationsreihe S 2 .....	119
5.8.4	Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 2.....	120
5.8.5	Untersuchungen des Einflusses der Betondeckendicke unter kombinierter Belastung – Simulationsreihe S 3 .....	124
5.8.6	Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 3.....	125
5.9	Untersuchungen zur Längsfuge bei Variation der Querbewehrung .....	130
5.9.1	Simulationsreihe S 4 bis S 6.....	130
5.9.2	Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 4 bis S 6 .....	131

---

5.10	Untersuchungen an örtlich veränderlichen Auflagerbedingungen .....	136
5.10.1	Simulationsreihe S 7.....	136
5.10.2	Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 7.....	139
5.11	Zusammenfassung der Ergebnisse .....	143
<b>6</b>	<b>Diskussion der Ergebnisse und Ausblick.....</b>	<b>146</b>
6.1	Diskussion der Ergebnisse .....	146
6.2	Ausblick .....	151
<b>7</b>	<b>Zusammenfassung .....</b>	<b>153</b>
	<b>Literaturverzeichnis .....</b>	<b>156</b>
	<b>Abbildungsverzeichnis .....</b>	<b>169</b>
	<b>Tabellenverzeichnis .....</b>	<b>175</b>
	<b>Anhangsverzeichnis .....</b>	<b>177</b>
	<b>Anhang .....</b>	<b>178</b>

## Kurzfassung

Sowohl das ständig steigende Bedürfnis nach hoher verfügbarer Mobilität als auch die starke Nachfrage von Gütern stehen im Gegensatz zum wachsenden Bewusstsein für Klima- und Umweltschutz. Um diesen Anforderungen Rechnung zu tragen, sind innovative Lösungsansätze im Verkehrswegebau erforderlich. Die Bauweise der durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke (DBB) kann diesen Forderungen gerecht werden, da sie dauerhaft und wartungsarm ist und bei einer langen Nutzungsdauer geringere Lebenszykluskosten aufweist.

Die Bauweise DBB ist in Ländern wie den USA, Belgien und Frankreich bereits weit verbreitet. Speziell in Bereichen, in welchen der Straßenoberbau durch starkes Verkehrsaufkommen mit einem hohen Schwerlastverkehrsanteil belastet wird, können durchgehend bewehrte Betonfahrbahnen die konventionellen Oberbaumethoden effizient substituieren. In Deutschland ist die DBB keine Standardbauweise und nicht Teil des gültigen Regelwerks. Ursächlich dafür sind vor allem die vergleichsweise hohen Herstellungskosten sowie der erhöhte planerische und logistische Aufwand und die noch unzureichend erforschten Parameter zur Sicherstellung des erforderlichen Rissbilds.

Die vorliegende Arbeit umfasst theoretische, experimentelle und numerische Untersuchungen zur konstruktiven Optimierung der Bauweise DBB. Die angewandte Methodik beinhaltet zum einen kleinmaßstäbliche Laboruntersuchungen zur Charakterisierung des Schichtenverbundes, zum anderen zwei großmaßstäbliche Versuche, bei welchen unter thermischer, hygrischer und dynamischer Belastung eine detaillierte Riss- und Spannungsanalyse durchgeführt wird. Des Weiteren werden numerische Simulationen zum Trag- und Verformungsverhalten bei Variation maßgebender Konstruktionsparameter durchgeführt. Für eine detaillierte Untersuchung von Unstetigkeitsstellen im Oberbau einer DBB erfolgen experimentelle und numerische Untersuchungen. Aus den Untersuchungsergebnissen werden unter Berücksichtigung von theoretischen und empirischen Erkenntnissen konstruktive Empfehlungen für den Bau der DBB im Hinblick auf eine dauerhafte Bauweise und wirtschaftliche Ausführung formuliert.

In den Untersuchungen hat sich eine positive Riss- und Spannungsentwicklung sowie ein positives Trag- und Verformungsverhalten gezeigt. Durch verschiedene Optimierungen, beispielsweise mittels Anpassung der Querbewehrung oder mittels Überbauung von Brückenbauwerken, können die Herstellungskosten reduziert und eine verbesserte Wirtschaftlichkeit der Bauweise erreicht werden.

## Abstract

The continuously increasing requirements for high mobility, as well as the strong demand for goods, are in conflict with the growing awareness for climate action and environmental protection. In road construction, innovative approaches are needed to cope with those requirements. The construction method Continuously Reinforced Concrete Pavement (CRCP) can satisfy the given requirements, as the construction method provides, low-maintenance and, if used for a long period of time, it has lower life-cycle costs.

The construction method CRCP is widespread in countries such as the US, Belgium or France. Especially in areas where road pavement structures on heavily used roads are loaded with a high share of heavy-duty traffic, CRCP can effectively substitute conventional road pavement structures. In Germany, CRCP is no standard construction method yet and is not included in the valid technical regulations because of several reasons: the construction method has comparatively high production costs and high effort is needed from a planning and logistics perspective. Furthermore, the parameters that are needed to guarantee the required cracking pattern are still insufficiently investigated.

In order to optimize the design of CRCP the document at hand contains theoretical, experimental and numerical analyses. The applied methodology includes small-scale laboratory tests in order to characterize the bonding between layers. Furthermore, two large-scale experiments have been conducted in order to do a detailed analysis of cracking formation and stresses resulting from thermal, hygric and dynamic loads. In addition, the study includes numerical analyses of the bearing and deformation behavior in relation to relevant parameters. For a detailed analysis of areas of discontinuity in the pavement structure of CRCP, experimental and numerical analyses are conducted. Based on the analysis results recommendations for the design of CRCP have been formulated regarding the durability and economic performance of the construction method.

The findings of this study prove a positive cracking, bearing and deformation performance of the construction method. By optimizing the design, for example by adjusting transverse reinforcement or by using the construction method for bridges, production costs can be reduced and economic viability can be improved.

## Abkürzungsverzeichnis

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AC 11 DN	Asphaltbeton, 11 mm Größtkorn, Deckschichtmaterial, normale Beanspruchung
AC 22 TS	Asphaltbeton, 22 mm Größtkorn, Tragschichtmaterial, besondere Beanspruchung
AiF	Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen e.V.
ASR	Arbeitsstättenregel
ATS	Asphalttragschicht
AZS	Asphaltzwischen-schicht
BK	Bohrkern
BMWK	Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz
C30/37	Betondruckfestigkeitsklasse 30/37
°C	Grad Celsius
CEM II A-S 42,5 R	Portlandhüttenzement, Hüttensand 6-20 M.-%, Festigkeitsklasse 42,5, hohe Anfangsfestigkeit
cm	Zentimeter
CRCP	Continuously Reinforced Concrete Pavement (durchgehend bewehrte Betonfahrbahn)
d	Tage
DBB	durchgehend bewehrte Betonfahrbahn
DIC	Digital Image Correlation (digitale Bildkorrelation)
DIN	Deutsches Institut für Normung
DMS	Dehnungsmessstreifen
EN	Europäische Norm
E-Modul	Elastizitätsmodul
FEM	Finite-Elemente-Methode
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
fps	Frames per Second (Bilder pro Sekunde)
g	Gramm
GAK	Gemeinschaftsausschuss Kaltformgebung e.V.
h	Stunden
H DBB	Hinweise zur durchgehend bewehrten Betonfahrbahn-decke
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht
IGF	Industrielle Gemeinschaftsforschung
K	Kelvin



---

kN	Kilonewton
LF	Lastfall
Lkw	Lastkraftwagen
LPF	Längspressfuge
LSF	Längsscheinfuge
LW	Lastwechselzahl
m	Meter
max.	maximal
min.	minimal
Mio.	Million
mm	Millimeter
M VaB	Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton
M VuB	Merkblatt für die Anwendungen von Vliesstoff unter Fahrbahndecken aus Beton
N	Newton
OK	Oberkante
RAA	Richtlinien für die Anlage von Autobahnen
RDO	Richtlinie für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen
RQ	Regelquerschnitt
s	Sekunde
Stb	Straßenbau
TL	Technische Lieferbedingungen
TP	Technische Prüfvorschrift
TUM	Technische Universität München
WA	Wegaufnehmer
w/z-Wert	Wasserzementwert
ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien
zul.	zulässig

## Formelzeichenverzeichnis

Zeichen	Erklärung	Einheit
Formelzeichen in Kapitel 3		
$\tau_{\max}$	Verbundspannung	N/mm <sup>2</sup>
$F_{\max}$	maximale Scherkraft	N
$A_B$	Fläche Bohrkern	mm <sup>2</sup>
$F_R$	Reibungskraft	N
$F_N$	Normalkraft	N
$\mu_R$	Reibungsbeiwert	-
Formelzeichen in Kapitel 4		
$\varepsilon_c$	Betondehnung	$\mu\text{m}/\text{m}$
$f_{ct}$	Betonzugfestigkeit	N/mm <sup>2</sup>
$E_c$	E-Modul Beton	N/mm <sup>2</sup>
$\varepsilon$	Dehnung	$\mu\text{m}/\text{m}$
$\Delta L$	Längenänderung	m
$L_0$	Ausgangslänge	m
$\Delta R/R_0$	relative elektrische Widerstandsänderung	-
$k$	Proportionalitätsfaktor	-
$\sigma$	Spannung	N/mm <sup>2</sup>
$E$	E-Modul	N/mm <sup>2</sup>
Formelzeichen in Kapitel 5		
$\nu$	Querdehnzahl	-
$T$	Prüftemperatur	°C
$a$	Halbmesser	mm
$Q$	Radlast	N
$p$	Kontaktdruck	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_w$	Wölbspannung	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_v$	Verkehrsspannung	N/mm <sup>2</sup>

# 1 Einleitung

## 1.1 Hintergrund und Fragestellung

Die steigende Nachfrage nach Gütern und Mobilität zeigt sich in der stetigen Zunahme des Verkehrsaufkommens auf deutschen Straßen. Der Hauptteil des deutschen Güterverkehrs wird über die Straße abgewickelt, allein zwischen 1991 und 2019 verdoppelte sich die Straßengüterverkehrsleistung. Im selben Zeitraum stieg zudem die Fahrleistung der Kraftfahrzeuge im deutschen Straßenverkehr um 32 %. [1] Als Folge beträgt auf stark befahrenen Bundesautobahnen der Schwerlastanteil teilweise über 20 % [2]. Durch eine auch in Zukunft steigende Anzahl an Frachttransporten wird auf deutschen Straßen ein Anstieg beim Straßengüterverkehr mit einer zunehmenden Verkehrsbelastung und Verkehrsdichte erwartet. Prognosen zeigen einen weiteren Anstieg der Verkehrsleistung im Straßengüterverkehr von 2010 bis 2030 um 39 %. [3]

Das sehr hohe und stetig steigende Verkehrsaufkommen führt in Verbindung mit weiteren Herausforderungen, wie beispielsweise neuen Lkw-Varianten (Gigalinern), zwangsläufig zu einer stärkeren Belastung der Infrastruktur. Aus Untersuchungen des AASHTO-Straßentests ist bekannt, dass vor allem die hohen Achslasten der Lkw den Straßenaufbau stark beanspruchen, woraus eine Vervielfachung der Straßenschäden resultiert [4, 5]. Diese Schäden haben kostenintensive und aufwendige Instandsetzungsmaßnahmen in immer enger aufeinanderfolgenden Zeiträumen zur Folge, mit dem Ergebnis zunehmender Verkehrsbehinderungen und Staus. Folglich verursacht die verminderte Leistungsfähigkeit der Infrastruktur hohe volkswirtschaftliche Kosten.

Im Konflikt zu den stetig steigenden Anforderungen an eine hohe, verfügbare und sichere Mobilität steht das wachsende Bewusstsein für Umweltschutz und Nachhaltigkeit, das in der Gesellschaft einen immer höheren Stellenwert einnimmt [6, 7]. Um dem Rechnung zu tragen, sind innovative Lösungsansätze im Verkehrswegebau notwendig. Beispiele hierfür sind die Verwendung langlebiger, wiederverwendbarer und emissionsarmer Straßenoberbauten, die eine verbesserte Umweltbilanz aufweisen. Somit sollte das Hauptaugenmerk im Straßenbau auf leistungsfähigen, dauerhaften und instandhaltungsarmen Bauweisen mit einer daraus resultierenden hohen Verfügbarkeit liegen. Um die Straßen vor Schäden infolge des zunehmenden Schwerverkehrs zu schützen und die ökologischen Auswirkungen zu berücksichtigen, bietet sich die durchgehend bewehrte Betonfahrbahn (DBB) als Bauweise an.

Im Allgemeinen eignen sich Betonstraßen aufgrund ihrer Langlebigkeit besonders bei stark frequentierten und hochbelasteten Straßen mit einem hohen Anteil an Schwerlastverkehr. Die Betondecke weist bei höherer Lebensdauer im Vergleich zur Asphaltbauweise eine hohe Dauerhaftigkeit und Verformungsbeständigkeit sowie Tragfähigkeit unabhängig von der Temperatur auf. Die Standardbauweise der Betonfahrbahnen, mit verfugten und verdübelten Platten, benötigt allerdings eine regelmäßige Pflege der Fugen, zudem stellt dieser Fugenbereich eine Schwachstelle und Lärmemissionsquelle dar. [8–11]

In der deutschen Bauindustrie ist die Bauweise mit Stahlbeton die am weitesten verbreitete Bauweise. Im Betonstraßenbau hingegen liegen national bisher nur wenige Erfahrungen vor. Die Regelbauweise für Betonstraßen in Deutschland ist die unbewehrte Bauweise. Im Gegensatz dazu ist die Bauweise DBB derzeit keine standardisierte Bauweise für Straßenverkehrsflächen und nicht im deutschen Regelwerk verankert. Es existiert lediglich das 2020 veröffentlichte Hinweispapier H DBB [10] der FGSV, in dem der nationale und internationale Stand der Technik wiedergegeben wird. Dahingegen sind im Eisenbahnoberbau durchgehend bewehrte Betontragplatten im Bereich der Festen Fahrbahn für schotterlose Oberbaukonstruktionen verbreitet und stellen die standardisierte Bauweise dar [9, 12–14].

Maßgeblich wurde die DBB in den USA etabliert. Dort wurden bereits 1921 Strecken mit dieser Bauweise ausgeführt [15]. In Europa ist die Bauweise vor allem in Frankreich, Belgien und den Niederlanden verbreitet. Erste Versuchsstrecken in Europa gibt es seit 1948 in Belgien [16, 17]. In Deutschland ist die Bauweise nur auf einigen wenigen kurzen Streckenabschnitten im Zuge von Versuchsstrecken eingebaut worden. In [10, 15–17] finden sich ausführliche Auflistungen der nationalen und internationalen DBB Strecken.

Der Bau von DBB in Deutschland beruht bisher vor allem auf empirischen Erkenntnissen, die meistens aus Erfahrungen im Ausland abgeleitet wurden. Diese Erfahrungen lassen sich jedoch nicht unmittelbar auf die deutschen Verhältnisse übertragen, da verkehrliche und klimatische Unterschiede bestehen. Entsprechend fehlen für eine Umsetzung der Bauweise DBB grundlegende Untersuchungen und Analysen zur Überführung in Regelwerke und zur Akzeptanz als Standardbauweise.

## 1.2 Zielsetzung und Methodik

Im Zuge dieser wissenschaftlichen Arbeit wird die Optimierung des Gesamtsystems der Bauweise DBB unter anderem im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit, Wirtschaftlichkeit und Verbesserung des Einbauprozesses betrachtet. Die Methodik der vorliegenden Arbeit basiert auf theoretischen, experimentellen und numerischen Untersuchungen zum Verformungs- und Tragverhalten. Weiter werden empirische Erkenntnisse analytisch genutzt, um daraus konstruktive, praxisrelevante Handlungsempfehlungen zu formulieren. Die ermittelten Ergebnisse werden somit für eine baupraktische Anwendbarkeit aufbereitet und für eine Umsetzung im Betonstraßenbau nutzbar gemacht, um einen Beitrag zur Überführung der Bauweise ins deutsche Regelwerk zu leisten. Dabei werden die folgenden Schwerpunkte gesetzt:

- Abgrenzung der Betonbauweise unbewehrt und bewehrt
- Darstellung und Erläuterung der theoretischen Grundlagen zur Betonstraßenbauweise mit durchgehender Bewehrung
- Untersuchung des Schichtenverbunds zwischen Beton und der darunterliegenden Schicht
- experimentelle Untersuchungen zur Rissbildung und Rissentwicklung sowie Spannungsentwicklung bei thermischer, dynamischer und hygrischer Belastung
- experimentelle und numerische Untersuchungen an Unstetigkeitsstellen bei wechselnden Auflagersteifigkeiten
- numerische Berechnungen zum Verformungs- und Tragverhalten unter der Betrachtung des Gesamtsystems bei Variation von Konstruktionsparametern
- konstruktive Empfehlungen für eine Anwendung von DBB in Deutschland.

Zu Beginn wird die Wirkungsweise von DBB beschrieben und vom herkömmlichen Betonstraßenbau abgegrenzt. Die Erkenntnisse aus nationalen und internationalen DBB Strecken werden analysiert und dargestellt. Die theoretischen Grundlagen für die Bauweise DBB werden erläutert.

Weiter werden Laboruntersuchungen zur Bestimmung der Materialparameter sowie zur Untersuchung des Materialverhaltens im Gesamtsystem durchgeführt. Die Ergebnisse daraus finden Eingang in numerische Berechnungen. Zur Charakterisierung des Schichtenverbundes zwischen Betonfahrbahn und Trag- bzw. Zwischenschicht werden Versuche durchgeführt, um grundlegende Aussagen zum Verbundverhalten treffen zu können.

Der experimentelle Schwerpunkt dieser Arbeit liegt auf der Durchführung von zwei großmaßstäblichen Versuchen zur Untersuchung der Rissprozesse und den dazugehörigen Stahlspannungen. In einem ersten Großversuch wird die Wirksamkeit von risssteuernden Elementen sowie die Rissentstehung und -entwicklung und die Stahlspannungen unter thermischer und hygrischer Belastung über einen Zeitraum von sechs Monaten untersucht. Der zweite großmaßstäbliche Versuch ist ein Überrollversuch. Dieser betrachtet das Rissverhalten und die Stahlspannungen an Unstetigkeitsstellen mit wechselnden Auflagerbedingungen unter dem Einfluss von Verkehrslasteinwirkung und hygrischer Belastung.

Eine eingehende Analyse des Verformungs- und Tragverhaltens von DBB infolge Temperatur- und Verkehrslasteinwirkung erfolgt anschließend unter Einbeziehung numerischer Berechnungen. Entsprechend umfasst ein weiterer Teil der Arbeit die Simulation mit der Finiten-Elemente-Methode. Hierbei werden die konstruktiven Details wie Betondeckendicke, Bewehrungslage, Querbewehrung, Längsfuge und die Auflagerbedingungen an Unstetigkeitsstellen variiert.

Aus den Ergebnissen der experimentellen und numerischen Untersuchungen werden unter Berücksichtigung der theoretischen und empirischen Erkenntnisse konstruktive Empfehlungen für den Bau von DBB mit Blick auf eine dauerhafte Bauweise und Wirtschaftlichkeit formuliert.

*Der Terminus DBB „durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecke“ beschreibt in der folgenden Arbeit den ganzen Straßenoberbau bestehend aus bewehrter Betondecke sowie den darunterliegenden gebundenen Schichten. Falls ausschließlich die bewehrte Betondecke betrachtet wird, wird diese als „Betondecke“ bezeichnet.*

### **1.3 Abgrenzung zum Forschungsprojekt IGF-Vorhaben 20667 N/3**

Diese Arbeit wird aufbauend auf dem am Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München durchgeführten Forschungsprojekt IGF-Vorhaben 20667 N/3 [18] der Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen (AiF) des Gemeinschaftsausschuss Kaltformgebung e.V. (GAK), verfasst. Das Forschungsprojekt wird durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz (BMWK) aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert.

Das IGF-Vorhaben 20667 N/3 ist Teil des Forschungskonsortiums des Forschungsprojekts IGF-Vorhaben 20667 N, dessen Erkenntnisse in einem Schlussbericht [19] veröffentlicht wurden.

Im Rahmen der vorliegenden Dissertation werden weiterführende Untersuchungen basierend auf dem IGF-Vorhaben 20667 N/3 [18] durchgeführt. Durch neue Betrachtungsweisen und erweiterte theoretische, analytische, experimentelle und numerische Untersuchungen wird eine Weiterentwicklung des bisherigen Kenntnisstandes angestrebt. Diese Untersuchungen sind im Wesentlichen:

- Die Darstellung des aktuellen Stands der Technik und Wissenschaft und Forschung zum Themengebiet DBB, insbesondere der Rissbildung (Kapitel 2).
- Eine erweiterte Datenauswertung und Interpretation der Abscherversuche des Forschungsvorhabens IGF-Vorhaben 20667 N/3 (Kapitel 3.3).
- Eine erweiterte Datenauswertung und Interpretation der Schubversuche des Forschungsvorhabens IGF-Vorhaben 20667 N/3 (Kapitel 3.4).
- Eine erweiterte Rissanalyse beim Großversuchs des Forschungsvorhabens IGF-Vorhaben 20667 N/3 anhand von Untersuchungen der Rissbreiten an Bohrkernen (Kapitel 4.4).
- Eine erweiterte Rissanalyse beim Überrollversuch des Forschungsvorhabens IGF-Vorhaben 20667 N/3 mittels der Methode der Rissverpressung (Kapitel 4.5) und mittels Verfahren der digitalen Bildkorrelation (Kapitel 4.5).
- Eine numerische Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens bei Variation der Betondeckendicke, Bewehrungslage und Längsfuge unter Temperatur- und Verkehrslasteinwirkung (Kapitel 5).
- Die Konzeptionierung einer DBB mit Fokus auf die in der Baupraxis relevanten Konstruktionsparameter durch die Erkenntnisse aus theoretischen, experimentellen und numerischen Untersuchungen (siehe Kapitel 6).

## 2 Aktueller Stand der Wissenschaft und Technik

### 2.1 Abgrenzung von unbewehrten und bewehrten Betonfahrbahnen

Die Bauweise Betonfahrbahndecken wird vor allem auf hochbelasteten und stark befahrenen Autobahnen eingesetzt, da diese eine hohe Dauerhaftigkeit und Verformungsbeständigkeit unabhängig von der Temperatur aufweist. Etwa 30 % der deutschen Bundesautobahnen sind in Betonbauweise realisiert [20]. Auch auf hochbelasteten und stark beanspruchten Verkehrsflächen, wie Rollfeldern von Flughäfen, Containerterminals und Logistikflächen sowie im kommunalen Bereich bei Busverkehrsflächen und Kreisverkehren, wird auf die Betonbauweise zurückgegriffen. Die Grundlagen befinden sich in den Merkblättern M VaB Teil 1 [21], M VaB Teil 2 [22] und M VaB Teil 3 [23].

Betonfahrbahndecken können sowohl unbewehrt als auch bewehrt ausgeführt werden. Derzeit ist die Standardbauweise für Betonfahrbahnen in Deutschland die unbewehrte Betonfahrbahndecke, auch Plattenbauweise genannt. Die Richtlinie für eine standardisierte Ausführung ist die RStO 12 [24]. Für die rechnerische Dimensionierung kann auf die RDO Beton 09 [25] zurückgegriffen werden. Die Herstellung, Verarbeitung und Prüfung von Betonfahrbahndecken erfolgt nach den Regelwerken der ZTV Beton-StB 07 [26], der TL Beton-StB 07 [27] und der TP Beton-StB 10 [28].

Die unbewehrte Betonfahrbahndecke wird, um eine unkontrollierte Rissbildung zu vermeiden, durch Quer- und Längsscheinfugen in Platten unterteilt. Dabei wird im jungen Beton ein Kerbschnitt durchgeführt und somit eine Scheinfuge erzeugt, die an dieser Stelle eine Rissbildung durch Querschnittsschwächung begünstigt. Mit dem Kerbschnitt werden sowohl die Quer- als auch die Längsscheinfugen nach der ZTV Fug-StB 15 [29] hergestellt. In Querrichtung wird im Regelfall dieser Kerbschnitt standardisiert alle fünf Meter gesetzt. Durch das Reißen der Betondecke entstehen Plattensegmente. Die so entstandenen Fugen werden abgedichtet, um die Fugenkonstruktion vor eintretendem Wasser und Feststoffen zu schützen. Im Bereich der Querscheinfugen werden Dübel zur Querkraftübertragung und Sicherung gleicher Höhenlagen der Plattensegmente eingebaut. Im Bereich der Längsscheinfuge werden Anker zur Verhinderung des Auseinanderwanderns der Platten eingebaut.

Vor allem die Querscheinfugen stellen Schwachstellen in der unbewehrten Betonfahrbahndecke dar. Eine Schädigung des Fugenbereichs kann zu Funktions-



einschränkungen der Fahrbahn führen. Außerdem sind die Fugenkonstruktionen sowohl in der Herstellung als auch in der Wartung kostenintensiv.

Aus dieser Fugenproblematik der unbewehrten Plattenbauweise entwickelte sich die DBB. Die DBB wird mit einer durchgehenden Längsbewehrung ohne konstruktionsbedingte Querfugen hergestellt. Bei der DBB kann grundsätzlich zwischen der Bauweise mit freier Rissbildung und der Bauweise mit gesteuerter Rissbildung unterschieden werden. Bei der freien Rissbildung in Querrichtung entstehen die Erstrisse unabhängig. Die Längsbewehrung definiert die folgenden Risse in Abstand und Breite. Bei der Bauweise mit gesteuerter Rissbildung wird der Betonquerschnitt gezielt geschwächt, um die Erstrisse zu provozieren. [17, 30, 31]

Bisherige Erfahrungen mit freier Rissbildung zeigen, dass ein Querrissabstand von 0,7 m bis 2,5 m und Rissbreiten an der Betonoberfläche von höchstens 0,5 mm ein günstiges Tragverhalten und eine hohe Dauerhaftigkeit erzielen [10, 15–17]. Durch die geringen angestrebten Rissbreiten kann auf die Abdichtung der Risse verzichtet werden. Des Weiteren wird eine gute Rissverzahnung an den Betonflanken erreicht. [32, 33] Die Längsbewehrung erfüllt darüber hinaus die Funktion eines Dübels im Riss mit dem Ergebnis einer wirkungsvollen Querkraftübertragung. Kennzeichnend für die DBB ist eine üblicherweise zentrisch im Betondeckenquerschnitt angeordnete durchgehende Längsbewehrung sowie optional eine darunter angeordnete Querbewehrung. Die Querbewehrung dient zum einen der Lagesicherung der Längsbewehrung und zum anderen zur Verankerung der Längsfuge. Die Querbewehrung kann als Gitterträger oder als Stabstahl auf Einzelstützen ausgeführt werden. In Abbildung 2-1 ist die prinzipielle Ausführung einer DBB in Deutschland dargestellt.

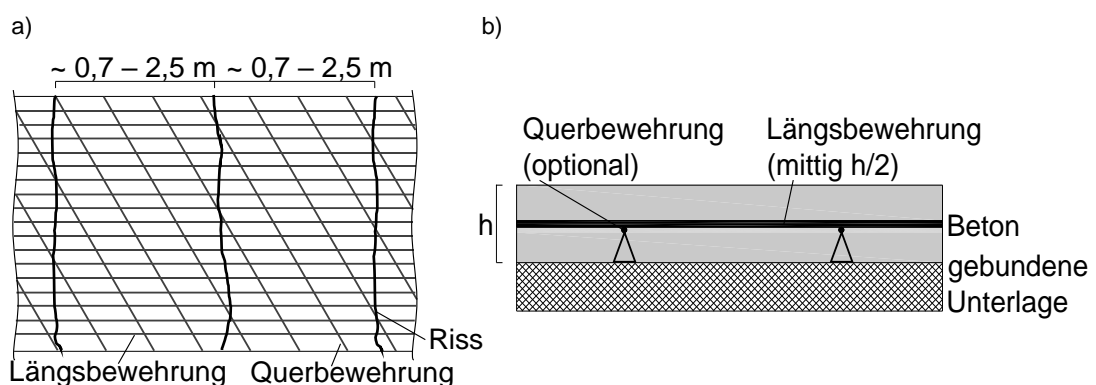


Abbildung 2-1: Prinzipskizze einer DBB a) Draufsicht b) Längsschnitt des Schichtaufbaus mit Ausführung der Querbewehrung als Gitterträger

Durch einen planmäßigen Einbau wird für die Bauweise eine Lebensdauer von 50 Jahren prognostiziert [11, 17]. Am Ende der Lebensdauer kann die Betondecke der DBB mit einer sogenannten Resonanz-Maschine kostengünstig von der Bewehrung getrennt und zerkleinert werden. Somit können die Materialien sortenrein getrennt und gemäß den geltenden gesetzlichen Regelungen wieder eingebaut bzw. recycelt werden. [10, 17]

Nachteile der Bauweise DBB sind hohe Investitionskosten, bedingt durch höhere Herstellungskosten des Mehraufwands der Bewehrung (Material und Einbau), sowie ein größerer logistischer und planerischer Aufwand.

Allerdings führt eine gesamtwirtschaftliche Betrachtung zu einer differenzierten Einordnung der DBB im Vergleich zu den etablierten Bauweisen. Der Aufwand der Fugenherstellung sowie die Instandhaltungskosten für die Fugenpflege entfallen. Die Reduzierung der Betondeckendicke gegenüber der konventionellen unbewehrten Plattenbauweise, wie im folgenden Kapitel 2.2 erläutert, führt zu einer Einsparung von Kosten und Ressourcen und somit zu einer Reduktion von CO<sub>2</sub>-Emissionen. Des Weiteren wird durch den Wegfall der Querfugen der Fahrkomfort erhöht und die Lärmemission gesenkt [11, 34–36]. Insgesamt kann vor allem durch die Verlängerung der Nutzungsdauer ein positives Ergebnis im Hinblick auf die Lebenszykluskosten sowie die Nachhaltigkeit erreicht werden.

## 2.2 Konstruktionsprinzip und Bemessung von DBB

Bei der DBB ist eine getrennte Bemessung des Straßenoberbaus üblich. Dabei wird zuerst der Schichtaufbau dimensioniert und anschließend der von der Betondeckendicke abhängige Bewehrungsgrad ermittelt. Diese vereinfachte, idealisierte Annahme setzt eine zentrisch angeordnete Bewehrung voraus. Zudem wird angenommen, dass die Bewehrung lediglich Spannungen aus konstanter Dehnungsänderung (Temperatur, Schwinden) aufnimmt. Die Bewehrung wird nur zur Risssteuerung angesetzt. Die auftretenden Biegespannungen aus Verkehrsbelastung und ungleichmäßiger Temperaturänderung übernimmt in dieser Annahme die Betondecke. [10, 15, 37, 38]

Im Gegensatz zur Definition eines Grenzzustandes der Tragfähigkeit unter der Berücksichtigung von Teilsicherheitsbeiwerten aus dem Ingenieurbau vgl. DIN EN 1990:2021-10 [39] ist die deterministische Betrachtungsweise ausreichend, da im Falle einer Überschreitung der Tragfähigkeit mit keinem Einsturz des Bauwerks zu rechnen ist. Eine Überschreitung wirkt sich bei der DBB lediglich auf die Funktionalität

und somit auf die Dauerhaftigkeit aus. Die Bemessung und Konstruktion von Stahlbetontragwerken befinden sich im aktuellen Eurocode 2 (DIN EN 1992-1-1:2011-01) [40] unter Berücksichtigung des Deutschen Nationalen Anhangs NA:2013-04 [41].

Die Bemessung der Betondecke der DBB erfolgt analog zur herkömmlichen Plattenbauweise. Die Bemessungsverfahren können der ausführlichen Darstellung von EISENMANN & LEYKAUF [9] entnommen werden. Dabei werden die Spannungen aus Verkehrs- und Temperaturlasteinwirkung berechnet und mit den zulässigen Spannungen verglichen. Die Berechnung aus den Spannungen aus Verkehrslast werden in die folgenden drei Lastfälle unterteilt: Plattenmitte, Plattenrand und Plattenecke. Für die Bemessung der DBB wird nur der Lastfall Plattenmitte betrachtet. Die anderen beiden Lastfälle entfallen, da durch die schmalen Rissbreiten und die daraus resultierende effektive Rissverzahnung in Kombination mit der Dübelwirkung der Längsbewehrung eine gute Querkraftübertragung im Querriss vorhanden ist. [9, 32, 33, 42] Diese Querkraftübertragung spiegelt sich in einem sehr hohen Wirksamkeitsindex von 90 % bis 100 % wider, der die relative Verschiebung der gegenseitigen Rissufer abbildet. Im Vergleich dazu weisen verdübelte Querscheinfugen in der unbewehrten Plattenbauweise einen Wirksamkeitsindex von etwa 80 % auf. [9, 33]

Durch Betrachtung des Lastfalls Plattenmitte und den daraus resultierenden geringeren Biegezugspannungen kann die Betondeckendicke reduziert werden. Zusätzlich wirken sich die kleineren auftretenden Rissabstände und daraus reduzierten Plattenlängen der DBB günstig auf die Dimensionierung der Plattendicke aus. Nach Erfahrungen reduziert sich die Plattendicke gegenüber der konventionellen unbewehrten Bauweise um 10 % bis 20 %. [8, 10, 15–17, 32, 33]

Unter Berücksichtigung der ermittelten Betondeckendicke ist anschließend der Bewehrungsgrad zu bestimmen, damit das angestrebte Rissbild erzielt wird. Der Bewehrungsgrad definiert sich durch den Stabdurchmesser und den Stababstand bezogen auf den Betonquerschnitt. Die Bewehrung ist hierbei ausreichend im Hinblick auf die maximal zulässigen Stahlspannungen zu bemessen, sodass im Riss die Fließgrenze des Stahls nicht erreicht wird. Damit kann die Entstehung von klaffenden Rissen vermieden werden und es kann sich ein gleichmäßiges Rissbild einstellen. [43, 44]

Für die konstruktive Bemessung der Bewehrung in der DBB dient das in den Niederlanden entwickelte Nomogramm (siehe Abbildung 2-2). Dabei wird der Zusammenhang zwischen Bewehrungsgrad und dem entstehenden Rissbild dargestellt, um die konstruktive Ausführung der Längsbewehrung zu ermitteln. [45, 46]

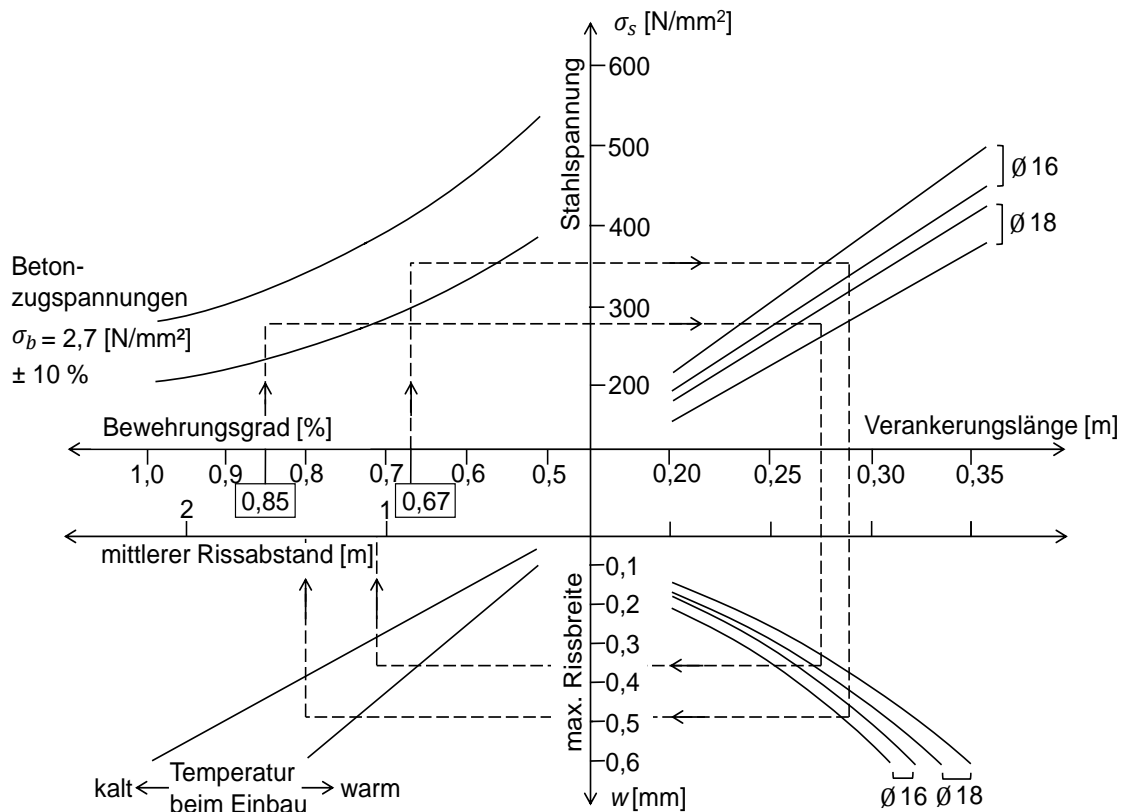


Abbildung 2-2: Bemessung der Längsbewehrung nach niederländischem Nomogramm nach [46], mit dargestellten Vorgehen zur Ermittlung des mittleren Rissabstandes für zwei übliche Bewehrungsgrade

In den USA erfolgt die konzeptionelle Bemessung der Längsbewehrung gemäß den Anforderungen an Rissabstand und -breite entsprechend dem Schaubild nach WON et al. [47] (siehe Abbildung 2-3). In diesem Fall werden Rissabstände zwischen 1,1 m und 2,4 m sowie eine maximale Rissbreite von 0,5 mm angestrebt. Dabei liegt der angestrebte Bewehrungsgrad im Bereich von 0,6 % [47]. Die Ausnutzung der Stahlspannungen soll auf 75 % der Fließgrenze begrenzt werden [17, 47]. Eine ähnliche Grenze mit 80 % der Fließgrenze unter Dauerbeanspruchung findet sich in [48].

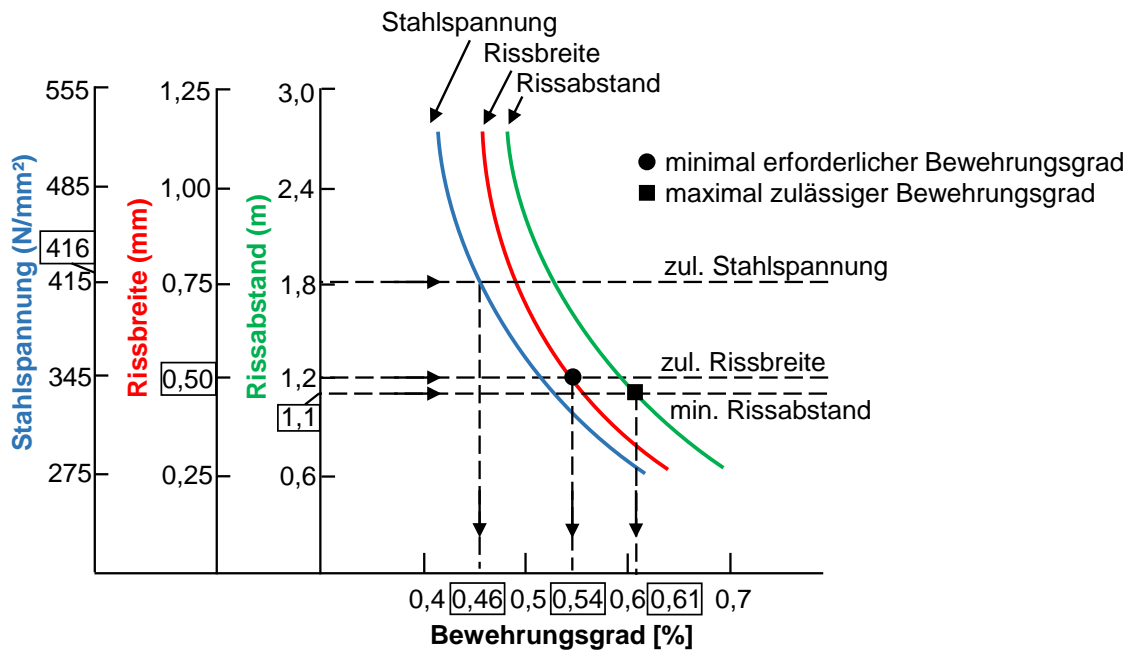


Abbildung 2-3: Ermittlung des Längsbewehrungsgrades nach US-amerikanischem Vorgehen nach [47], mit dargestelltem Vorgehen zur Ermittlung des Bewehrungsgrades für die Rissbreite von 0,5 mm, dem angestrebten minimalen Rissabstand und der angestrebten Stahlspannung

Untersuchungen in [33] zeigen, dass unabhängig vom Stabdurchmesser der Längsbewehrung ab einem Bewehrungsgrad von 0,60 % ein Überschreiten der Fließgrenze ausgeschlossen werden kann. ROESLER et al. [49] beschreiben, dass bei Längsbewehrungsgraden im Bereich zwischen 0,70 % und 0,85 % die Rissbreiten während ihrer Lebensdauer ausreichend begrenzt werden, dass die angestrebte maximale Rissbreite von 0,5 mm nicht überschritten wird.

Allgemein führt ein höherer Längsbewehrungsgrad zu geringeren Rissabständen. Aufgrund des abnehmenden Verhältnisses von Verbundfläche zu Stabquerschnittsfläche, entstehen bei konstantem Längsbewehrungsgrad unter Erhöhung des Stabdurchmessers größere Rissabstände und somit größere Rissbreiten. [43, 44]

Im Gegensatz zur Längsbewehrung trägt eine geeignete Querbewehrung nicht zur Rissverteilung bei und hat keinen Einfluss auf die Querrissbildung [15]. Laut [15] ist eine ausreichend dimensionierte Querbewehrung für das Langzeitverhalten wichtig, um im Bereich der Längsfuge eine effiziente Verankerung sicherzustellen und die Fuge eng geschlossen zu halten. PFEIFFER et al. [38] zeigen dagegen, dass die Querbewehrung nur als Auflagerung der Längsbewehrung dient. Laut [15] soll der Querbewehrungsgrad zwischen 0,05 % bis 0,20 % liegen und die Querbewehrung mit einem Stabdurchmesser

von 16 mm ausgeführt werden. Ein Abstand der Querbewehrung von 600 mm und ein daraus resultierender Querbewehrungsgrad von 0,14 % führt zu einem mit der unbewehrten Plattenbauweise (Ausführung mit Ankern nach ZTV Beton-StB 07 [26]) vergleichbaren Bewehrungsgrad in der Längsfuge. Um zu vermeiden, dass Querrisse oberhalb der Querbewehrung verlaufen und somit eine erhöhte Korrosionsgefährdung auftritt, soll diese in einem Winkel von 60° gedreht zur Fahrbahnachse eingebaut werden. [15, 37, 38]

Die Konstruktionsansätze der bisher in Deutschland gebauten Versuchsstrecken unter der Berücksichtigung der internationalen Erfahrungen sind in Tabelle 2-1 zusammengestellt.

Tabelle 2-1: Konstruktionsansätze zur Ausführung einer DBB in Deutschland nach [10, 15–17, 33, 37, 38]

Parameter	Ausführung
Betonklassifizierung	C30/37
Betondeckendicke	240 mm bis 260 mm
Rissbreite (Oberfläche)	≤ 0,5 mm
Rissabstand	0,7 m bis 2,5 m
Bewehrungsgrad	Längsbewehrung: 0,60 % bis 0,85 % Querbewehrung: 0,05 % bis 0,20 %
Stabdurchmesser	Längsbewehrung: 16 mm oder 20 mm Querbewehrung: 16 mm
Lage der Bewehrung	Längsbewehrung: zentrisch in der Betondecke Querbewehrung: unter der Längsbewehrung, im 60° Winkel zur Fahrbahnachse

### 2.3 Beanspruchung von DBB

Im Folgenden werden die maßgebenden Beanspruchungen, die auf die DBB einwirken und die im Rahmen der weiteren experimentellen und numerischen Untersuchungen betrachtet werden, aufgeführt.

In Betonfahrbahnen wird zwischen der Beanspruchung unmittelbar nach der Herstellung und im Gebrauchszustand unterschieden. Bei ersterem entstehen im jungen Beton infolge der Abkühlung nach dem Hydratationsprozess Zugspannungen. Im Gebrauchszustand wirken Verkehrslasten und Witterungseinwirkungen aus thermischen und hygri-schen Prozessen in Kombination mit einem zeitabhängigen Verhalten aus Betonkriechen und –schwinden. Wenn diese Verformungen behindert werden,

entstehen bei Erwärmung Druckspannungen und bei Abkühlung Zugspannungen. [50, 51]

Der Beton erfährt zusätzliche Volumen- und Längenänderungen. Er schwindet beim Trocknen und quillt bei Feuchtigkeit. Nach SPRINGENSCHMID [52] spielt die Zwangspannungsentwicklung im Vergleich zur Hydratation für das Betonschwinden keine wesentliche Rolle im Straßenbau. Durch eine wirksame Nachbehandlung und durch eine dem Niederschlag ausgesetzte Betonoberfläche kann lediglich das Trocknungsschwinden zu Oberflächenrissen führen. [52, 53]

Der Gesamtspannungszustand in einer Betonfahrbahndecke aus inneren und äußeren Einwirkungen kann in konstante (Axialspannung), lineare (Biegespannung) und nicht lineare Anteile (Eigenspannung) aufgeteilt werden [54]. Eine idealisierte Überlagerung ist in Abbildung 2-4 dargestellt.

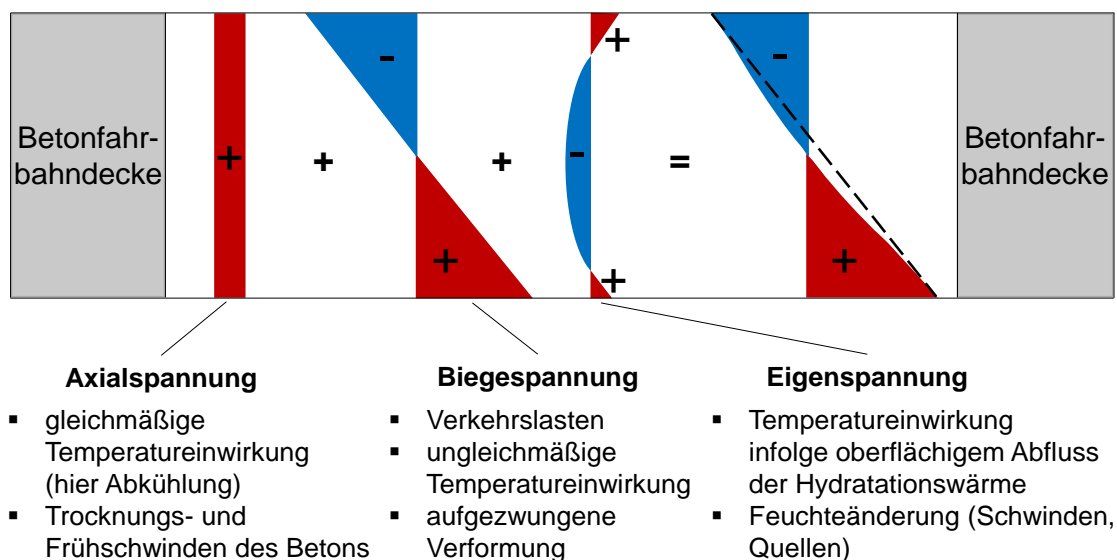


Abbildung 2-4: Idealisierte Überlagerung der auftretenden Spannungen infolge innerer und äußerer Einwirkungen nach [17, 54]

### Beanspruchung infolge Temperaturänderung

Innere thermische Beanspruchungen entstehen infolge der ungleichmäßigen Temperaturänderungen aus der Betonhydratation, die u. a. Eigenspannungen erzeugt [9]. Dabei kann der Ablauf der Betonhydratation nach SPRINGENSCHMID & NISCHER [55] in fünf Stadien unterteilt werden (siehe Abbildung 2-5). In Stadium I, der Anfangsphase, ist die Betontemperatur nahezu unverändert und es wirken keine Betonspannungen  $\sigma_c$ . In Stadium II beginnt der Hydratationsprozess mit einsetzender Temperaturerhöhung.

Es treten noch keine Druckspannungen auf, da der Beton noch vollkommen plastisch verformbar ist. Die Betontemperatur am Ende von Stadium II wird als erste Nullspannungstemperatur  $T_1$  bezeichnet. Das Stadium III beginnt nach ungefähr drei bis sechs Stunden, verbunden mit einem Temperaturanstieg. Mit dem parallelen Anstieg des E-Moduls bauen sich Druckspannungen auf. Stadium IV beginnt nach dem Erreichen des Temperaturmaximums  $T_{max}$ . In diesem Stadium bauen sich die Druckspannungen infolge der Relaxation und des weiteren Anstiegs des E-Moduls ab. Dabei wird erneut ein spannungsfreier Zustand erreicht. Die vorhandene Betontemperatur wird als zweite Nullspannungstemperatur  $T_2$  bezeichnet und liegt meist einige Kelvin über  $T_1$ . Das Stadium V wird bei weiterer Abkühlung erreicht. In diesem Stadium entstehen Zugspannungen im Beton, die durch die Relaxation reduziert werden. Bei der Überschreitung der Betonzugfestigkeit entsteht ein Riss. Die dabei herrschende Temperatur wird als Risstemperatur  $T_R$  bezeichnet, die rissinduzierende Temperaturdifferenz als  $\Delta T_{krit}$ . [55]

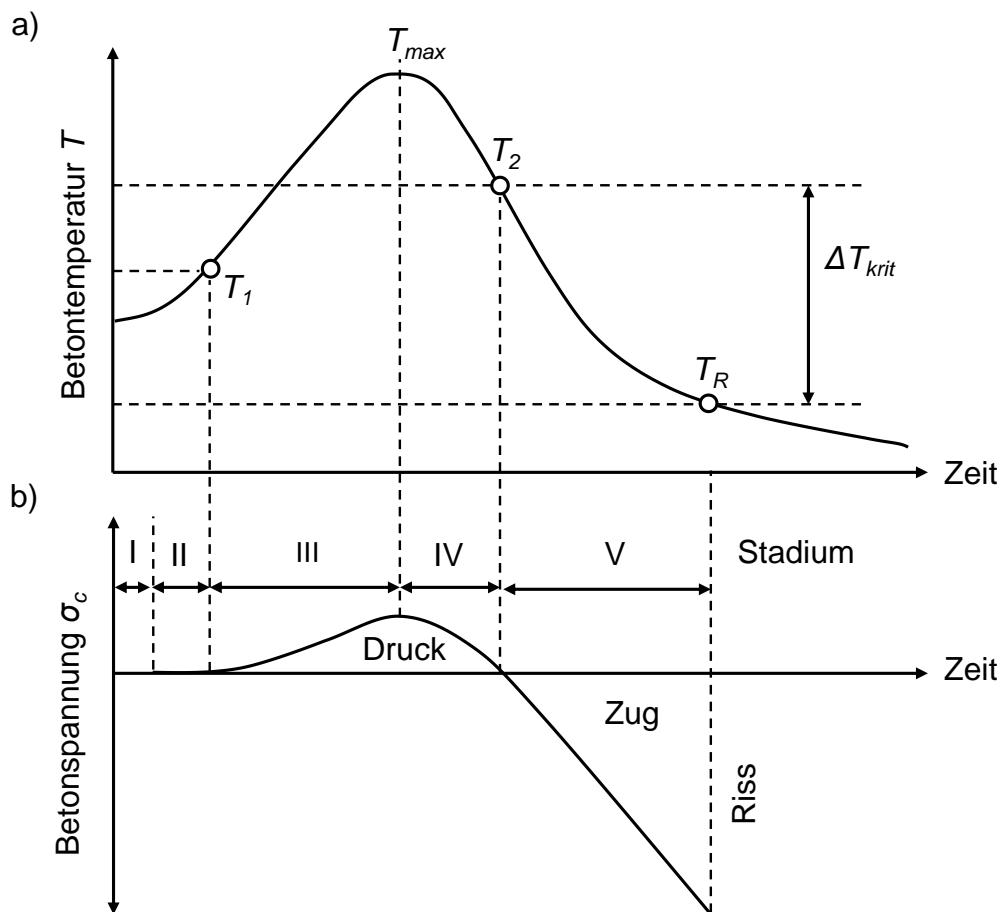


Abbildung 2-5: Hydratationsphase – Verlauf a) Betontemperatur  $T$  b) Betonspannung  $\sigma_c$  nach [55]



Für die Praxis ist die zweite Nullspannungstemperatur maßgebend, da ab diesem Zeitpunkt im verformungsbehinderten Bauteil Zugspannungen entstehen. Die Nullspannungstemperatur beschreibt einen Gradienten über die Querschnittshöhe. Im Folgenden wird sie allerdings als eine Konstante über den Querschnitt betrachtet. Eine hohe zweite Nullspannungstemperatur, in Kombination mit anschließenden niedrigen Lufttemperaturen, führt zu einer großen kritischen Temperaturdifferenz, die die Erstrissbildung bedingt und zu einer früher einsetzenden Rissbildung führen kann. [9, 56–58]

Der Einfluss der Nullspannungstemperatur auf DBB wurde ausführlich in [59] untersucht. Eine niedrige Nullspannungstemperatur bewirkt geringere Zwangsspannungen mit kleineren Rissbreiten [59, 60]. Folglich kann zur Optimierung des Rissbildes eine geringere Temperaturdifferenz zwischen Nullspannungstemperatur und der minimalen winterlichen Betondeckentemperatur angestrebt werden. Die Nullspannungstemperatur kann durch folgende Parameter maßgeblich beeinflusst werden [10, 59]:

- Lufttemperatur bei der Herstellung der Betondecke
- Frischbetontemperatur
- Betonrezeptur (Zementeigenschaften, Gesteinskörnung)
- Nachbehandlung.

Neben den inneren thermischen Beanspruchungen wirken auf die Betonfahrbahn auch äußere thermische Beanspruchungen durch Temperaturänderungen im Rahmen der täglichen und jährlichen Schwankungen. Daraus resultieren weitere Zwangsspannungen.

Bei einer gleichmäßigen Temperaturveränderung über die Querschnittshöhe führt eine Abkühlung zu einer Verkürzung und eine Erwärmung zu einer Ausdehnung der Betondecke. Durch die verformungsbehinderte Ausdehnung des Betons entstehen Druckspannungen in der Betonfahrbahndecke. Eine Verkürzung hingegen resultiert in rissinduzierenden Zugspannungen.

Bei der ungleichmäßigen Temperaturbeanspruchung über die Querschnittshöhe tritt ein vertikaler Temperaturgradient in der Betondecke auf, was Biegespannungen über den Plattenquerschnitt verursacht. Die Spannungen, die aufgrund einer ungleichmäßigen Temperaturänderung entstehen, werden auch als Wölbspennungen bezeichnet. [9, 51] Ein positiver Temperaturgradient tritt bei einer Erwärmung der Plattenoberseite auf. Es kommt zu einer Aufwölbung der Fahrbahnplatte, allerdings wirkt dieser Verformung das Eigengewicht der Betondecke entgegen. Das dadurch erzeugte Biegemoment aus der eingepprägten Verwölbung sorgt für Biegezugspannungen an der Betondecken-



spannungen  $\sigma_{w''}$  unterteilt. [9, 51] In Abbildung 2-7 sind die Wölbspannungen und deren Verformungsbilder in Abhängigkeit der kritischen Länge bei Erwärmung sowie Abkühlung von oben abgebildet.

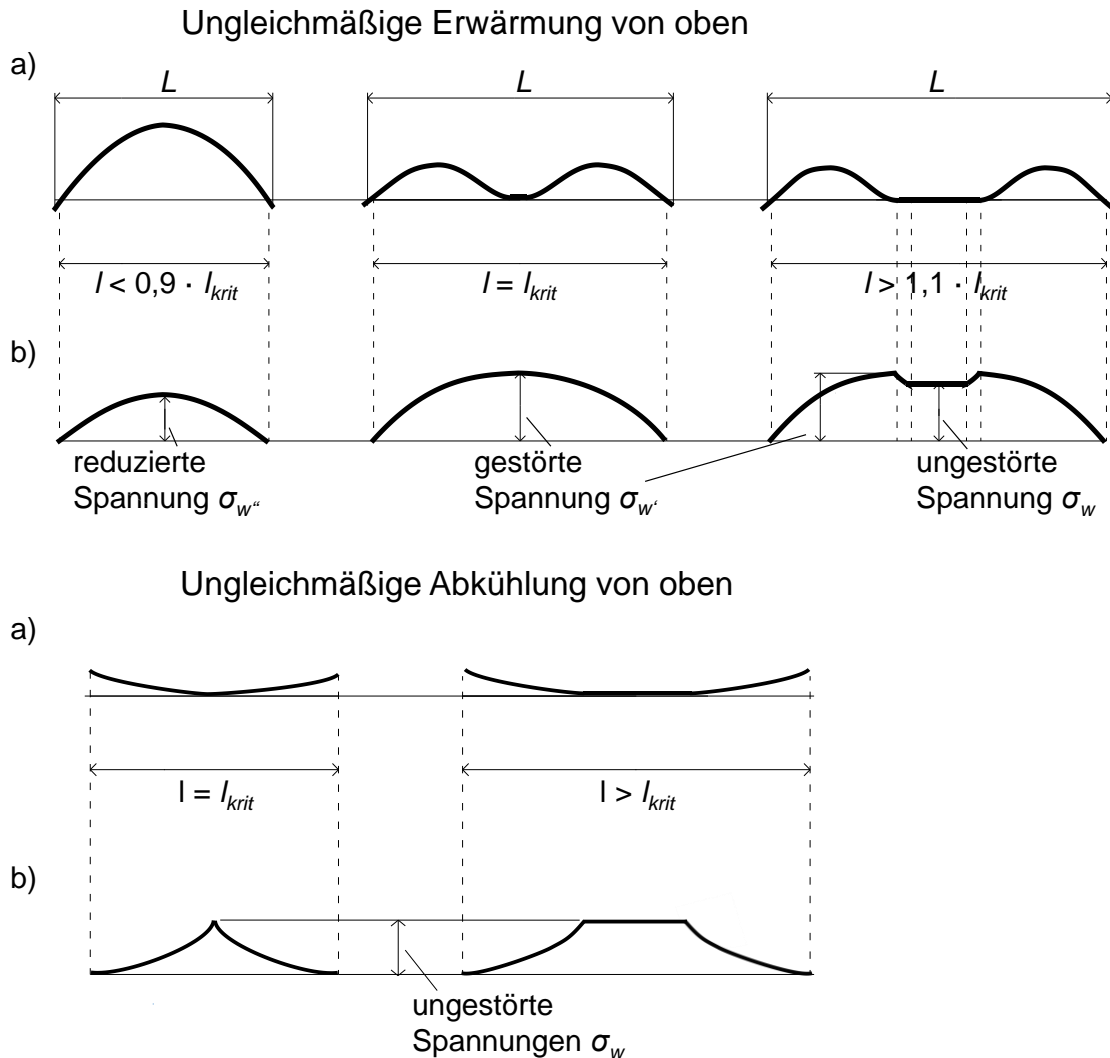


Abbildung 2-7: Verformung und Spannung infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben und ungleichmäßiger Abkühlung von oben a) Verformungsbilder b) Spannungsbilder nach [9, 51]

Beanspruchung infolge Verkehrslast

Neben den Temperaturbeanspruchungen wirken zudem Verkehrslasten, die kurzzeitig und dynamisch auftreten. Diese können in vertikale (Fahrzeuglast) und horizontale (Bremsen, Beschleunigen und Kurvenradien) Beanspruchungen aufgeteilt werden. [58] Die horizontalen Beanspruchungen sind nicht dimensionierungsrelevant und werden im Weiteren nicht betrachtet. Die vertikalen Beanspruchungen verursachen in der Betonfahrbahndecke Biegebeanspruchungen, welche in Druck- und Zugspannungen

resultieren. Dabei wird nach RStO 12 [24] die dimensionierungsrelevante äquivalente 10 t-Achslast als Bemessungslast zugrunde gelegt. [9, 63, 64]

## 2.4 Rissbildung in der DBB

Die sich einstellenden Risse in der DBB sind kein Mangel, sondern systembedingt gewollt. Sie bedeuten keine Versagensgefahr, doch beeinflussen sie je nach Ausprägung die Dauerhaftigkeit der DBB maßgebend. [65] Das sich in der Betondecke einstellende Rissbild definiert sich durch die Rissabstände und die Rissbreiten.

### Grundlegende Mechanismen und Verbundverhalten

Risse in der DBB entstehen an der Stelle, an der die auftretenden Zugspannungen die Betonzugfestigkeit überschreiten. Durch die Bauteilherstellung treten bereits Inhomogenitäten auf, die als Gefügespannungen und Mikrorisse vorliegen. [66] Die sichtbaren Trennrisse im jungen und erhärteten Beton treten durch Eigenspannung, Zwangspannung und äußere Belastung auf. [67]

Unmittelbar im Riss werden die Zugspannungen vom Stahl aufgenommen. Der Beton kann dort keine Spannungen übertragen, somit sind die Betonspannungen  $\sigma_c = 0$ . Die Stahlspannungen  $\sigma_s$  sind an dieser Stelle maximal. Ausgehend vom Riss nehmen die Stahlspannungen ab und die Betonspannungen kontinuierlich zu (siehe Abbildung 2-8). Bei sehr kleinen Rissbreiten ( $< 0,15$  mm) ist der Beton durch Rissverzahnung in der Lage Zugspannungen aufzunehmen [68].

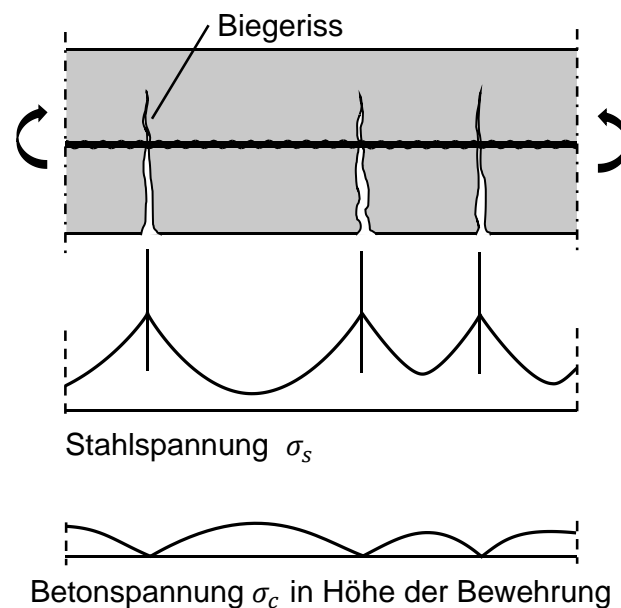


Abbildung 2-8: Spannungsverteilung bei einem Stahlbetonbalken nach [69]

Allgemein kann für den Verlauf der Spannungen eines einbetonierten Stabstahls unter zentrischer Dehnungszunahme eine Zustandseinteilung nach [43, 44], wie in Abbildung 2-9 dargestellt, vorgenommen werden. Zuerst befindet sich das Bauteil im ungerissenen Zustand (Zustand I). Erreichen die Zugspannungen die Betonzugfestigkeiten, so tritt aufgrund der Inhomogenität des Betons der Erstriss an der Stelle mit der geringsten Festigkeit auf. Ab der Erstrissbildung bis zur abgeschlossenen Rissbildung findet aufgrund des Steifigkeitsverlustes eine überproportional zunehmende Dehnung statt. Die Stahlspannung steigt nur geringfügig an. Im Stadium der abgeschlossenen Rissbildung sind ausreichend viele Risse vorhanden, sodass die Betonzugfestigkeit zwischen diesen nicht mehr erreicht wird und sich keine weiteren Risse bilden. Erfährt das System danach eine weitere Dehnungszunahme, so weiten sich die vorhandenen Risse unter der Zunahme der Stahlspannungen bis zur Streckgrenze des Stahls  $f_y$  (Fließen der Bewehrung) auf. Oberhalb dieser ist nur noch eine relativ geringe Laststeigerung bei sehr großer Zunahme der Dehnung möglich. [70] Der Beton nimmt zwischen den Rissen infolge der Verbundwirkung zum Bewehrungsstahl Zugkräfte auf. Der reine Zustand II beschreibt den theoretischen Spannungs-Dehnungsverlauf ohne die mittragende Wirkung des Betons (siehe gestrichelte Linie in Abbildung 2-9). Der Beton leistet auch nach der Rissbildung einen Beitrag zur Versteifungswirkung des Betons unter Zug, das sogenannte Tension-Stiffening. [43, 44]

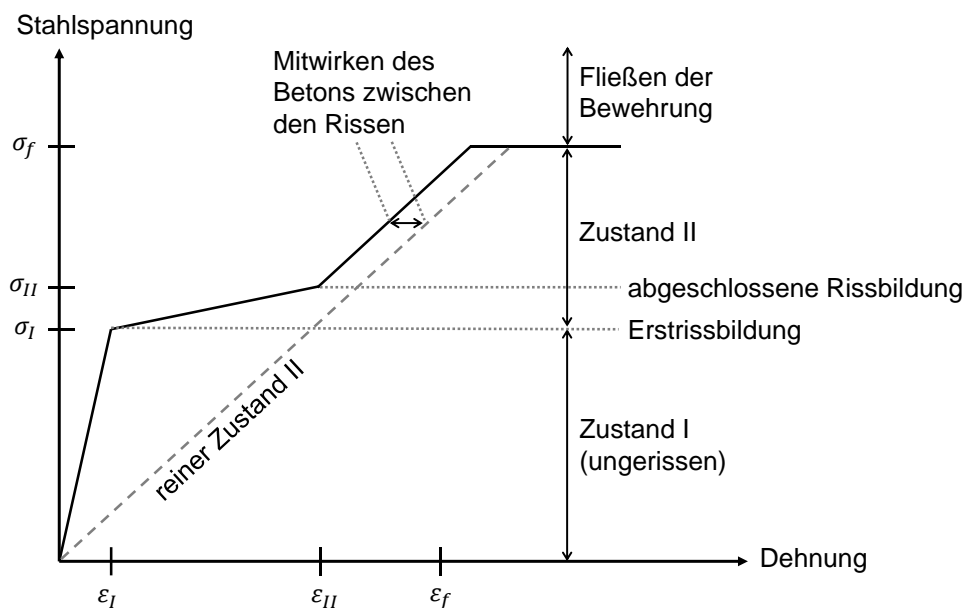


Abbildung 2-9: Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Stahlbetonzugstabs unter Zugbeanspruchung nach [43, 44]

### Verbundmechanismen Beton – Bewehrung

Das Verhalten des Kompositmaterials Stahlbeton unter Zugbeanspruchung ist wesentlich durch den Verbund zwischen Bewehrungsstab und Betonmatrix definiert. Nicht nur zur Erreichung hoher Tragfähigkeiten, sondern gerade auch im Bereich der Risssteuerung beeinflussen die Verbundbedingungen und das Verbundverhalten Rissabstände und -breite. Im Gegensatz zur vereinfachten Vorstellung eines vollen Verbunds, bei dem stets die Dehnungen von Beton  $\varepsilon_c$  und Stahl  $\varepsilon_s$  gleich sind, führt das tatsächliche, nachgiebige Verbundverhalten gerade im Rissbereich zu unterschiedlichen Dehnungen (siehe Abbildung 2-10).

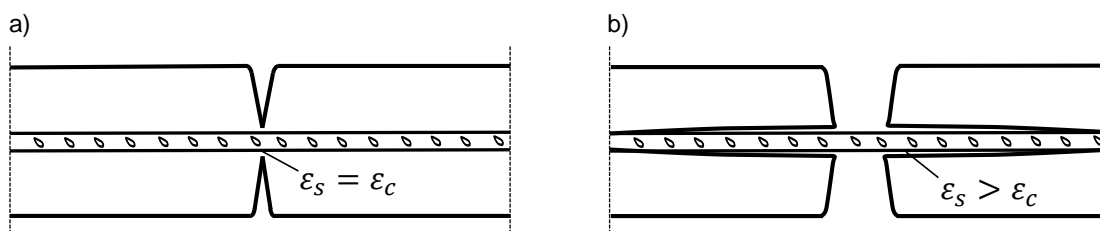


Abbildung 2-10: Rissverhalten bei a) vollem Verbund b) nachgiebigem Verbund eines Stahlbetonzugstabs nach [71]

Im Bereich des Ingenieurbaus und Hochbaus ist ein ausreichender Verbund zwischen diesen beiden Werkstoffen zwingend für die Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit des Bauteils erforderlich. In Bereichen von durchgehend bewehrten Systemen des Verkehrswegebbaus, wie der Festen Fahrbahn und der DBB, ist die Betrachtung des Verbundverhaltens vor allem zur Risssteuerung erforderlich.

Nach [69] stellt sich die Verbundwirkung bei geripptem Betonstahl durch drei wirkende Verbundmechanismen ein: den Haftverbund, den Reibungsverbund (beide charakterisiert über die Oberflächenbeschaffenheit des Stahls) und den Scherverbund (mechanische Verzahnung durch die Rippengeometrien). Diese drei Mechanismen werden über eine Relativverschiebung (Schlupf) zwischen Beton und Bewehrungsstahl aktiviert. Entscheidend für die Rissöffnung sind hier die Rippen an der Staboberfläche. Tritt eine größere Relativverschiebung im Zuge der Rissbildung und -öffnung auf, stützen sich die einzelnen Rippen gegen den Beton und es entsteht ein räumlicher Spannungszustand im Beton, bestehend aus Druckstreben und einem Zugring (siehe Abbildung 2-11). [69]

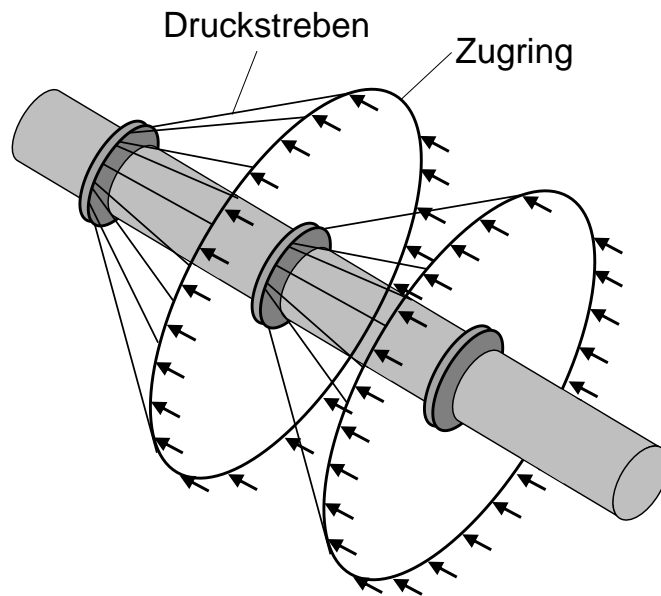


Abbildung 2-11: Dreiaxialer Spannungszustand nach [69]

Wird die Betonzugfestigkeit im Zugring überschritten, treten konisch Risse im Beton um den Bereich der Bewehrung auf. Dies führt zu einer Verbundstörung zwischen Beton und Betonstahl im Bereich des Trennrisses. Bei wachsender Zugspannung vergrößert sich der Bereich der Verbundstörung. Es können sich Ausbruchkegel bilden (siehe Abbildung 2-12), die zu einer Vergrößerung der Rissbreite führen. Die Länge der Verbundstörung ist abhängig vom Bewehrungsstabdurchmesser. Diese liegt im Bereich des 2- bis 5-fachen Durchmessers und beschreibt den Bereich beginnend im Riss, in dem keine Verbundspannungen von der Bewehrung in den Beton übertragen werden können. [69] Während in der Einleitungslänge  $l_E$  die Dehnungen zwischen beiden Komponenten ungleich sind, nähern sich diese bis zum Ende der Einleitungslänge an. Danach sind die Dehnungen annähernd gleich. [72] Die Verbundeigenschaft zwischen Bewehrung und Beton wirkt sich somit direkt auf das Risswachstum aus. Die kontinuierliche Einleitung der Risskräfte über die Einleitungslänge bestimmt die Stahldehnung im Riss selbst und damit die Rissöffnung bzw. die Wirksamkeit der Bewehrung zur Risssteuerung. Zudem definiert die Einleitungslänge den Abstand, in dem weitere Risse auftreten können.

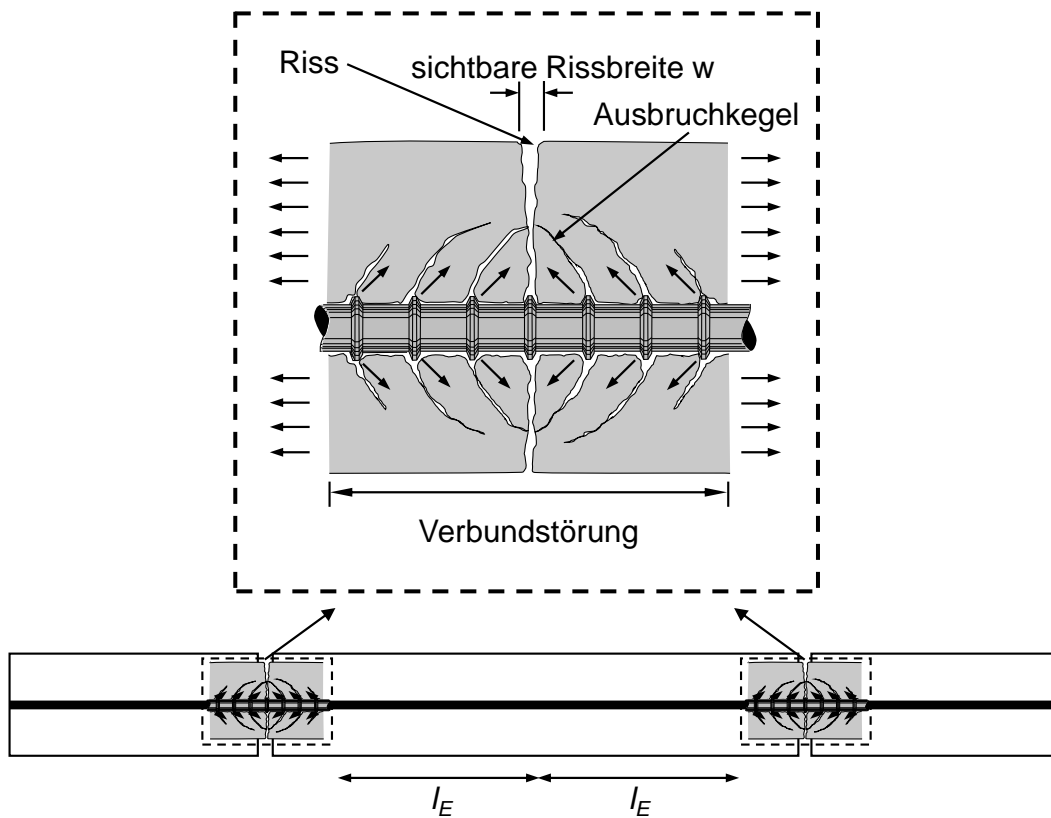


Abbildung 2-12: Schematische Darstellung der Ausbruchkegel, Eintragungslänge  $l_E$  und der Bereich der Verbundstörung nach [14, 69]

### Rissbild

Damit die DBB einen dauerhaften und tragfähigen Straßenoberbau gewährleistet, muss sich ein gleichmäßiges Rissbild einstellen. Deshalb werden an das Rissbild zwei Anforderungswerte gestellt: zum einen eine maximale Rissbreite von 0,5 mm an der Oberseite der Betondecke und zum anderen ein mittlerer Rissabstand im Bereich von 0,7 m bis 2,5 m (vgl. [10, 15–17]). Das angestrebte Rissbild wird im Wesentlichen von den in Abbildung 2-13 dargestellten Parametern beeinflusst [16, 37, 43, 44, 73, 74].



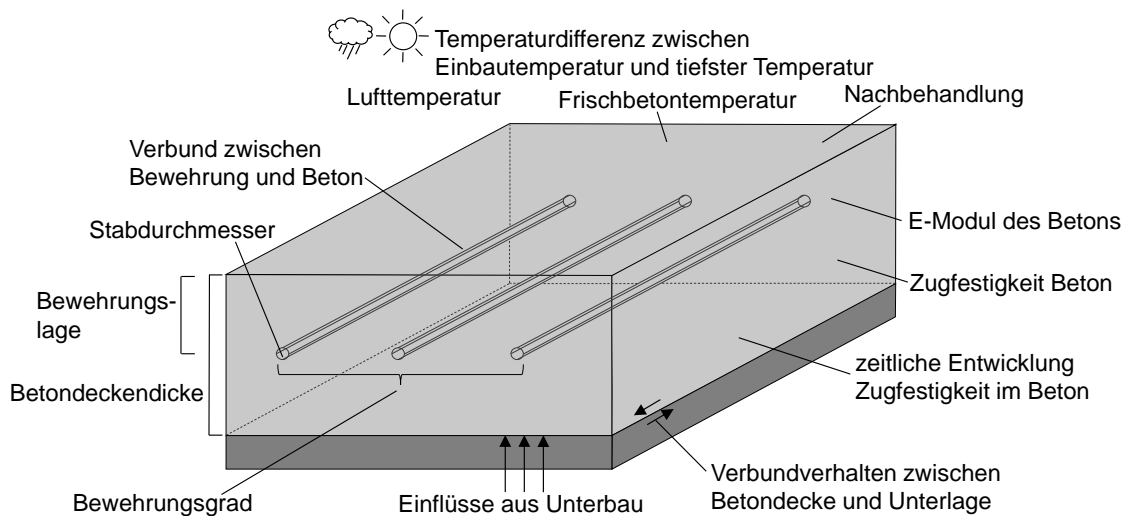


Abbildung 2-13: Parameter, die das Rissbild der DBB beeinflussen

Zur Klassifizierung der Rissabstände wird auf die Einteilung von HÖLLER [16] zurückgegriffen, dabei erfolgt die Einstufung nach dem jeweiligen Schädigungspotential:

- Rissklasse I: Rissabstände  $< 0,3$  m sind kritische Rissabstände und zu vermeiden. Die Gefahr von Punch-outs (Betonausbrüchen) ist bei diesem Rissabstand am größten.
- Rissklasse II: Rissabstände  $\geq 0,3$  m und  $< 0,7$  m sind kleiner als die angestrebten Rissabstände. Keine direkte Gefahr von Punch-outs.
- Rissklasse III: Rissabstände  $\geq 0,7$  m und  $< 1,4$  m sind die angestrebten Rissabstände.
- Rissklasse IV: Rissabstände  $\geq 1,4$  m und  $< 2,5$  m sind ebenfalls angestrebte Rissabstände. Grundsätzlich können allerdings Rissbreiten größer 0,5 mm auftreten.
- Rissklasse V: Rissabstände  $\geq 2,5$  m werden nicht angestrebt. Erhebliche Gefahr von auftretenden Rissbreiten größer 0,5 mm.

Der Verlauf der sich einstellenden Rissabstände kann in drei Stadien aufgeteilt werden (siehe Abbildung 2-14). Im Stadium I, das sich über einen Zeitraum von drei Monaten nach Einbau erstreckt, entstehen die Risse durch die Einwirkung der äußeren und inneren Spannungen. Im Stadium II (20 bis 30 Jahre) begrenzt die Längsbewehrung die Rissbreiten effektiv und sichert somit die Dauerhaftigkeit der DBB. In Stadium III beginnt die Betondecke durch eine weitere Erhöhung der Lastwechselzahlen mit dem Auftreten weiterer Risse zu versagen. [75]

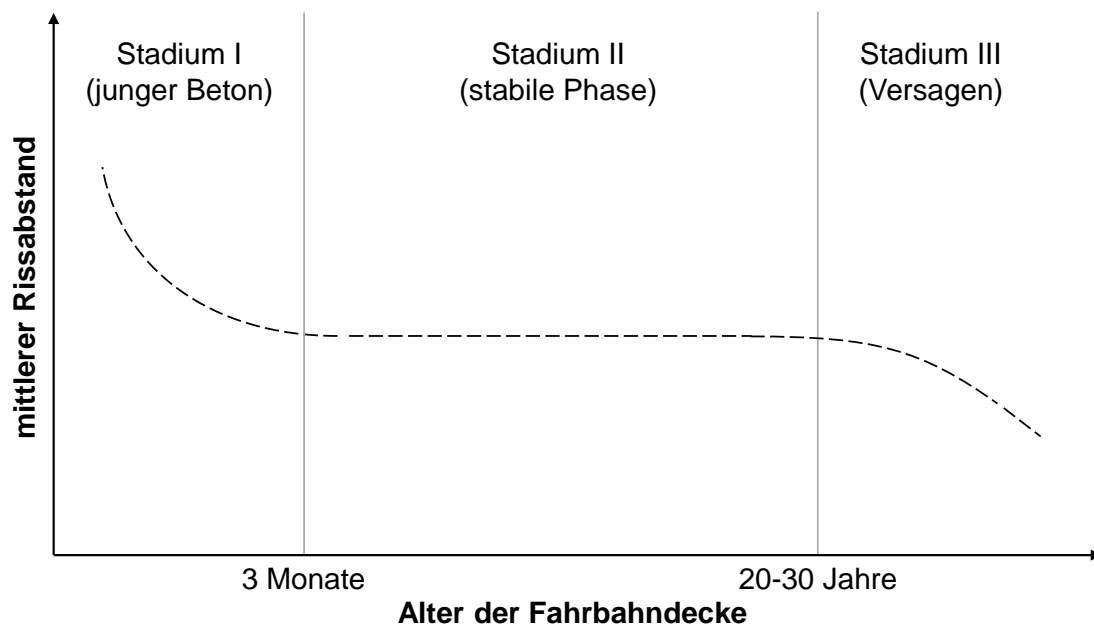


Abbildung 2-14: Verlauf der sich einstellenden Rissabstände bei DBB nach [75]

Dabei bedingen zu große Rissabstände (Rissklasse V) große Rissbreiten. Beim Auftreten von zu kleinen Rissabständen (Rissklasse I und II) besteht die Gefahr von zu engen und sich kreuzenden Rissen, was zu Schädigungen, wie beispielsweise Betonabplatzungen und Punch-outs, führen kann. Mögliche Rissbilder, mit der Einordnung ihrer Gefahrenkategorisierung, können Abbildung 2-15 entnommen werden. Entsprechend sollten die Risse über die Breite der Betondecke möglichst gerade im gewünschten Rissabstand (Rissklasse III und IV) auftreten. Verzweigte Risse (Y-Risse) und Netzzrisse und die daraus resultierenden Schäden sind zu vermeiden. [76]

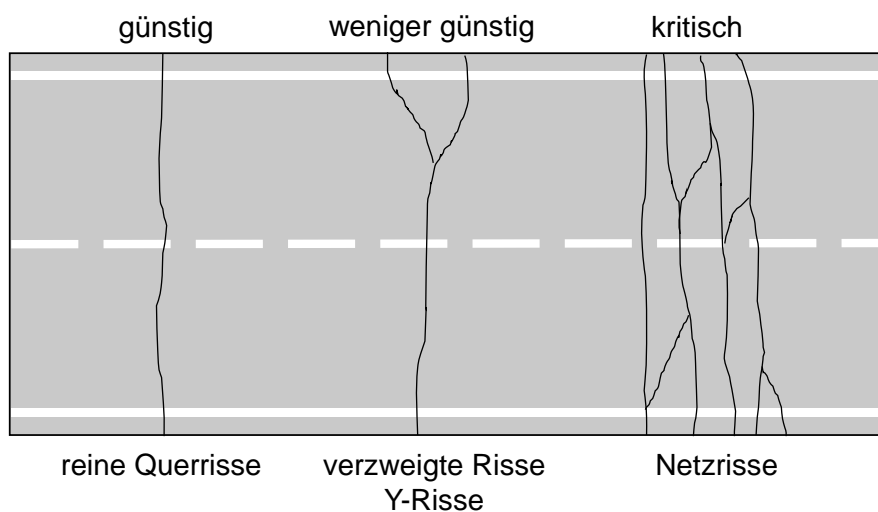


Abbildung 2-15: Arten von Rissverläufen in DBB mit Gefahrenkategorisierung nach [74, 76]

Die Rissbreiten sind so zu begrenzen, dass weder die Dauerhaftigkeit, das Erscheinungsbild noch die ordnungsgemäße Nutzung des Tragwerks beeinflusst werden [40]. Der Wert der angestrebten maximalen Rissbreite ist vor allem bei tiefen Temperaturen im Winter relevant. Nach REN [31] und KOHLER & ROESLER [74] müssen die Rissbreiten in der DBB aus folgenden Gründen begrenzt werden:

- Zur Gewährleistung hoher Querkraftübertragung durch Rissverzahnung an den Betonflanken, da der Verlust der Kraftübertragung zu erhöhten Durchbiegungen und Zugspannungen in der Betondecke führt. Daraus resultieren Betonabplatzungen, zusätzliche ungewollte Risse, Sekundärrisse und Punch-outs.
- Zur Vermeidung des Eindringens von Wasser und Chlorid und der daraus resultierenden möglichen Bewehrungskorrosion sowie zur Vermeidung von Erosion des Tragschichtmaterials.
- Zur deutlichen Reduzierung der Eintragung von inkompressiblem Material, um die Gefahr von Betonabplatzungen zu vermeiden.

MCCULLOUGH et al. [77] haben in Untersuchungen festgestellt, dass die im jungen Beton entstehenden Rissbreiten (Erstrisse) größer sind als die Rissbreiten bei zunehmendem Betonalter. Diese Erkenntnis beruht darauf, dass zum einen eine geringere Verbundfestigkeit zwischen Betonstahl und dem jungen Beton vorherrscht und zum anderen, dass die Rissbewegungen in der Anfangsphase aufgrund der größeren Querrissabstände größer sind. Erst mit der Zunahme der Rissanzahl werden die Querrissabstände kleiner und somit reduzieren sich die Bewegungen im Riss. [74]

#### Aktive Risssteuerung

Abweichend vom Konstruktionsprinzip der freien Rissbildung in einer DBB kann die Rissbildung auch aktiv gesteuert werden, um das Auftreten von ungünstigen und kritischen Rissbildern zu vermeiden (siehe Abbildung 2-15). Dabei wird vor allem die anfängliche Rissbildung durch Querschnittsschwächung in regelmäßig definierten Abständen provoziert. Eine Risssteuerung kann zum einen durch den Einbau von Elementen vor der Betonage erfolgen, zum anderen kann die Risssteuerung während des frühen Erhärtungsprozesses durch Kerben in definierten Abständen an der Seite der Betonfahrbahndecke erreicht werden. Maßnahmen zur aktiven Risssteuerung in der DBB sind unter anderem aus den USA [74] sowie aus Belgien [31, 78, 79] bekannt. Forschungen bezüglich der konstruktiven Ausführung der Kerben zur

Querschnittsschwächung beschränken sich derzeit vor allem auf den Bereich der numerischen Untersuchungen [31, 79, 80].

### 3 Laborversuche zum Verhalten an den Schichtgrenzen

Die Laborversuche sind im veröffentlichten Forschungsbericht des IGF-Vorhabens 20667 N [19] dokumentiert. Die Abgrenzung zu den in dieser vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit erweiterten Untersuchungen findet sich in Kapitel 1.3.

#### 3.1 Allgemeines

Bei der Bauweise DBB wird die Rissbildung unter anderem durch den Schichtenverbund zwischen Beton und der darunterliegenden Schicht beeinflusst. Zur Charakterisierung dieser Verbundeigenschaften werden nachfolgend die Durchführung und Auswertung der Abscher- und Schubversuche erläutert. Die Ergebnisse sowie die im Rahmen der Versuchsdurchführung ermittelten Materialkennwerte dienen als Eingabeparameter für die numerischen Untersuchungen in Kapitel 5 und für die Erläuterungen der konstruktiven Empfehlungen in Kapitel 6.

Zur Untersuchung des Verbundverhaltens an der Schichtgrenze von Beton auf Asphalttragschicht (ATS) und Asphaltzweischicht (AZS) bzw. HGT (hydraulisch gebundene Tragschicht) werden Abscherversuche durchgeführt. Zur Untersuchung des Reibungsverhaltens von Beton mit Vliesstoff auf HGT werden Schubversuche durchgeführt. Dabei wird der Einfluss des Betonalters untersucht, um eine Aussage über das Verhalten an den Schichtgrenzen in Abhängigkeit unterschiedlicher Zeitpunkte nach Betonage treffen zu können. Eine Übersicht der Untersuchungsparameter der Laborversuche befindet sich in Tabelle 3-1.

Tabelle 3-1: Untersuchungsparameter der Laborversuche

Parameter	Abscherversuche	Schubversuche
Materialkennwerte	Beton, ATS, AZS, HGT	Beton, HGT
Betonunterlage	ATS, AZS, HGT	Vliesstoff mit HGT
Betonalter	16 h, 24 h, 48 h, 28 d	24 h, 48 h

Die Durchführung der Laborversuche erfolgt in der Prüfhalle des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM. Während den Versuchsdurchführungen herrschen Temperaturen von  $20 \pm 2$  °C.

#### 3.2 Materialkennwerte

Das im Rahmen der Abscher- und Schubversuche verwendete Einbaumaterial des Betons und der HGT wird aus einem nahegelegenen Transportbetonwerk geliefert. Aus

Tabelle 3-2 können die relevanten Kennwerte und aus Tabelle 3-3 die Materialkennwerte des Betons und der HGT entnommen werden. Die Materialrezepturen sowie die Auflistung der Frisch- und Festbetoneigenschaften des Betons und der HGT können Anhang A-1 entnommen werden.

Tabelle 3-2: Kennwerte des Betons und der HGT

Kennwerte	Beton	HGT
Festigkeitsklasse	C30/37	-
Konsistenzklasse	F3	-
w/z-Wert	0,45	-
Größtkorn [mm]	16	32
Summe Gesteinskörnung	1865	2556
Zement CEM II A-S 42,5 R [kg/m <sup>3</sup> ]	350	102

Tabelle 3-3: Materialkennwerte Beton und HGT [81, 82]

Material	E-Modul	Querdehnzahl	Druckfestigkeit Zylinder		Spaltzugfestigkeit Zylinder	Biegezugfestigkeit Balken
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]	[N/mm <sup>2</sup> ]		[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Prüfzeit [d]	64	64	7	28	28	28
Beton	29.080	0,17	-	42,3	4,01	5,0
HGT	-	-	23,2	32,3	-	-

Die Zugfestigkeit und die Druckfestigkeit des Betons liegen geringfügig über dem Normwert, der E-Modul hingegen geringfügig darunter (vgl. [40]).

Bei den beiden Asphaltarten (Asphalttragschicht und -zwischen-schicht) handelt es sich um Asphaltbetone. Die Kennwerte der Asphaltmischgute, die im Rahmen der Abscherversuche verwendet werden, können Tabelle 3-4 entnommen werden.

Tabelle 3-4: Kennwerte Asphalttragschicht und -zwischen-schicht

Asphaltschicht	Mischung	Bindemittel	Größtkorn	Gestein
Asphalttragschicht	AC 22 TS	70/100	22	Kalksteinsplitt
Asphaltzwischen-schicht	AC 11 DN	70/100	11	Kiessplitt

### 3.3 Untersuchung zum Schichtenverbund

Zur Untersuchung der Verbundeigenschaften zwischen Beton und der darunterliegenden Schicht werden Abscherversuche nach der TP Asphalt-StB Teil 80

[83] durchgeführt. Da das Verbundverhalten im jungen Beton für die Rissbildung in DBB entscheidend ist, wird das Betonalter differiert. Der Schichtaufbau wird ebenfalls variiert. Zunächst werden die theoretischen Grundlagen zum Schichtenverbund beschrieben. Im Anschluss daran werden die Versuchsdurchführung sowie die Auswertung der Ergebnisse dargestellt.

### 3.3.1 Theoretische Grundlagen zum Schichtenverbund bei DBB

Durch die Lagerung der Betondecke auf einer Unterlage entsteht ein mehrschichtiges System. Am Schichtenverbund werden Scher- und Normalspannungen infolge Verzahnung, Reibung und Verklebung übertragen. Infolge von Verkehrsbelastung und klimatischen Einflüssen werden die Kräfte von der Betonfahrbahndecke in die darunterliegende Schicht abgetragen, an den Schichtgrenzen entstehen Dehnungen und Gleitungen. [84, 85]

Bei nicht vorhandenem Verbund zwischen den Schichtgrenzen treten keine Scherspannungen, dafür jedoch große Schichtgrenzenverschiebungen, auf. Bei vollem Verbund treten in der Schichtgrenze keine Verschiebungen auf, dafür aber Scherspannungen, wobei ein voller Schichtenverbund zwischen den einzelnen Schichten ein theoretischer Grenzfall ist. [84]

Der Verbund zwischen der Betondecke und der darunterliegenden Schicht beeinflusst die Verformungsbehinderung der Betonplatte. Bessere Verbundeigenschaften in Verbindung mit einer starren Auflage führen dabei zu höheren Zwängungen und Zwangspannungen. Ein guter Schichtenverbund kann in Abhängigkeit der Auflagerungssteifigkeit ein frühzeitiges Reißen der Betondecke in Verbindung mit einer gleichmäßigen Rissstruktur und kleineren Rissabständen bewirken.

Im Straßenbau erfolgt eine qualitative Bewertung des Schichtverbundes mit einem direkten Scherversuch, dem sogenannten Abscherversuch. Dabei wird die maximal aufnehmbare Abscherkraft (Scherfestigkeit) in der Schichtgrenzfläche infolge Scherbeanspruchung experimentell nach [83] bestimmt.

Das deutsche Regelwerk enthält derzeit keine Anforderungen an den Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt bzw. HGT. Für die Asphaltbauweise wird zur Gewährleistung einer dauerhaften Straßenbefestigung in den ZTV Asphalt-StB 07/13 [86] ein ausreichender Schichtenverbund gefordert. [84] Dort werden unter der Ziffer 4.2.3 [86] Anforderungswerte an den Schichtenverbund für Asphaltaufbauten definiert. Danach darf die ermittelte maximale Scherkraft von 15 kN an Bohrkernen mit einem

Durchmesser von 150 mm zwischen Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht nicht unterschritten werden. Somit liegt der Anforderungswert für die maximale Scherspannung bei mindestens  $0,85 \text{ N/mm}^2$ . Für die darunterliegenden Schichten zwischen Asphaltbinderschicht und Asphalttragschicht wird eine Mindestabscherkraft von  $12,0 \text{ kN}$  an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 150 mm gefordert. Daraus resultiert eine Scherspannung von  $0,68 \text{ N/mm}^2$ . [86] Die genannten Grenzwerte sind im Regelwerk für eine reine Asphaltbauweise verankert und werden für die Kompositbauweise mit Beton als Vergleichswerte herangezogen (vgl. [17, 87]). Anforderungswerte für den Verbund zwischen Beton und Asphalt, analog zur reinen Asphaltbauweise [86], sind im Regelwerk für Betondecken nicht definiert. Die RDO Beton 09 [25] definiert, beispielsweise für die Bauweise Asphaltzwischenenschicht unter Betondecke, dass ein ausreichender Verbund zwischen der Betondecke und der Asphaltzwischenenschicht herzustellen ist. Kann ein ausreichender Verbund nicht sichergestellt werden, so kann eine Haftbrücke mittels aufgesprühtem Kleber verwendet werden. Untersuchungen von FREUDENSTEIN et al. [88] ergeben jedoch, dass das Aufbringen einer Haftbrücke zu einem Versagen innerhalb der bituminösen Schicht führen kann. Daher werden die Abscherversuche ohne Haftkleber durchgeführt.

### 3.3.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Es werden drei unterschiedliche Schichtaufbauten mit Beton auf gebundener Unterlage verglichen. Als Auflagerkonstruktion für die Betondecke werden eine Asphalttragschicht *Aufbau ATS* (AC 22 TS), eine Asphaltzwischenenschicht *Aufbau AZS* (AC 11 DN) und eine hydraulisch gebundene Tragschicht *Aufbau HGT* untersucht. Zur Durchführung der Abscherversuche werden Bohrkern mit einem Durchmesser von 155 mm aus den drei unterschiedlichen Auflagerkonstruktionen als Probekörper entnommen. Die Herstellung der Auflagerkonstruktionen und der Probekörper ist in Anhang A-2 dokumentiert.

Die Abscherversuche werden jeweils an drei Bohrkernen pro Schichtaufbau (ATS, AZS, HGT) zu vier verschiedenen Zeitpunkten nach der Betonage (16 h, 24 h, 48 h, 28 d) durchgeführt. Daraus resultieren die in Tabelle 3-5 dargestellten Versuchsreihen.



Tabelle 3-5: Übersicht der Versuchsreihen mit Probekörperanzahl

Betonalter	Aufbau ATS	Aufbau AZS	Aufbau HGT
16 h	3	3	3
24 h	3	3	3
48 h	3	3	3
28 d	3	3	3

Die Bohrkern werden nach Vorgabe der TP Asphalt-StB Teil 80 [83] in eine Prüfvorrichtung mit einer servohydraulischen Prüfmaschine eingespannt. Anschließend wird an der Schichtgrenze eine vertikale Kraft  $F$  mit einer kontinuierlichen Vorschubgeschwindigkeit von 50 mm/min aufgebracht. Während der Belastung werden die Abscherkraft sowie der Scherweg mit induktiven Wegaufnehmern (WA 1 und WA 2) aufgezeichnet. Die schematische Darstellung des Versuchsaufbaus sowie der Aufbau im Labor sind Abbildung 3-1 zu entnehmen.

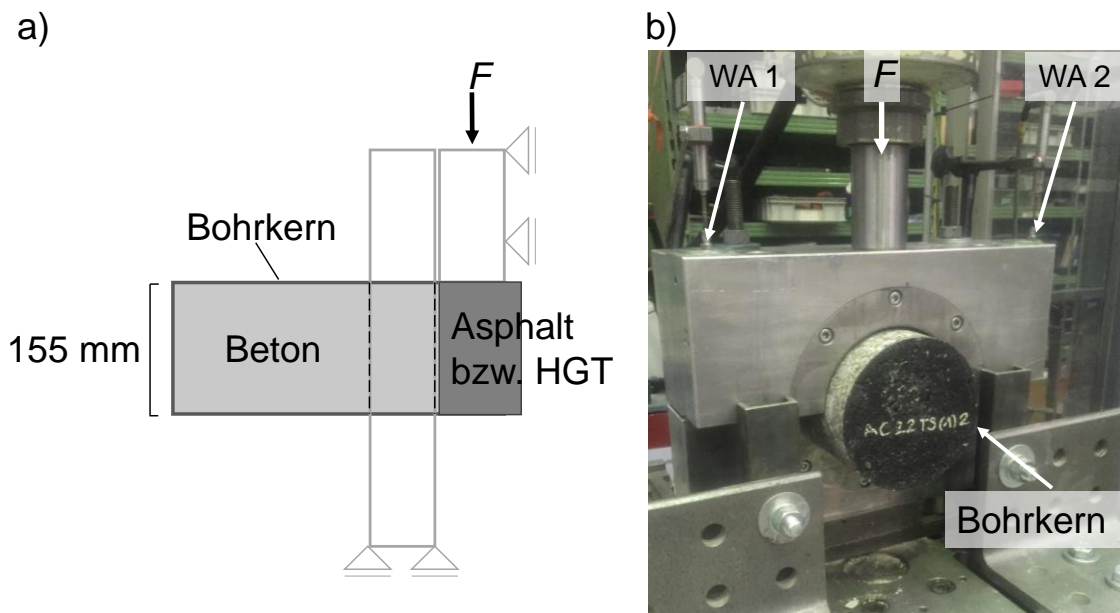


Abbildung 3-1: a) Schematischer Versuchsaufbau Längsschnitt, b) Versuchsaufbau im Labor (Aufbau ATS), mit Beschriftung der Kraft  $F$ , den Wegaufnehmern WA 1 und WA 2 sowie dem Bohrkern

### 3.3.3 Versuchsauswertung

Bei der Bohrkernentnahme aus den jeweiligen Aufbauten kommt es zu keinem Ablösen zwischen der gebundenen Unterlage und dem Beton. Alle Schichtaufbauten weisen einen intakten Verbund auf.

Die Auswertung der Bruchbilder der Schichtgrenzflächen zeigt, dass ein Versagen in der Trennschicht zwischen Beton und Asphalt bzw. HGT bei allen Versuchsreihen auftritt. Die Versagensbilder können Anhang A-3 entnommen werden.

Die Auswertung der Maschinenkraft  $F$  über den Scherweg ist in den Kraft-Weg-Diagrammen in Anhang A-4 abgebildet. Dabei wird der Scherweg als Mittelwert der gemessenen Wegänderungen der beiden Wegaufnehmer (WA 1 und WA 2) angegeben.

Für die Auswertung der Abscherversuche wird nach TP Asphalt-StB Teil 80 [83] die maximale Scherkraft  $F_{max}$  angegeben. Je höher die erreichte Scherkraft ist, desto höher kann der Schichtenverbund zwischen den Materialien bewertet werden. In Abbildung 3-2 sind die Mittelwerte der maximalen Scherkräfte  $F_{m,max}$  der jeweiligen Versuchsreihen der drei Bohrkern über die vier Zeitpunkte dargestellt. Dabei liegen die kleinsten mittleren maximalen Scherkräfte bei dem Aufbau AZS bei 23,2 kN und die größten mittleren maximalen Scherkräfte beim Aufbau HGT bei 109,9 kN vor. In Anhang A-5 sind die maximalen Scherkräfte aller Versuchsreihen tabellarisch dargestellt.

Zu den maximalen Scherkräften  $F_{max}$  werden in Bezug auf die Fläche des Bohrkerns  $A_B$  die maximalen Scherspannungen  $\tau_{max}$  berechnet (siehe Gl. 3-1).

$$\tau_{max} = \frac{F_{max}}{A_B} \quad \text{Gl. 3-1}$$

Abbildung 3-2 zeigt zusätzlich zu den Mittelwerten der maximalen Scherkräfte  $F_{m,max}$  die Mittelwerte der maximalen Scherspannungen  $\tau_{m,max}$  über die drei Bohrkern der jeweiligen Versuchsreihen. Die nach ZTV Asphalt-StB 07/13 [86] definierten Anforderungswerte für die Scherspannungen von mindestens 0,85 N/mm<sup>2</sup> für den Schichtenverbund werden für alle Aufbauten und Betonalter eingehalten. Die Scherspannungen liegen zwischen 1,2 N/mm<sup>2</sup> bis 5,8 N/mm<sup>2</sup>. Da die definierten Grenzwerte deutlich eingehalten werden, kann von einem guten Verbund ausgegangen werden, bei dem in der Scherfläche große Scherkräfte aufgenommen werden können.

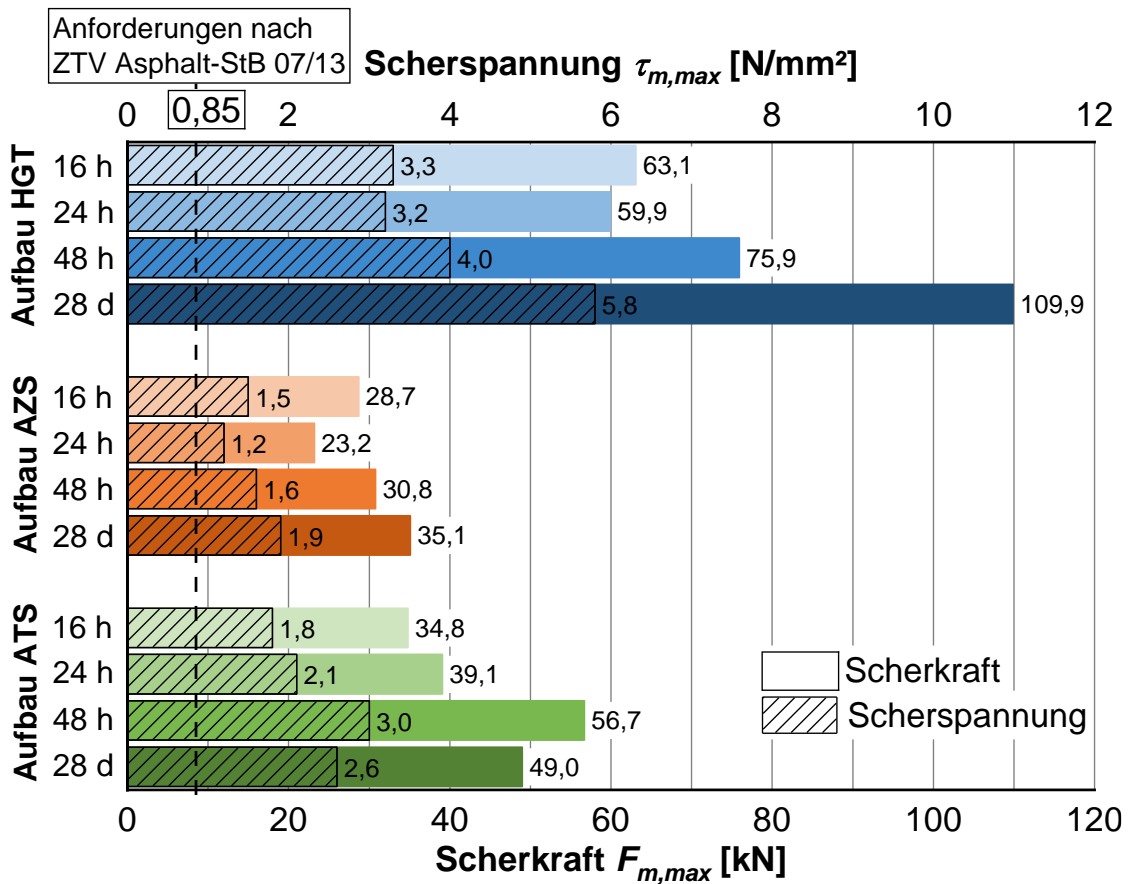


Abbildung 3-2: Mittelwerte der maximalen Scherkraft  $F_{m,max}$  und Scherspannungen  $\tau_{m,max}$  über die Aufbauten und das Betonalter

Die Untersuchung zur Auswirkung des Betonalters auf die Scherwiderstände zeigt eine Steigerung der Verbundfestigkeit der beiden Schichten mit steigendem Betonalter. Die Festigkeitsentwicklung des Betons beeinflusst damit direkt die Verbundfestigkeit. Die größte Zunahme der aufzubringenden Scherkraft über die Zeit ergibt sich beim Aufbau HGT (siehe Abbildung 3-2).

Der Vergleich der unterschiedlichen Schichtaufbauten zeigt, dass der Aufbau HGT nach 28 d die höchsten Scherwiderstände mit einer mittleren Scherspannung von  $\tau_{m,max} = 5,8 \text{ N/mm}^2$  aufweist. Der gute Schichtenverbund zwischen der Betondecke und der HGT ist durch eine raue Oberflächenstruktur in Verbindung mit einem großen Größtkorn  $D_{max}$  zu begründen. Durch das Größtkorn der HGT mit  $D_{max} = 32 \text{ mm}$  weist die Oberfläche eine grobe Porenstruktur (Hohlräume in der Schichtgrenzfläche) auf und es entsteht eine porigere und ungleichmäßigere Oberfläche. Bei der Überbauung mit Beton dringen beim Verdichten des Betons Zementleim, aber auch Gesteinskörner, in die Poren der Oberfläche der darunterliegenden Schichten ein. Das Eindringen führt zu

einer Verbesserung der Verzahnung und somit zu einer Erhöhung der Verbundwirkung der Schichten [84]. Dies zeigt sich in den hohen Scherfestigkeiten des Aufbaus HGT und dem daraus resultierenden guten Verbund, der deutlich über den Anforderungen nach [86] liegt.

Beim Aufbau ATS treten ebenfalls hohe Scherspannungen auf, wobei diese im Vergleich zum Aufbau HGT etwas geringer ausfallen. Die Oberfläche der Asphalttragschicht zeigt augenscheinlich eine gleichmäßigere Oberfläche als die beim Aufbau HGT. Auch die Porenstruktur ist durch das kleinere Größtkorn von  $D_{max} = 22$  mm etwas weniger ausgeprägt. Dennoch ist die Oberflächenstruktur rau und porig genug, um hohe Scherspannungen zwischen ATS und Betondecke zu erreichen. Das Größtkorn der AZS ist mit  $D_{max} = 11$  mm am kleinsten, was sich auch in den nach 28 d vergleichsweise geringsten Scherspannungen von  $\tau_{m,max} = 1,9$  N/mm<sup>2</sup> widerspiegelt. Die Abhängigkeit der maximal aufzubringenden Scherkraft von dem Größtkorn kann durch Untersuchungen an vergleichbaren Versuchsaufbauten bestätigt werden (vgl. [87]).

Die Reibung in der Schichtgrenze wird bei Asphaltaufbauten durch den Bindemittelfilm des Asphalts, vor allem von der Bindemittelmenge auf der Kornoberfläche, beeinflusst [84]. Beim Aufbau AZS weist die Oberfläche einen starken Bindemittelfilm und eine glatte, speckige Oberfläche auf, was zu einer Reduzierung der Reibung führt. Bei der Oberfläche des Aufbaus mit ATS ist der Bindemittelfilm nicht so ausgeprägt wie bei der AZS. Zusätzlich zu dem Größtkorn  $D_{max} = 11$  mm führt somit der ausgeprägtere Bindemittelfilm und die daraus resultierende Reduzierung der Reibung beim Aufbau AZS zu den geringsten Scherspannungen im Vergleich zu den anderen Aufbauten (vgl. Oberflächenbeschaffenheit der ATS und AZS in Anhang A-6).

Somit kann eine Abhängigkeit der maximal aufzubringenden Abscherkraft zum einen vom Bindemittelfilm sowie zum anderen vom Durchmesser des Größtkorns und der daraus resultierenden Porenstruktur an der Oberfläche und der damit einhergehenden Oberflächenrauheit festgestellt werden.

Der jeweilige Anteil der Verzahnung, Reibung und Verklebung, der zur Scherspannungsübertragung beiträgt, ist beim Abscherversuch nur bedingt ermittelbar. In der Regel hat bei tiefen Temperaturen die Verklebung (Bindemittelfilm) einen signifikant höheren Einfluss. Dementsprechend sind die Einflüsse von Reibung und Verzahnung bei hohen Temperaturen größer. [84] Bei der Prüftemperatur von  $20 \pm 2$  °C kann von einer Temperatur im mittleren Wertebereich ausgegangen werden, bei der alle Anteile vorhanden sind.

Die Ergebnisse des hohen Scherwiderstandes werden anhand von Untersuchungen von Bestandsstrecken bestätigt. Dort wurde nach 20 Jahren Liegedauer zwischen Betondecke und Asphalttragschicht bzw. HGT ein guter Verbund ermittelt [89, 90].

### 3.3.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse, basierend auf den durchgeführten Abscherversuchen, die zu vier unterschiedlichen Zeitpunkten des Betonalters an drei verschiedenen Aufbauten durchgeführt werden, zusammengefasst:

- Alle Bohrkerns weisen nach der Entnahme einen intakten Verbund zwischen Beton und gebundener Unterlage auf.
- Das Versagen tritt bei allen durchgeführten Versuchen in der Schichtgrenze auf.
- Die Verbundfestigkeit nimmt mit dem Betonalter (Untersuchungszeitraum bis 28 d nach Betonage) zu.
- Für alle betrachteten Betonalter und Aufbauten können die übertragenen Mindestanforderungen der ZTV Asphalt-StB 07/13 [86] für die maximale Scherspannung von mindestens 0,85 N/mm<sup>2</sup> erfüllt werden.
- Es zeigt sich, dass bereits nach 16 h eine Verbundspannung von 1,80 N/mm<sup>2</sup> beim Aufbau ATS, von 1,50 N/mm<sup>2</sup> beim Aufbau AZS und von 3,30 N/mm<sup>2</sup> beim Aufbau HGT vorliegt. Somit werden bereits vor dem vollständigen Erhärten Kräfte über den Schichtenverbund übertragen.
- Es lässt sich ein Zusammenhang zwischen dem Größtkorn in der Unterlage und den maximalen Abscherkräften erkennen. Der Aufbau HGT weist mit seiner rauen Oberfläche und der vergleichsweise gröberen Porenstruktur durch das größere Größtkorn  $D_{max} = 32$  mm die größte Scherfestigkeit auf, gefolgt von der Asphalttragschicht mit  $D_{max} = 22$  mm. Der Aufbau AZS mit  $D_{max} = 11$  mm weist, im Vergleich zu den anderen beiden Aufbauten, die geringste Scherfestigkeit auf. Somit werden durch eine gröbere Porenstruktur und durch größere Oberflächenrauigkeit in der Grenzfläche höhere Scherwiderstände und somit ein besserer Verbund erreicht.
- Das Verbundverhalten in der Schichtgrenze zwischen Beton und Asphalt wird durch den Bindemittelfilm des Asphalts, vor allem von der Bindemittelmenge auf der Kornoberfläche, beeinflusst. Beim Aufbau AZS, mit einem ausgeprägten Bindemittelfilm an der Oberfläche, wird die Reibung herabgesetzt. Daraus resultieren bei dem Aufbau AZS, im Vergleich zum Aufbau ATS, die geringsten Scherkräfte.

Für die Bauweise DBB kann festgehalten werden, dass in Bezug auf das Verbundverhalten alle untersuchten Auflagerkonstruktionen eine gute Verbundwirkung zwischen Beton und Auflager bewirken, da die Grenzwerte aus der Asphaltbauweise deutlich eingehalten werden und somit von einem hohen Verbund mit hohen aufnehmbaren Scherkräften ausgegangen werden kann.

Durch einen guten Schichtenverbund zwischen Betondecke und Zwischen- bzw. Tragschicht in Verbindung mit einer hohen Auflagerungssteifigkeit wird die Längenänderung der Betondecke bei Temperatureinwirkung behindert, wodurch Zwangsspannungen in der Betondecke entstehen. Ein guter Verbund verkürzt einerseits die Einleitungslänge und führt somit zu einer Rissbreitenreduzierung. Andererseits behindert der Verbund zur darunterliegenden Schicht die Rissöffnung der Betonplatte an der Unterseite und ermöglicht ebenfalls eine Reduzierung der Rissbreite. Gleichzeitig treten durch die Zwangsspannungen kleinere Rissabstände auf. Den Einfluss der Verbundwirkung auf die Rissbildung in einer DBB gilt es durch weitere Untersuchungen zu verifizieren.

### **3.4 Untersuchung des Reibungsverhaltens von Beton mit Vliesstoff auf HGT**

Zur Untersuchung des Reibungsverhaltens bei einem Schichtaufbau mit Verbundtrennung zwischen Beton und darunterliegender Schicht werden Schubversuche nach [91] durchgeführt. Dabei wird ein Trennstoff (Vliesstoff) zwischen diese beiden Schichten eingelegt. Die Schubversuche werden zu unterschiedlichen Zeitpunkten des Betonalters durchgeführt. Nach RStO 12 [24] ist die Bauweise Betondecke auf HGT mit Vliesstoff eine Standardbauweise in Deutschland.

Durch den Einsatz eines Vliesstoffs soll eine Schichttrennung zwischen Beton und der HGT erzielt werden, um eine Reflexionsrissbildung in die Betondecke aus der darunterliegenden Schicht zu vermeiden. Außerdem soll der Vliesstoff eine gleichmäßige Auflagerung mit einer vollflächigen Trennung des Verbundes gewährleisten. [92] Die Anforderungen an einen Vliesstoff unter Beton sind im M VuB [93] beschrieben. Daraus geht hervor, dass der eingelegte Vliesstoff, neben einer trennenden und bettenden Funktion auch eine entwässernde (dränende) Funktion besitzen sollte [93]. Somit kann eine Reflexionsrissbildung aus der HGT in den Beton verhindert und eine mögliche Erosion der darunterliegenden Schicht vermieden werden [92].

Im Gegensatz zu den Abscherversuchen nach TP Asphalt-StB Teil 80 [83], die an Bohrkernen durchgeführt werden und sich auf die reine translatorische Verschiebung der beiden Werkstoffe fokussieren, berücksichtigen die Schubversuche auch die Einflüsse des Eigengewichtes der Betonfahrbahn auf die Verbundtragfähigkeit.

Zunächst werden die theoretischen Grundlagen des Reibungsverhaltens beschrieben. Im Anschluss daran werden die Versuchsdurchführung und die Auswertung der Ergebnisse dargestellt.

### 3.4.1 Theoretische Grundlagen zum Reibungsverhalten

Werden Körper relativ zueinander bewegt, entsteht an der Kontaktfläche zwischen den Körpern eine Reibungskraft  $F_R$ , die der aufgetragenen Schubkraft  $F_S$  entgegenwirkt und mit steigender Normalkraft  $F_N$  proportional zunimmt (siehe Abbildung 3-3). Die Normalkraft wirkt senkrecht zur Kontaktfläche und ist abhängig von der Größe der Kontaktfläche. Die physikalische Grundlage für das Reibungsverhalten zwischen zwei ebenen Flächen ist durch das Coulombsche Reibungsgesetz definiert. [94, 95]

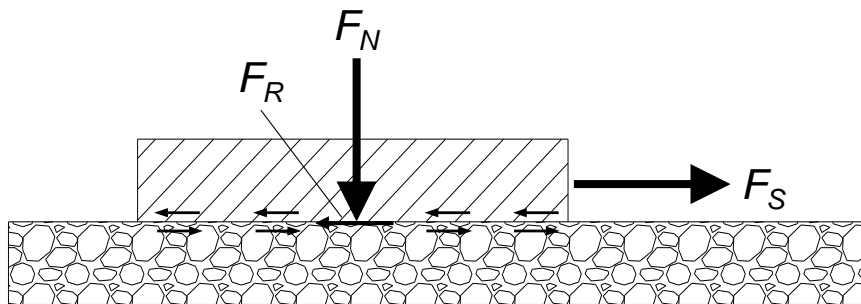


Abbildung 3-3: Wirkung der Reibung in Schichtgrenze nach [89]

Die Reibungskraft  $F_R$  wird durch den Reibungsbeiwert  $\mu_R$  und die Normalkraft  $F_N$  beschrieben (siehe Gl. 3-2). Der Reibungsbeiwert  $\mu_R$  ist abhängig von der Beschaffenheit der Oberflächen der Schichtgrenzen und wird experimentell bestimmt. [95–97]

$$F_R = \mu_R \cdot F_N \quad \text{Gl. 3-2}$$

Der Verschiebewiderstand, den eine Betonplatte auf ihrer Unterlage beim Verschieben erfährt, wird von der Haft- und Gleitreibung beeinflusst. [96] Mit steigender Schubkraft  $F_S$  nimmt die Schubspannung bis zu einer maximalen Kraft zu. Bis zu diesem Punkt wirkt die Haftreibungskraft. [95] Nach dem Erreichen des Kraftmaximums der Haftreibungskraft beginnt der Betonkörper ins Gleiten überzugehen. Hierbei vergrößert sich der Verschiebeweg und die aufgetragene Kraft fällt bis zur sogenannten

Gleitreibungskraft ab. Als Gleitreibungskraft wird die Kraft bezeichnet, die der Bewegung beim Gleiten eines Körpers nach Erreichen des Kraftmaximums der Haftreibung entgegenwirkt. Dadurch ergibt sich ein Gleitreibungskoeffizient der geringer ist als der Haftreibungskoeffizient. [95]

### 3.4.2 Versuchsaufbau und -durchführung

Für die Schubversuche werden sechs Probekörper mit dem gleichen Versuchsaufbau hergestellt. Diese bestehen jeweils aus einer HGT-Schicht, einem Vliesstoff sowie einem darauf betonierten Betonkörper. Der schematische Aufbau im Längsschnitt ist Abbildung 3-4 zu entnehmen. Die HGT wird sechs Tage vor der Betonage in eine Schalung mit den Abmessungen 1,20 m x 0,80 m x 0,15 m (Länge x Breite x Höhe) eingebracht und anschließend verdichtet, geglättet und nachbehandelt. Anschließend wird der Vliesstoff auf die HGT gelegt und an der Schalung befestigt, um Faltenbildung nach [93] zu vermeiden. Darauf wird ein quadratischer Betonkörper mit einer Kantenlänge von 0,8 m und einer Höhe von 0,24 m betoniert. Vor der Betonage wird der Vliesstoff nach [93] angefeuchtet. Die Schichtdicke des Vliesstoffs liegt nach DIN EN ISO 9863-1:2020 [98] bei  $\geq 3,0$  mm (bei 2 kPa) [99]. Die Herstellung der Probekörper kann Anhang A-7 entnommen werden.

Der Aufbau zur Versuchsdurchführung kann Abbildung 3-4 entnommen werden. Die HGT-Schicht wird während der Versuchsdurchführung starr gelagert. Mithilfe eines Trägers und eines hydraulischen Zylinders wird die Schubkraft  $F_S$  auf den Betonblock aufgebracht. Der Träger, der zwischen Krafteinleitung und Probekörper angebracht wird, bewirkt eine Lastverteilung über die Querschnittsbreite. Zwei angebrachte Wegaufnehmer (WA 1 und WA 2) erfassen die horizontalen Verschiebungen des Betonblocks. Die Schubkraft und die horizontalen Verschiebungen werden kontinuierlich aufgezeichnet.



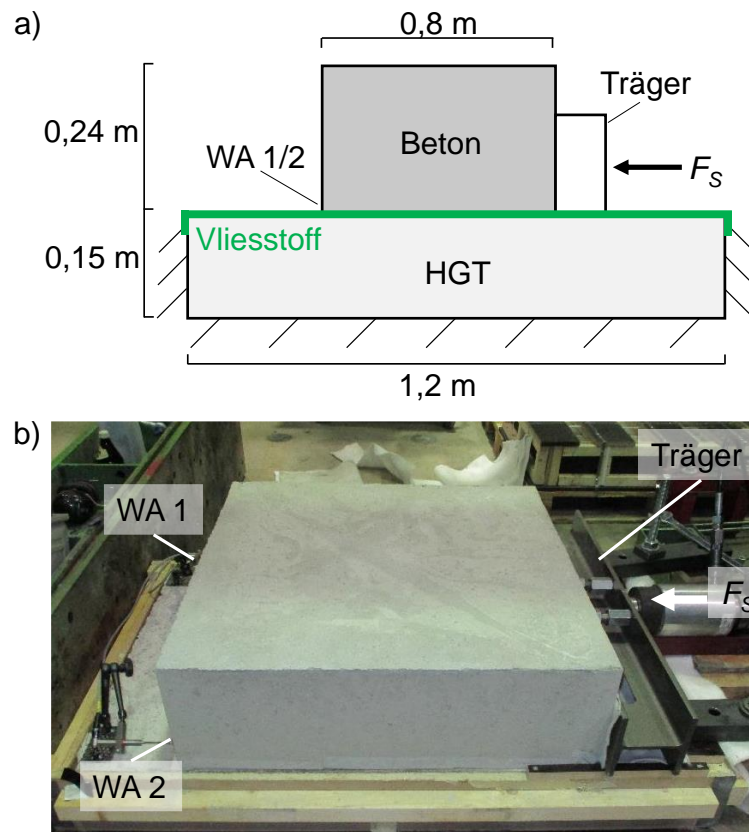


Abbildung 3-4: a) Schematischer Versuchsaufbau Längsschnitt b) Versuchsaufbau im Labor, mit Beschriftung Träger, Schubkraft  $F_s$  und Wegaufnehmer WA 1 und WA 2

Die Versuchsdurchführung erfolgt 24 h und 48 h nach der Betonage. Zu jedem Prüfzeitpunkt werden drei Probekörper untersucht. Zusammenfassend ergeben sich die folgenden Versuchsreihen (siehe Tabelle 3-6):

Tabelle 3-6: Übersicht der Versuchsreihen mit Probekörperanzahl

Betonalter [h]	Bezeichnung	Anzahl Versuche
24	Probekörper 1 – 3	3
48	Probekörper 4 – 6	3

### 3.4.3 Versuchsauswertung

In Abbildung 3-5 sind die Kraft-Weg-Diagramme mit der gemessenen Schubkraft  $F_s$  und dem Mittelwert aus den beiden Wegaufnehmern WA 1 und WA 2 nach 24 h und 48 h dargestellt. Mit steigender Schubkraftkraft nimmt der Verschiebeweg zwischen Unterlage und Betonkörper bis zu einer maximalen Schubkraft (Bruchzustand) zu. Die mechanischen Eigenschaften zwischen dem Vliesstoff und der Unterlage sind dabei die Reibung und die Haftung [93]. Bis zum Erreichen der maximalen Schubkraft wirkt somit

die Haftreibungskraft. Nach dem Erreichen des Kraftmaximums beginnt der Betonkörper zu gleiten. Hierbei vergrößert sich der Verschiebeweg und die aufgebrachte Schubkraft fällt bis zur Gleitreibungskraft ab. Bei weiter zunehmendem Verschiebeweg ist die Schubkraft konstant und es tritt ein Gleiten auf.

Ab Verschiebewegen zwischen 0,1 mm (24 h) und 1,7 mm (48 h) ist die Haftreibungskraft überschritten (siehe Abbildung 3-5). Dies zeigte sich auch in Untersuchungen in [91]. Bei der Versuchsdurchführung nach 24 h stellt sich eine konstante Gleitreibungskraft von 3,5 kN ein. Daraus resultiert ein Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,96$ . Bei der Versuchsdurchführung nach 48 h stellt sich eine konstante Gleitreibungskraft nahe 3,2 kN ein. Daraus resultiert ein Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,88$ . Bei Untersuchungen in [91, 92] von Betondecken mit Trennung zur Unterlage ergaben sich vergleichbare Ergebnisse.

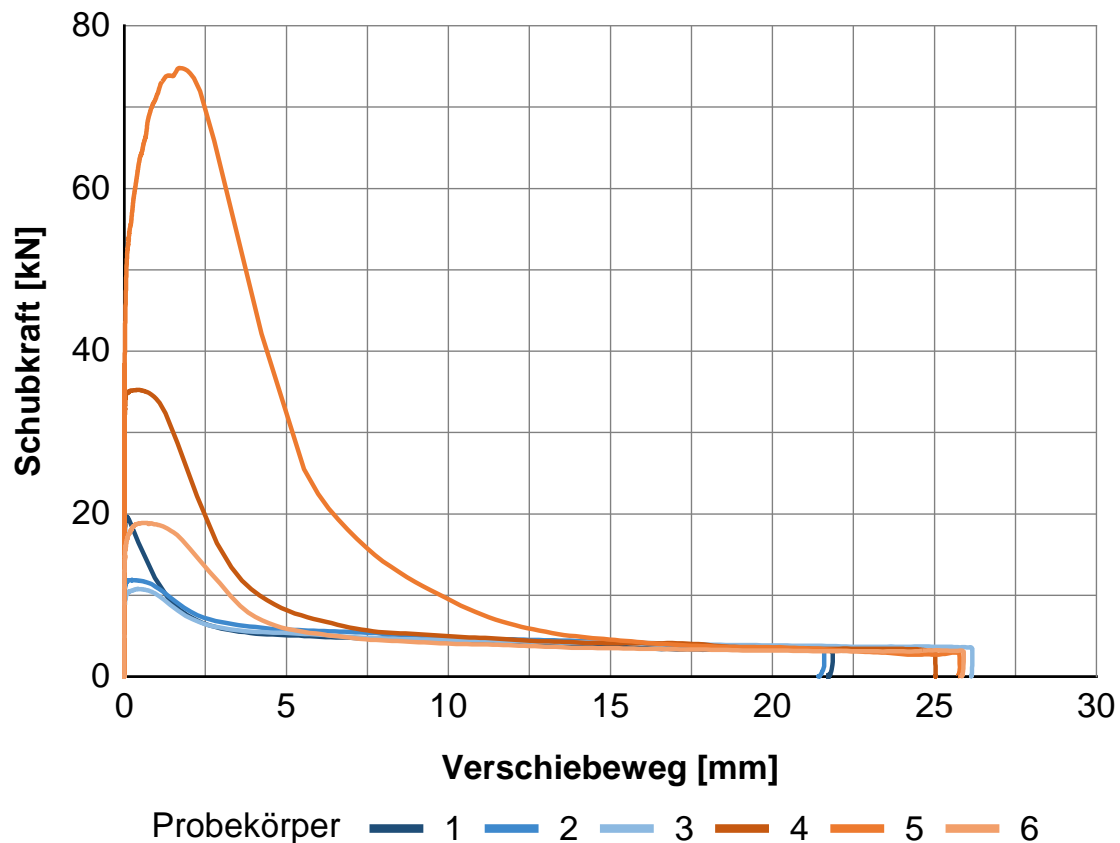


Abbildung 3-5: Auswertungsdiagramme 24 h Probekörper 1 – 3 und 48 h Probekörper 4 – 6

Je spitzer der Bereich der maximalen Schubkraft (Haftreibungskraft) ist, umso schlagartiger wird der Betonblock verschoben. Dies ist besonders bei Probekörper 1 zu beobachten. Bei einer kontinuierlich ansteigenden Schubkraft unter wachsendem Verschiebeweg gibt es eine größere Reibung zwischen den Flächen. Bei hohen

maximalen Schubkräften ist der Verschiebeweg bis zum Übergang ins Gleiten länger (siehe Abbildung 3-5).

In Abbildung 3-6 sind die maximalen Schubkräfte  $F_{max}$  und maximalen Scherspannungen  $\tau_{max}$  für die Probekörper 1 bis 6 aufgezeigt. Es zeigt sich, dass bereits eine Schubkraft von 10,77 kN bei Probekörper 3 nach 24 h ausreicht, um den Betonkörper mit Vliesstoff in horizontaler Richtung auf der HGT zu verschieben.

Die maximale Scherspannung liegt nach 24 h zwischen 0,02 N/mm<sup>2</sup> und 0,03 N/mm<sup>2</sup>, während die maximale Scherspannung nach 48 h zwischen 0,03 N/mm<sup>2</sup> und 0,12 N/mm<sup>2</sup> liegt. Die Werte der maximalen Scherspannung der verschiedenen Probekörper sind nach 24 h sehr ähnlich. Die Ergebnisse nach 48 h sind bei den Probekörpern 4 und 5 deutlich höher. Aufgrund der Ergebnisse könnte geschlussfolgert werden, dass das Betonalter einen Einfluss auf die maximale Schubkraft hat, jedoch weisen die Werte nach 48 h starke Schwankungen auf. Diese werden im Folgenden kritisch hinterfragt.

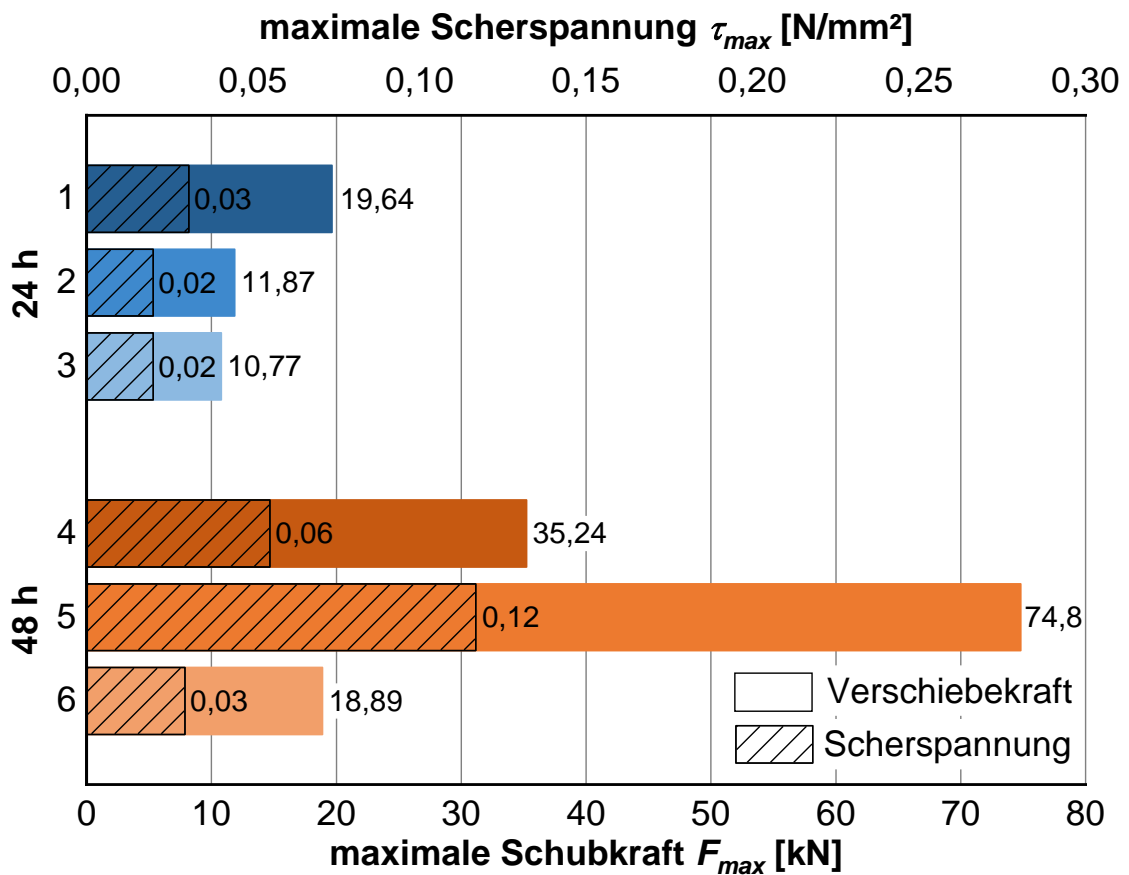


Abbildung 3-6: Maximale Schubkraft  $F_{max}$  und Scherspannung  $\tau_{max}$  der Probekörper 1 bis 3 nach 24 h Probekörper 4 bis 6 nach 48 h

Die Betonkörper weisen jeweils ein Gewicht von 361 kg auf. Somit resultieren die schwankenden maximalen Schubkräfte nach 48 h durch unterschiedliche Kontaktbedingungen zwischen Betonkörper mit Vliesstoff und HGT und nicht durch eine unterschiedliche Gewichtskraft des Betonkörpers. Zur Untersuchung der unterschiedlichen Kontaktbedingungen werden die Betonkörper mit dem daran haftenden Vliesstoff abgehoben und die Unterseite des Vliesstoffs wird visuell begutachtet. Es zeigt sich, dass bei den Probekörpern 4 und 5 Zementleim durch den Vliesstoff durchgedrungen ist. Vor allem beim Probekörper 5 zeigt sich ein großflächiges Durchdringen des Zementleims durch den Vliesstoff. Dies führt zu Verzahnungen zwischen HGT und Vliesstoff mit dem anhaftenden Betonkörper, resultierend aus dem Eindringen des Zementleims in die Porenräume der HGT. Somit können die hohen Schubkräfte von 35 kN und 75 kN (siehe Abbildung 3-6) auf die Verzahnungen zurückgeführt werden. Durch die Verzahnungen liegen keine reinen Haft- oder Gleitreibungsverhältnisse vor. Die Reibung zwischen Vliesstoff und HGT ist durch das teilweise Eindringen von Zementleim beeinflusst. Dadurch entsteht ein Haftverbund, der durch das Filterverhalten des Vliesstoffs bestimmt wird. [93]

Bei den Probekörpern 1 bis 3 und 6 kann diese Durchdringung des Zementleims nicht beobachtet werden. In Abbildung 3-7 ist exemplarisch die Unterseite des Vliesstoffs des Probekörpers 2, bei dem keine Durchdringung erkennbar ist, und die Unterseite des Vliesstoffs des Probekörpers 5, bei dem eine deutliche Durchdringung ersichtlich ist, abgebildet. In Anhang A-8 ist die Unterseite des Vliesstoffs des Probekörpers 4 abgebildet.

Schlussfolgernd liegt bei den Probekörpern 4 und 5 an denen der Zementleim durch den Vliesstoff durchgedrungen ist ein teilweiser Verbund vor. Allerdings sollte dies bei Schichtaufbauten mit trennendem Vliesstoff nicht auftreten, konnte aber in der Praxis ebenfalls beobachtet werden (vgl. [92, 100]).

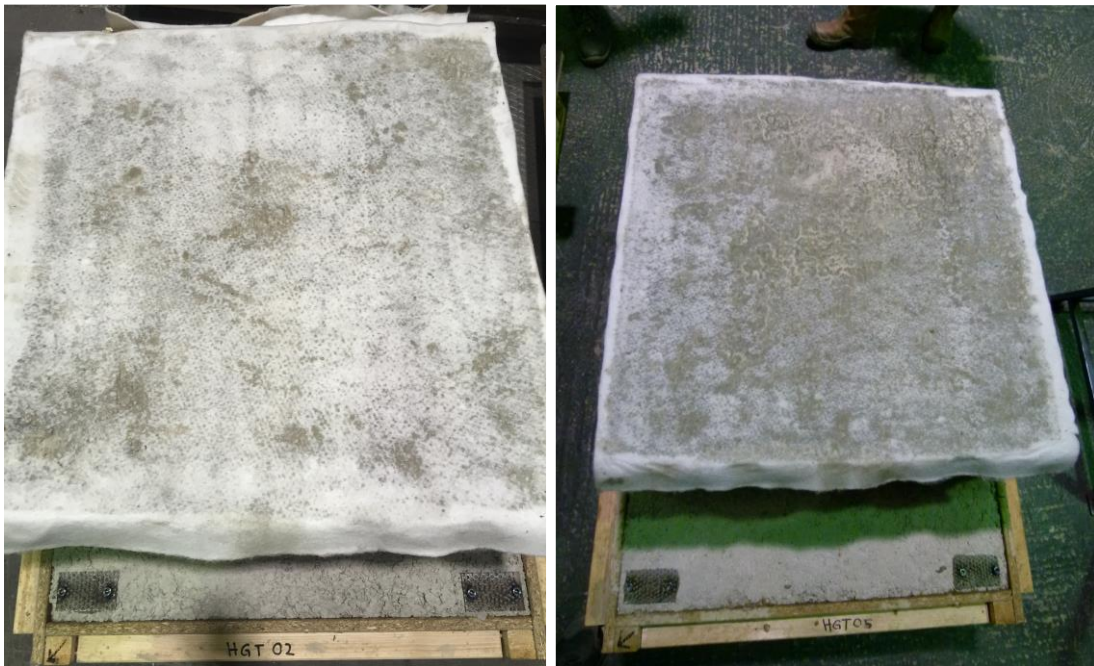


Abbildung 3-7: Unterseite des Vliesstoffs, keine Durchdringung von Zementleim Probekörper 2 (links), mit Durchdringung von Zementleim Probekörper 5 (rechts)

Im direkten Vergleich der Schubversuche am Betonkörper mit den Abscherversuchen an Bohrkernen (Kapitel 3.3) zeigt sich für die Schubversuche eine mittlere Scherspannung nach 24 h von  $0,02 \text{ N/mm}^2$ , während bei den Abscherversuchen zwischen HGT und Beton nach 24 h eine mittlere Scherspannung von  $3,20 \text{ N/mm}^2$  an der Schichtgrenze erreicht wird. Folglich sind die Scherspannungen bei getrenntem Verbund an den Schichtgrenzen sehr gering. Das zeigen auch Untersuchungen in [91].

#### 3.4.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse und Fazit

Zusammenfassend können folgenden Versuchsergebnisse, basierend auf den durchgeführten Schubversuchen, ermittelt werden:

- Bei einer funktionierenden Verbundtrennung zwischen Betondecke und gebundener Unterlage durch einen Vliesstoff ist bei den Schubversuchen keine Abhängigkeit zwischen Betonalter und aufzubringender Schubkraft feststellbar.
- Die maximale Schubkraft (Haftreibungskraft) nach 24 h beträgt  $19,64 \text{ kN}$  und nach 48 h  $74,80 \text{ kN}$ .
- Bei der Versuchsdurchführung nach 24 h stellt sich eine konstante Gleitreibungskraft von  $3,5 \text{ kN}$  mit einem daraus resultierenden Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,96$  ein. Bei der Versuchsdurchführung nach 48 h stellt sich eine

konstante Gleitreibungskraft von 3,2 kN mit einem daraus resultierenden Reibungsbeiwert von  $\mu = 0,88$  ein.

- Unter funktionierender Verbundtrennung durch den Vliesstoff beträgt der Mittelwert der Scherspannung 0,03 N/mm<sup>2</sup> (Probekörper 1 bis 3 und 6).
- Beim Einsatz eines Vliesstoffs auf HGT kann es zu einem Durchsickern von Zementleim kommen, wodurch sich durch lokale Verzahnungen ein Verbund zwischen HGT und Betondecke mit anhaftendem Vliesstoff ergibt.
- Durch das Durchsickern von Zementleim und durch Aushärten des Betons kann eine gewisse Scherspannung übertragen werden (0,06 N/mm<sup>2</sup> bei Probekörper 4 und 0,12 N/mm<sup>2</sup> bei Probekörper 5). Diese liegt aber immer noch deutlich unter den Verbundfestigkeiten bei der Ausführung ohne trennende Schicht.
- Beim Vergleich der Scherspannungen der Abscherversuche und den Schubversuchen zeigt sich, dass die Scherspannungen bei Verbundtrennung (0,02 N/mm<sup>2</sup>) wesentlich geringer sind als bei einem Verbund (3,17 N/mm<sup>2</sup>).

In der Bauweise der DBB sollte zur Erreichung eines gleichmäßigen Rissbilds eine konstante Unterlage mit gleichmäßigen Verhältnissen zwischen den Schichten hergestellt werden. Daher sollte bei der Bauweise mit Vliesstoff eine gleichmäßige vollflächige Trennung des Verbunds erreicht werden. Dies ist bei dem beobachteten teilweisen Durchdringen von Zementleim nicht gegeben. Außerdem ist aufgrund des guten Verbunds zwischen Betondecke und Vliesstoff ein wirtschaftliches recyceln nicht möglich [92, 100], was im Sinne der Nachhaltigkeit und Ressourcenschonung einen Widerspruch darstellt.

Aufgrund der genannten Nachteile der Bauweise mit einer Zwischenlage aus Vliesstoff (Durchdringen des Zementleims, Unsicherheiten in der Rissprognose, wirtschaftliches Recycling), wird diese Bauweise sowohl bei der Durchführung der großmaßstäblichen Versuche als auch bei den numerischen Untersuchungen nicht berücksichtigt.

## 4 Experimentelle Untersuchungen mittels großmaßstäblicher Versuche

Die experimentellen Untersuchungen sind im veröffentlichten Forschungsbericht des IGF-Vorhabens 20667 N [19] dokumentiert. Die Abgrenzung zu den in dieser vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit erweiterten Untersuchungen findet sich in Kapitel 1.3.

### 4.1 Allgemeines

Zum besseren Verständnis der Rissbildung und Rissentwicklung sowie der Spannungsentwicklung in der Längsbewehrung werden unter praxisnahen Randbedingungen experimentelle Untersuchungen an zwei großmaßstäblichen Versuchen durchgeführt. Es wird zum einen ein Feldversuch mit hygri-scher und thermischer Beanspruchung, im Folgenden *Großversuch* genannt, durchgeführt. Der Aufbau des Versuches erfolgt auf dem Freigelände des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM. Zum anderen wird ein großmaßstäblicher Versuch in einem Überrollprüfstand zur Abbildung einer Verkehrslastbeanspruchung und einer hygri-schen Beanspruchung, im Folgenden *Überrollversuch* genannt, durchgeführt. Der Prüfstand befindet sich in der Prüfhalle des Prüfamtes für Verkehrswegebau der TUM.

### 4.2 Messtechnische Ausrüstung der Versuche

Die großmaßstäblichen Versuche werden mit umfangreicher Messtechnik ausgestattet. Die im Versuchskörper angebrachte und einbetonierte Messtechnik wird im Folgenden *integrierte Messtechnik* genannt. Dazu gehören Dehnungsmessstreifen sowie Temperatursensoren. Die außerhalb am Versuchskörper eingesetzte Messtechnik wird im Weiteren *applizierte Messtechnik* genannt. Sie beinhaltet Wegaufnehmer, Setzdehnungsmessungen, Temperatursensoren und mikroskopische Rissmessungen. Außerdem werden beim Überrollversuch Rissanalysen mithilfe der digitalen Bildkorrelation durchgeführt. Im Folgenden werden ausgewählte Messmittel erläutert.

#### Rissmonitoring mit optischer Messung

Um die Risse zu untersuchen, werden die Rissverläufe und an definierten Stellen die Rissbreiten zu unterschiedlichen Zeitpunkten und Belastungen visuell dokumentiert.

Im Rahmen des Rissmonitoring werden zum einen absolute Rissbreiten mit dem digitalen Mikroskop aufgezeichnet und zum anderen die relative Rissbreitenentwicklung mithilfe der Setzdehnungsmessung betrachtet.

Mit dem digitalen Mikroskop werden mithilfe eines integrierten Bildsensors und Objektivs, Bilder des Risses mit einer 100-fachen Vergrößerung aufgenommen. Die Auswertung der Rissbreiten erfolgt im Anschluss, in dieser erzeugten Bilddatei, digital. Das Vorgehen ist Abbildung 4-1 zu entnehmen.



Abbildung 4-1: Rissverlauf (links), Erzeugung der Bilddatei mit 100-facher Vergrößerung mit digitalem Mikroskop (Mitte), digitale Messung der Rissbreite exemplarisch an drei Stellen (rechts)

Bei den Setzdehnungsmessungen werden Streckenlängen durch mechanisches Abgreifen an gesetzten Messmarken, die in das Bauteil eingeklebt werden, ermittelt. Über die Änderung der Streckenlänge zwischen den Messmarken kann die Längenänderung des Bauteils ermittelt werden. Damit kann die relative Entwicklung der Rissbreite genauer dokumentiert werden. Hierbei ist zu beachten, dass der Beton selbst geringe Zugdehnungen aufnehmen kann, diese betragen in Abhängigkeit der Materialeigenschaft ungefähr 0,1 mm/m (siehe Gl. 4-1) und werden deshalb im Folgenden vernachlässigt.

$$\varepsilon_c = \frac{f_{ct}}{E_c} \quad \text{Gl. 4-1}$$

Zur Erfassung der Rissentstehung und Rissentwicklung wird die Methode der digitalen Bildkorrelation (DIC) eingesetzt. Dabei wird mit photogrammetrischen Messungen das Bewegungs- und Verformungsverhalten mithilfe einer Flächenanalyse untersucht [101]. Im Rahmen der Untersuchungen werden mit 2D- (Me-go Standard – 5M) und 3D-Kamerasystemen (GOM ARAMIS SRX) Messungen durchgeführt. Dabei werden Bilder



mit einer Messrate von 20 fps und 50 fps aufgenommen und mittels DIC ausgewertet. Die Auswertung der Messdaten erfolgt mit der Software GOM Aramis Professional [102].

### Spannungsanalyse

Mit Dehnungsmessstreifen (DMS) werden Dehnungen an Oberflächen von Bauteilen erfasst. DMS basieren auf der Messung des elektrischen Widerstands. Wenn der auf eine Bauteilfläche applizierte DMS eine Dehnungsänderung erfährt, äußert sich dies in der Änderung des elektrischen Widerstandes. Die Änderung ist dabei proportional zur Dehnung. [103] Die Beziehung zwischen Dehnung  $\varepsilon$  (vgl. Gl. 4-2) und der relativen elektrischen Widerstandsänderung  $\Delta R/R_0$  wird in Gl. 4-3 beschrieben, wobei der Proportionalitätsfaktor  $k$  (k-Faktor) eine Kenngröße ist, die für jeden DMS entsprechend angegeben wird und in der Auswertung berücksichtigt wird. [103]

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad \text{Gl. 4-2}$$

$$\frac{\Delta R}{R_0} = k \cdot \varepsilon \quad \text{Gl. 4-3}$$

Zur Messung der Dehnungsänderung infolge Temperaturänderungen werden sogenannte Kompensationsmessungen durchgeführt. Dabei sind die DMS entkoppelt von Beton und Stahl im Versuchskörper angebracht.

Aus der gemessenen Dehnung kann die Spannung berechnet werden. Dies erfolgt nach dem Hook'schen Gesetz, welches im linear-elastischen Verformungsbereich des Werkstoffes gilt. Mit dem E-Modul  $E$  des Werkstoffes und der Dehnung  $\varepsilon$  wird die Spannung  $\sigma$  berechnet (vgl. Gl. 4-4):

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \text{Gl. 4-4}$$

## **4.3 Materialkennwerte**

Die Herstellung der Betondecken der großmaßstäblichen Versuche erfolgte gleichzeitig. Die Anlieferung der benötigten Betonmenge von 10,5 m<sup>3</sup> erfolgt mit zwei Fahrmischern (Charge 1 und Charge 2) aus einem nahe gelegenen Transportmischwerk. Zur Herstellung des Großversuchs wird Beton aus der Charge 1 und der Charge 2 verwendet. Zur Herstellung des Überrollversuchs wird nur Beton aus Charge 2 verwendet. Die verwendete Betonrezeptur orientiert sich an einem Straßenbaubeton mit

Luftporenbildner der Festigkeitsklasse C30/37 und einem Größtkorn von 16 mm. Die Betonrezeptur kann Tabelle 4-1 entnommen werden.

Tabelle 4-1: Betonrezeptur

Gesteinskörnung	Masse	Zement/Zusatzstoffe	Masse
[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]		[kg/m <sup>3</sup> ]
0/4	668	CEM II 42,5 R	350
4/8	440	Frischwasser	107
8/16	796	Luftporenbildner	1,22
Summe	1904	Verzögerer/Fließmittel	0,70/2,45

Die Materialproben für die Prüfung der Festbetoneigenschaften werden aus der Charge 1 entnommen. Die Betonkennwerte sowie die Materialkennwerte des Festbetons nach 28 d sind Tabelle 4-2 zu entnehmen.

Tabelle 4-2: Betonkennwerte und Materialkennwerte des Festbeton nach 28 d

Betonkennwerte		Materialkennwerte 28 d [104]		
Frischbetontemperatur [°C]	24	E-Modul Zylinder	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $\emptyset/h = 150/300$ [mm]	28.700
Konsistenzklasse	F3	Druckfestigkeit Zylinder	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $\emptyset/h = 150/300$ [mm]	45,1
Luftporengehalt [%]	5,5	Spaltzugfestigkeit Zylinder	$f_{ct,sp}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $\emptyset/l = 150/50$ [mm]	4,2
w/z-Wert	0,45	Biegezugfestigkeit Balken	$f_{ct,fl}$ [N/mm <sup>2</sup> ] $b \times h \times l = 150 \times 150 \times 700$ [mm]	5,9

Im Großversuch wird eine Asphaltzwischenenschicht unterhalb der bewehrten Betondecke eingebaut. Verwendet wird ein Asphaltbeton vom Typ AC 11 DN. Die Materialparameter können Tabelle 4-3 entnommen werden.

Tabelle 4-3: Materialparameter Asphaltzwischenenschicht

AC 11 DN nach TL Asphalt-StB 07/13 [105]	
Bitumen	70/100
Größtkorn	11 mm
Raumdichte Bohrkern	2,26 g/cm <sup>3</sup> [106]
Verdichtungsgrad (errechnet)	91,6 % [106]

Die Ausführung der bewehrten Betondecke erfolgt mit Längs- und Querbewehrung aus geripptem Betonstahl. Die Querbewehrung wird mit Gitterträgern ausgeführt. Die

konstruktiven Details sowie die mechanischen Kenngrößen können Tabelle 4-4 entnommen werden.

Tabelle 4-4: Konstruktive Details und mechanische Kenngrößen des Betonstahls [19]

Bewehrung	Betonstahl-sorte	Durchmesser	Streckgrenze $R_p$	Zugfestigkeit $R_m$	E-Modul $E_s$
		[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
Längsbewehrung	B500B	20	559	660	200.533
Querbewehrung (Gitterträger)	B500A	16 (Obergurt) 6 (Untergurt)	555	659	199.133

#### 4.4 Großversuch mit Untersuchung von gesteuerter Rissbildung

Ziel des Großversuchs ist es die Rissbildung und das Rissverhalten sowie die Stahlspannungen der Längsbewehrung bei einer gesteuerten Rissbildung in einem Langzeitversuch zu untersuchen. Der Großversuch ist der Witterung mit tages- und jahreszeitlichen Schwankungen ausgesetzt.

Für eine messtechnische Betrachtung bei einer experimentellen Untersuchung ist eine Risssteuerung notwendig, damit die Rissentstehung im Bereich der angebrachten Messtechnik erfolgt. Gleichzeitig kann so die Wirksamkeit der aktiven Risssteuerung untersucht werden. Die Risssteuerung erfolgt mit risssteuernden Elementen, die vor der Betonage eingebaut werden, um den Querschnitt an definierten Stellen zu schwächen und eine Initiierung des Risses zu erreichen. Der Abstand dieser Rissinduzierung erfolgt nach belgischem und amerikanischen Vorbild in einem Abstand von 1,20 m [49, 74, 79].

Die Herstellung des Großversuchs erfolgte vom 04.08.2020 bis 19.08.2020. Es fanden in einem Messzeitraum von drei Monaten kontinuierlich digitale Prozessmessungen von Temperatur und Stahldehnungen statt. Parallel dazu liefen über einen Zeitraum von sechs Monaten analoge Messreihen zur detaillierten Erfassung des Rissbilds. Das Versuchsprogramm umfasst die folgenden Untersuchungen:

- Temperaturverlauf im tages- und jahreszeitlichen Wechsel
- vertikales Temperaturprofil über den Querschnitt des Versuchsaufbaus
- Rissentstehung und Rissbreitenentwicklung in Abhängigkeit der Belastung
- Wirksamkeit der Endverankerung und der risssteuernden Elemente
- Dehnungsänderung infolge Temperaturänderung
- Stahlspannungen der Längsbewehrung im Rissbereich.

#### 4.4.1 Versuchsaufbau

Die Maße des Großversuches betragen 10 m x 3,5 m x 0,29 m (Länge x Breite x Höhe). Es wird die Bauweise bewehrte Betondecke mit einer Dicke von 240 mm, mit Längs- und Querbewehrung, ausgeführt als Gitterträger, auf einer 50 mm dicken Asphaltzwischen-schicht untersucht. Die schematische Darstellung des Aufbaus im Längsschnitt kann Abbildung 4-2 entnommen werden.

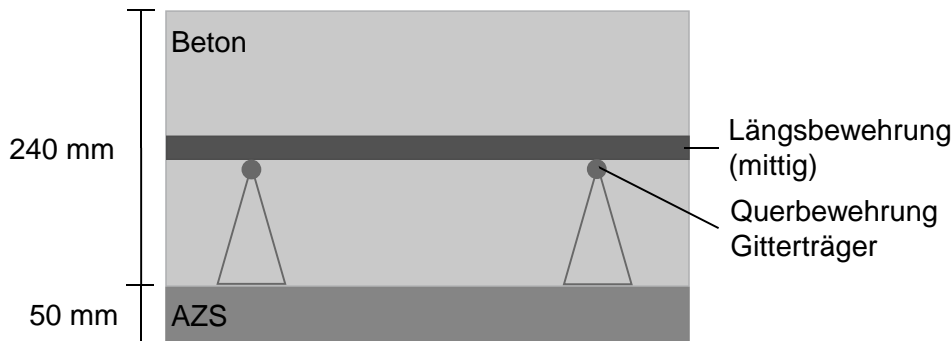


Abbildung 4-2: Schichtaufbau im Längsschnitt mit Darstellung der Längs- und Querbewehrung

Die Bewehrung sowie die weiteren konstruktiven Parameter werden in Anlehnung an die bisher in Deutschland gebauten Versuchsstrecken und internationalen Erfahrungen festgelegt (vgl. Kapitel 2.2). Die Konstruktionsparameter sind in der Tabelle 4-5 zusammengefasst.

Tabelle 4-5: Konstruktionsparameter – Großversuch

Parameter	Ausführung
Aufbau	bewehrte Betondecke auf AZS
Betondeckendicke	240 mm
Längsbewehrung	Durchmesser: 20 mm Abstand: 175 mm Bewehrungsgrad $\rho_L = 0,72 \%$ Lage: zentrisch in der Betondecke
Querbewehrung	Durchmesser: 16 mm (Obergurt des Gitterträgers) Abstand: 600 mm Winkel: $60^\circ$ (gedreht zur Fahrbahnlängsrichtung) Bewehrungsgrad $\rho_Q = 0,13 \%$

Der Einbau der AZS wird auf einer bestehenden, ebenen Betonplatte ausgeführt. Der Einbau erfolgt maschinell mithilfe eines Straßenfertiglers. Die Verdichtung erfolgt im Anschluss mit einer Tandemwalze. Beim Einbau der AZS wird mittels einer

kontinuierlichen Dickenkontrolle auf eine hohe Ebenheit geachtet, damit im Anschluss die Bewehrung auf einer ebenen Unterlage verlegt werden kann. Ebenfalls führt dies nachfolgend im Betoneinbau zu einer einheitlichen Betondeckendicke, was zu einem konstanten Bewehrungsgrad und zu einer einheitlichen Höhenlage der Bewehrung im Beton führt.

Nach der Abkühlung des Asphalts werden die Bewehrung und die risssteuernden Elemente auf der AZS verlegt. Die Bewehrung wird konventionell im Handeinbau verlegt. Die Gitterträger werden auf der AZS befestigt. Die Längsbewehrung wird zur Lagesicherung mit Bindedraht an den Gitterträgern fixiert. In definierten Abständen werden die risssteuernden Elemente gleichzeitig mit der Bewehrung eingebaut. Die risssteuernden Elemente werden im Folgenden Sollrissstellen (SR) genannt. Es werden insgesamt sieben Sollrissstellen (SR 1 bis SR 7) eingebaut. Diese werden mit geölten trapezförmigen Holzleisten (mit folgenden Maßen: 90 mm x 5 mm x 35 mm Höhe x Breite oben x Breite unten) in einem Abstand von 1,20 m rechtwinklig zur Längsbewehrung realisiert (siehe Abbildung 4-3).

Die Endbereiche der DBB werden zur Abbildung der Spannungszustände in einer unendlich langen Betonfahrbahn in Längsrichtung starr ausgeführt. Dabei werden Verankerungen (Widerlager) aus Beton mit einer Breite von 0,5 m und einer Länge von 3,5 m konstruiert, welche die Längsausdehnung des Versuchskörpers verhindern (siehe Abbildung 4-3). Die Verankerungen werden in die Bodenplatte rückverankert. Zur Überprüfung der Wirksamkeit werden vier Messbasen an den Ecken errichtet. Diese werden als Betonzylinder mit einer Rückverankerung in die Bodenplatte ausgeführt. Die Darstellung aller relevanter Abmessungen und konstruktiven Details kann Abbildung 4-3 entnommen werden.

Der Betoneinbau erfolgt im Handeinbau mit zwei Betoninnenrüttlern zur Verdichtung des Frischbetons. Dabei wird auf eine ausreichende Verdichtung des Betons geachtet, damit der Beton die Bewehrung vollständig umschließt [107]. Anschließend wird die Oberfläche mit einer Nivellierwalze geglättet. Abschließend wird ein flüssiges Nachbehandlungsmittel händisch auf die hergestellte Betonoberfläche aufgebracht.

Die relevanten Prozesseinbauschnitte können den Abbildungen in Anhang B-1 entnommen werden.

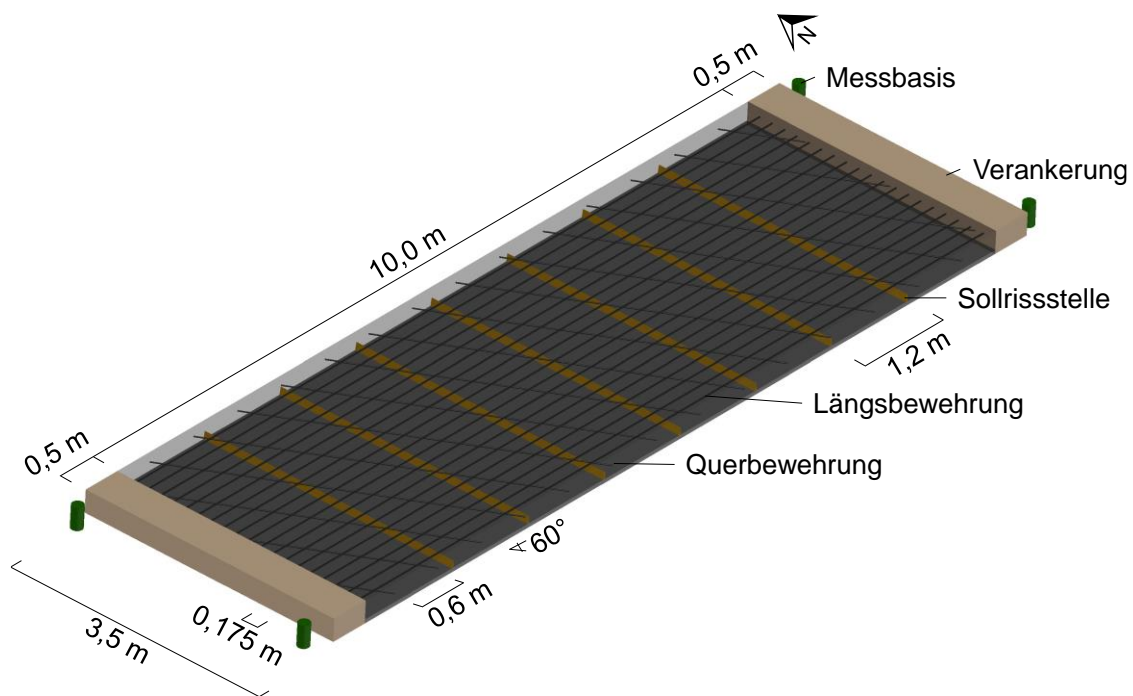


Abbildung 4-3: 3D-Visualisierung des Großversuchs mit Abmessungen und konstruktiven Details

#### 4.4.2 Instrumentierung der Versuche

Der Monitoringzeitraum für die kontinuierliche digitale Prozessmessung erfolgte ab dem Tag der Betonage vom 19.08.2020 bis zum 11.11.2020. Die analoge Messung des Rissbildes erfolgt über einen Zeitraum von sechs Monaten ab der Betonage.

In Tabelle 4-6 wird die Instrumentierung der Versuche der integrierten und applizierten Messtechnik zusammenfassend dargestellt. Die Positionierung der integrierten und applizierten Messtechnik kann Abbildung 4-4 entnommen werden.

Tabelle 4-6: Integrierte und applizierte Messtechnik – Großversuch

Parameter	Messtechnik	Bezeichnung
Vertikales Temperaturprofil im Beton	Temperatursensoren	TM 1-2 – TM 1-4 TM 2-2 – TM 2-4
Temperatur Asphalt	Temperatursensoren	TM 1-1, TM 2-1
Temperatur OK Betondecke	Temperatursensoren	TM 1-5, TM 2-5
Dehnungsmessung zur Temperaturkompensation	Dehnungsmessstreifen	K 1, K 2
Dehnungsmessungen der Längsbewehrung, Stabober- und -unterseite	Dehnungsmessstreifen	M 1, M 2, M 3
Relativbewegung – Verankerung auf Messbasis	Setzdehnungsmesser	VM 1 – VM 4
Rissbreitenmessung an Oberfläche	digitales Mikroskop	R 1-1 – R 1-5 R 2-1 – R 2-5
Rissbreitenmessung über Betonquerschnitt an Bohrkern	digitales Mikroskop	BK 1, BK 2

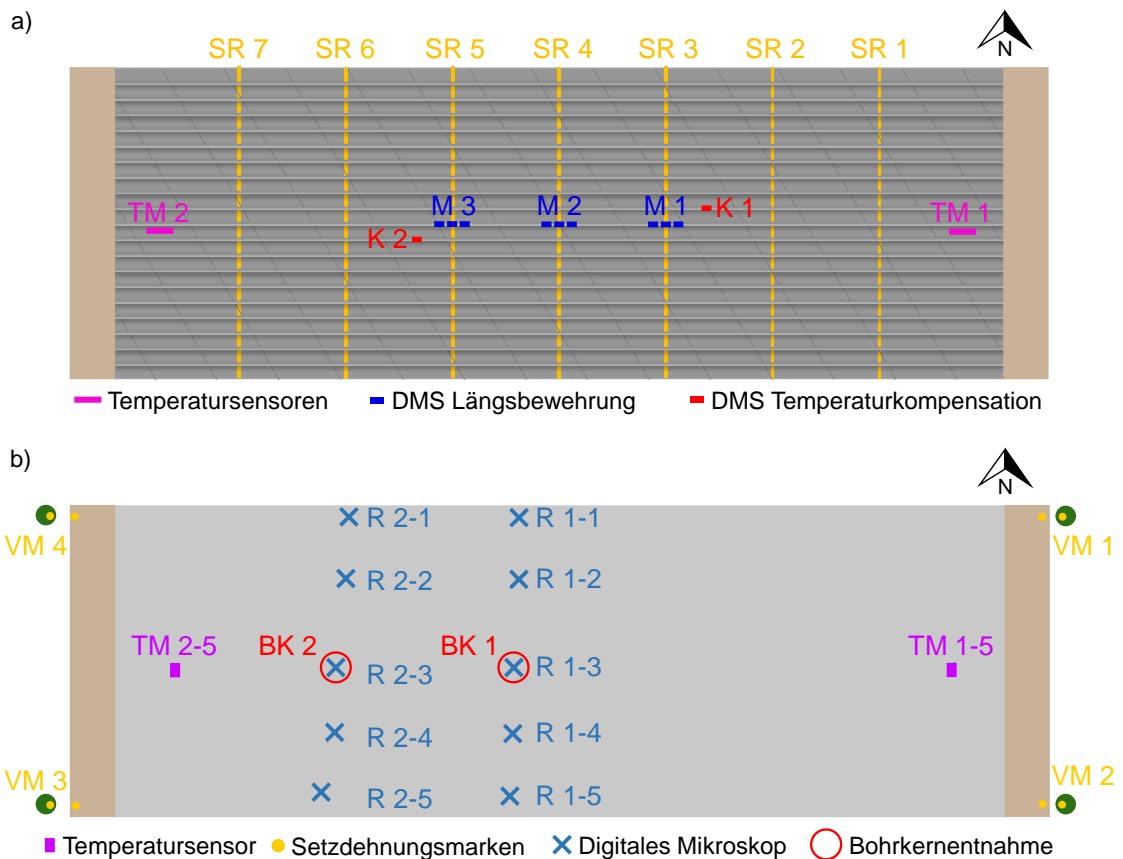


Abbildung 4-4: Darstellung der Messtechnik im Großversuch a) integrierte b) applizierte

### Messtechnik zur Temperaturmessung

Während des kontinuierlichen Monitoringprogramms werden an zwei Temperaturmessstellen (TM 1 und TM 2) in unterschiedlichen Höhen in der Betondecke, an der Oberfläche, sowie in der AZS die Temperaturen gemessen. Somit kann der Temperaturverlauf über die tages- und jahreszeitlichen Schwankungen und auch über den vertikalen Versuchsaufbau aufgezeichnet werden. Für die redundante Messtechnikanordnung befindet sich jeweils eine Temperaturmessstelle mit fünf Temperatursensoren in der östlichen Plattenhälfte (TM 1-1 – TM 1-5) und eine in der westlichen Plattenhälfte (TM 2-1 – TM 2-5). Die Position der Temperaturmessstellen kann Abbildung 4-4 entnommen werden.

Innerhalb der Betondecke werden drei Temperatursensoren angebracht. Diese werden zur Sicherstellung der Höhenlage an einer Kunststoffplatte aus Polyvinylchlorid fixiert (siehe Abbildung 4-5). Durch die geringe Wärmeleitfähigkeit des Kunststoffes wird eine Störwirkung hinsichtlich der Wärmeleitung in vertikaler Richtung vermieden. Zur Messung der Temperatur im Asphalt wird der Temperatursensor, mit einer senkrechten Bohrung auf 20 mm Tiefe, in die AZS eingebracht. Ebenfalls wird ein Temperatursensor 20 mm oberhalb der Betonoberkante montiert. Dieser wird mit einer Wetterschutzkappe versehen, um vor direkter Wind- und Sonneneinwirkung geschützt zu sein. Die Höhenlage der Sensoren, bezogen auf die Unterseite der Betondecke, können für die Temperaturmessstelle TM 1 und TM 2 aus Abbildung 4-5 entnommen werden.

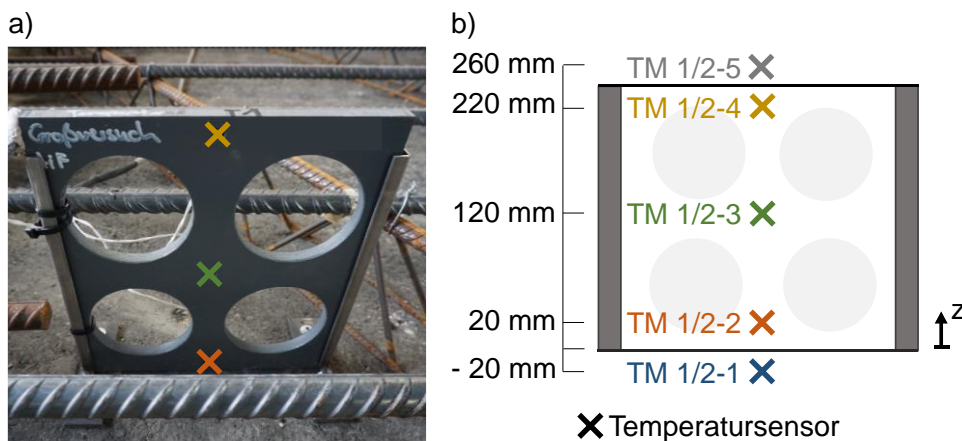


Abbildung 4-5: Temperaturmessstelle a) im Versuchsfeld mit Markierung der Temperatursensoren in Betondecke b) schematische Darstellung mit Bezeichnung und Höhenlage der Messsensoren für TM 1 und TM 2



### Relativbewegung der Endbereiche

Die relativen Bewegungen des Versuchskörpers in den Endbereichen werden an allen vier Ecken mit Setzdehnungsmessungen zwischen Verankerung und der jeweiligen Messbasis gemessen (VM 1 – VM 4) (siehe Abbildung 4-4).

### Messtechnik zum Rissmonitoring

Hinsichtlich der Analyse des Rissbilds werden die Rissfolge, der Rissabstand, die Rissbreiten an der Oberfläche sowie die Rissbreiten über den Betonquerschnitt untersucht. Die Rissverläufe werden visuell untersucht. Die Rissbreiten werden in Abhängigkeit von Temperatur und fortschreitendem Betonalter mit einem digitalen Mikroskop an der Oberseite der Betondecke erfasst. Die Messpositionen (R 1-1 – R 1-5, R 2-1 – R 2-5) können Abbildung 4-4 entnommen werden.

Am Ende des Monitoringzeitraums werden aus dem Großversuch zwei Bohrkerne (BK 1 und BK 2) entnommen (siehe Abbildung 4-4). An diesen können der vertikale Rissverlauf und die Rissbreite über den Betonquerschnitt bestimmt werden.

### Dehnungsanalyse im Versuchskörper

Die beiden Kompensationsmessstellen (K 1 und K 2) zur Messung der Dehnungsänderung aus Temperaturänderung werden auf Höhe der Längsbewehrung angebracht. Die Positionen sind Abbildung 4-4 zu entnehmen.

Zur Messung der Stahldehnung der Längsbewehrung erfolgt im direkten Einflussbereich der Sollrissstellen eine Applikation von je fünf DMS oberhalb der Sollrissstelle SR 3 bis SR 5. Dabei werden jeweils drei DMS an der Oberseite und zwei an der Unterseite der Längsbewehrung angebracht. In Abbildung 4-6 ist die Bezeichnung der einzelnen DMS für die Messstellen M 1 bis M 3 dargestellt. Die überlagerte Darstellung der Sollrissstellen und Messstellen M 1 bis M 3 sind Abbildung 4-4 zu entnehmen.

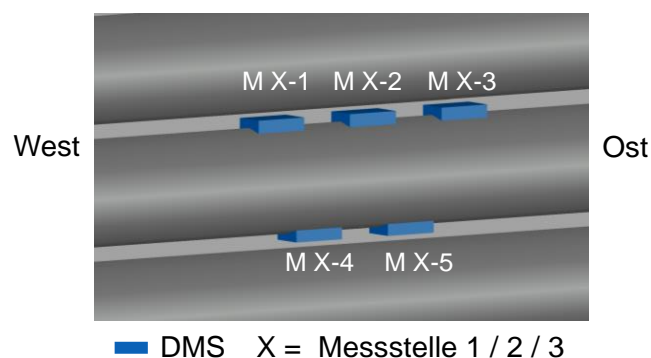


Abbildung 4-6: DMS-Anordnung auf Längsbewehrung für M 1 bis M 3 – Großversuch

### 4.4.3 Versuchsauswertung

#### Temperaturmessung

Zur Veranschaulichung der im Versuchskörper gemessenen Temperaturverläufe werden diese getrennt für Temperaturmessstelle TM 1 in Abbildung 4-7 und für Temperaturmessstelle TM 2 in Abbildung 4-8 für die ersten sieben Tage dargestellt. Es lässt sich erkennen, dass sich durch die Betonhydratation besonders in den ersten Tagen die Temperatur in der DBB von der Lufttemperatur (einer nahe gelegenen DWD-Wetterstation, Stations-ID 3379 [108]) entkoppelt. Erst nach 2,5 d nähert sich die Temperatur der Umgebungstemperatur an. Bei der Lufttemperatur und der gemessenen Temperatur in der Sensorlage TM 1/2-5 (20 mm über OK Beton) sind die tageszeitlichen Schwankungen erkennbar, die sich in Richtung der unteren Schichten der Betondecke deutlich geringer auswirken. Hier liegen konstantere Temperaturverläufe vor. [60]

Die Temperaturbestimmung an Messstelle TM 1-5 und TM 2-5 erfolgt direkt an der Oberfläche der Betonfahrbahn unter einer Wetterschutzkappe, womit sich durch Stauwärme aus der solaren Einstrahlung deutlich höhere Temperaturen ergeben. Diese gemessenen Temperaturen liegen deutlich über den Lufttemperaturen (DWD-Wetterstation, Stations-ID 3379 [108]). Starke Schwankungen der Sonneneinstrahlung durch wechselnde Bewölkung sowie Wind werden ebenfalls in den sprunghaft wechselnden Oberflächentemperaturen deutlich. [60]

Die maximale vertikale Temperaturdifferenz in der Betondecke (TM 1-2 und TM 1-4) bei der TM 1 beträgt innerhalb des Monitoringzeitraums 10 K. Dies entspricht einem positiven Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM1}$  von 0,05 K/mm, der ca. 7,0 h nach Betonage auftritt. Zum selben Zeitpunkt liegt bei TM 2 eine Temperaturdifferenz von 8,3 K vor. Bei TM 2 liegt die maximale vertikale Temperaturdifferenz innerhalb der Betondecke bei 11,1 K. Diese ergibt sich ebenfalls aus den Messungen in TM 2-2 und TM 2-4. Daraus resultiert ein  $\Delta t_{max.TM2}$  von 0,06 K/mm. Dabei tritt  $\Delta t_{max.TM2}$  ca. 53 h nach der Betonage auf. Die gemessenen maximalen Temperaturgradienten sind vergleichbar mit Untersuchungen in [9, 62, 109]. Die Zeitpunkte der maximalen Temperaturgradienten sind in Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8 gekennzeichnet.

Die positiven maximalen Temperaturgradienten sind auf den großen Energieeintrag in Form von solarer Strahlung, die Herstellung der Betondecke auf der kalten AZS und auf die heißen Umgebungstemperaturen während der Hydratationsphase zurückzuführen [109].

Die Unterschiede der gemessenen Temperaturen der beiden Temperaturmessstellen TM 1 und TM 2 während der Hydratation begründen sich zum einen aus den verschiedenen Beschattungszeiten der umliegenden Bebauung und zum anderen aus den verschiedenen Zeitpunkten der Materialanlieferung und des Betoneinbaus. Die Betonage des östlichen Teils (Charge 1) des Großversuchs mit TM 1 erfolgt vor der Betonage des westlichen Teils (Charge 2) mit TM 2. Der zeitliche Verzug ist somit einbaubedingt.

Die maximale Temperatur im Bauteil wird bei der Messstelle TM 1 in Querschnittsmitte (TM 1-3) nach 10 h mit einer Temperatur von 46,0 °C gemessen. Bei der Messstelle TM 2 tritt die maximale Temperatur von 43,2 °C ebenfalls in der Querschnittsmitte (TM 2-3) auf, die 10,1 h nach Herstellung erreicht wird. Vor allem die Temperatur in der Betonplatte wird maßgebend von der direkten Sonneneinstrahlung beeinflusst, da die Summe der Sonnenenergie, die über einen größeren Zeitraum in die Betonfahrbahn eingetragen wird, zum Temperaturanstieg im Inneren der Betonplatte führt (vgl. [89]).

Während dem Betoneinbau (19.08.2020, ab 10 Uhr) liegt eine Lufttemperatur von 26 °C vor. Durch die hohen Temperaturen ist die zweite Nullspannungstemperatur (siehe Kapitel 2.3) sehr hoch. Diese tritt etwa 23 h nach der Betonage, bei einer durchschnittlichen Temperatur über die Höhe der Betonfahrbahn von 34 °C, auf. Häufig wird auf die zweite Nullspannungstemperatur als wichtige Einflussgröße für den Zeitpunkt der Rissbildung verwiesen [56, 57], da ab dieser Temperatur die anfänglichen Druckspannungen im Beton abgebaut sind und sich die Betondecke unter Zug befindet [55]. Hat das Bauteil zu diesem Zeitpunkt eine hohe Temperatur, so wie dies hier der Fall ist, führen sowohl die Abkühlung als auch niedrige Lufttemperaturen zu einer größeren Temperaturdifferenz und damit einhergehend zu größeren Zugspannungen. Die zweite Nullspannungstemperatur  $T_2$  sowie der Zeitpunkt der Erstrissbildung  $T_{R1}$  (siehe folgende Erläuterungen) sind in den Temperaturverläufen in Abbildung 4-7 und Abbildung 4-8 dargestellt. [60]

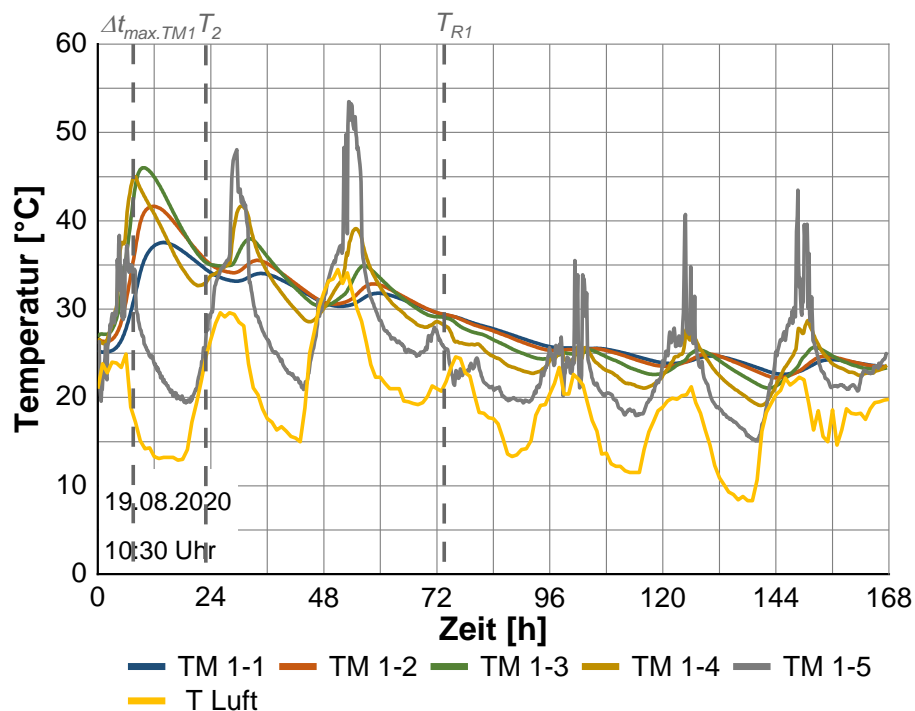


Abbildung 4-7: Temperaturentwicklung der ersten sieben Tage mit den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_2$ , dem maximalen Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM1}$  und des Erstrisses  $T_{R1}$  für die Temperaturmessstelle TM 1

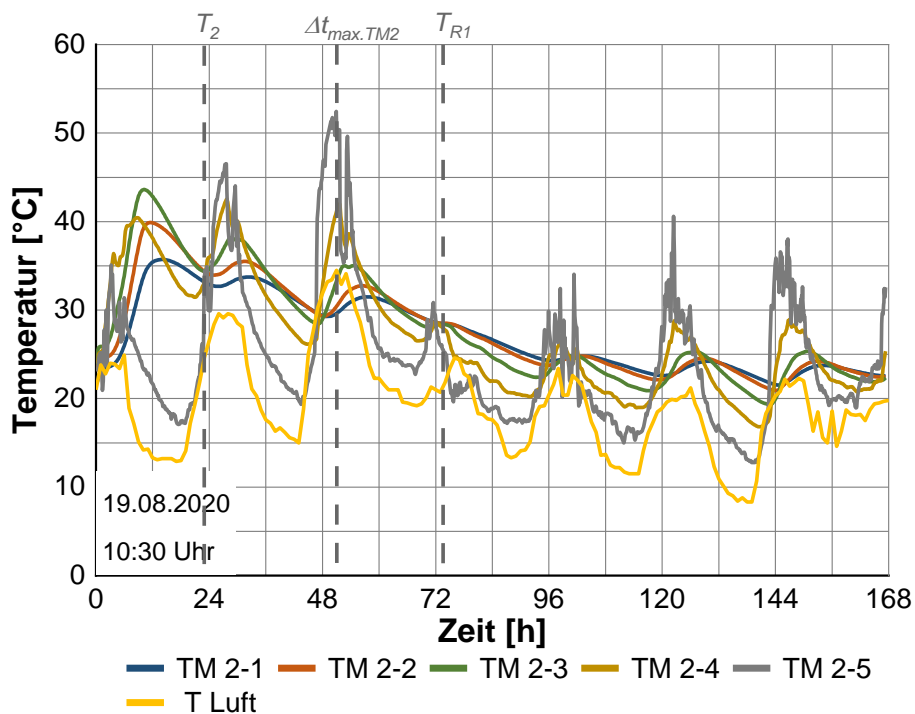


Abbildung 4-8: Temperaturentwicklung der ersten sieben Tage mit den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_2$ , dem maximalen Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM2}$  und des Erstrisses  $T_{R1}$  für die Temperaturmessstelle TM 2

Abbildung 4-9 zeigt beispielhaft das vertikale Temperaturprofil über den Querschnitt des Oberbaus für den Zeitpunkt der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_2$ , die maximalen Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM1/2}$  und den Zeitpunkt des Erstrisses  $T_{R1}$ , getrennt für TM 1 und TM 2. Für den Zeitpunkt der maximalen Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM1/2}$  wird an beiden Messstellen ein positiver Gradient erfasst. Die maximalen Temperaturgradienten sind zu unterschiedlichen Zeitpunkten aufgetreten. Aufgrund der Messzeitpunkte, bei TM 1 am Abend und bei TM 2 am Nachmittag, lässt sich der positive Gradient auf die Sonneneinstrahlung zurückführen. Beim Zeitpunkt der zweiten Nullspannungstemperatur sind negative Gradienten über das vertikale Temperaturprofil zu erkennen. Dies resultiert aus dem Messzeitpunkt in den Morgenstunden. Ebenfalls ist das vertikale Temperaturprofil beim Zeitpunkt des Erstrisses  $T_{R1}$  negativ. Mittels einer Auswertung von DWD-Wetterdaten (Stations-ID 3379) [108], lässt sich der negative Gradient durch die einwirkende Sonneneinstrahlung, die in diesem Zeitraum abgenommen hat, und durch sinkende Temperaturen erklären.

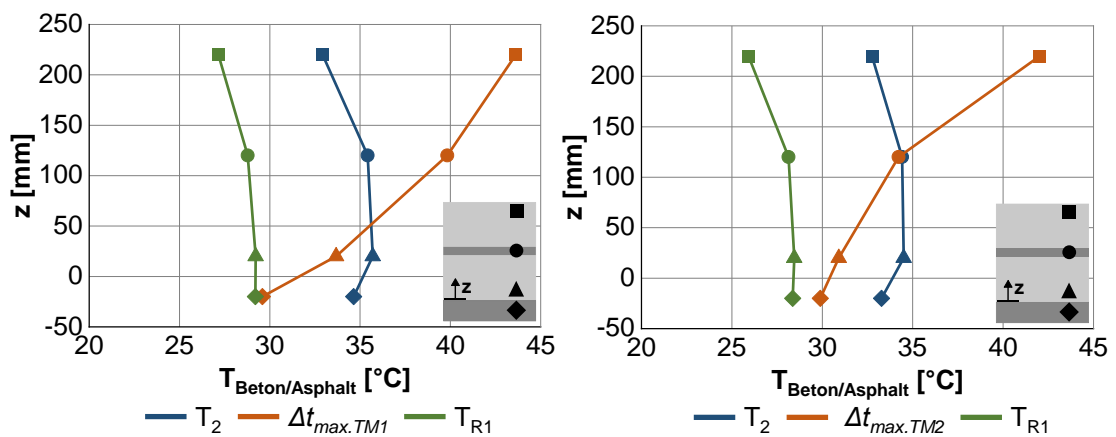


Abbildung 4-9: Vertikales Temperaturprofil zu den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur  $T_2$ , den maximalen Temperaturgradienten  $\Delta t_{max.TM1/2}$  und des Erstrisses  $T_{R1}$ , für TM 1 (links) und TM 2 (rechts)

Die Temperaturverläufe über den gesamten Monitoringzeitraum befinden sich in Anhang B-2. Der Temperaturunterschied, der sich zwischen den Temperaturmessstellen TM 1 und TM 2 bei identischen Höhenlagen der Sensoren im Versuchskörper erkennen lässt, entsteht durch eine unterschiedliche Beschattung. Exemplarisch sind in Anhang B-2 die Temperaturverläufe von TM 1-4 und TM 2-4 zusammen abgebildet. Dadurch wird die Temperaturdifferenz, welche aus der unterschiedlichen Beschattung resultiert, veranschaulicht. Dabei werden an sonnigen Tagen höhere Temperaturen bei TM 2-4 aufgezeichnet. An kälteren Tagen oder nachts dagegen sind die

aufgezeichneten Temperaturen bei TM 1-4 höher, da dort die angrenzende Halle für eine geringere Abkühlung sorgt. Ebenfalls sind dort die Temperaturverläufe gleichmäßiger.

#### Relativbewegung Endbereiche

Die Relativbewegungen zwischen der Verankerung und der Messbasis sind sehr gering. Sie liegen auf der Ostseite (VM 1 und VM 2) bei einer maximalen Bewegung von 0,12 mm, wohingegen auf der Westseite (VM 3 und VM 4) eine maximale relative Bewegung von 0,67 mm auftritt. Diese Abweichung ist ebenfalls auf die unterschiedliche Beschattung der Versuchsstrecke zurückzuführen.

Die geringen relativen Bewegungen im Endbereich zeigen den hohen Wirkungsgrad der Verankerung. So werden Verformungen der Betonplatte behindert und es können sich Risse innerhalb der ersten Tage ausbilden.

#### Rissbildanalyse

Nach sechs Monaten haben sich infolge des fortlaufenden Betonschwindens im jungen Beton und aus den tages- und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen die in Abbildung 4-10 dargestellten Rissverläufe eingestellt. Es haben sich zwei Trennrisse (Querrisse) und ein Anriss im Randbereich der nördlichen Seite eingestellt. Der erste Riss (1. Riss) tritt über die komplette Breite schlagartig drei Tage nach Betonage auf und weist einen nahezu geraden Rissverlauf auf. Im Abstand von ca. 1,9 m tritt der zweite Riss (2. Riss) auf. Dieser entsteht an der nördlichen Seite und weist ein kontinuierliches Risswachstum auf. Ungefähr einen Monat nach Initiierung des 2. Risses bildet sich an der südlichen Seite, mit einem Versatz von 0,13 m, eine Erweiterung des Risses. Der Anriss ist kurz nach Auftreten des 2. Risses erkennbar. Auf den Anriss wird im Folgenden nicht detailliert eingegangen, da dieser sich seit seiner Entstehung nicht weiterentwickelt hat und eine konstante geringe Rissbreite von 0,07 mm aufweist.

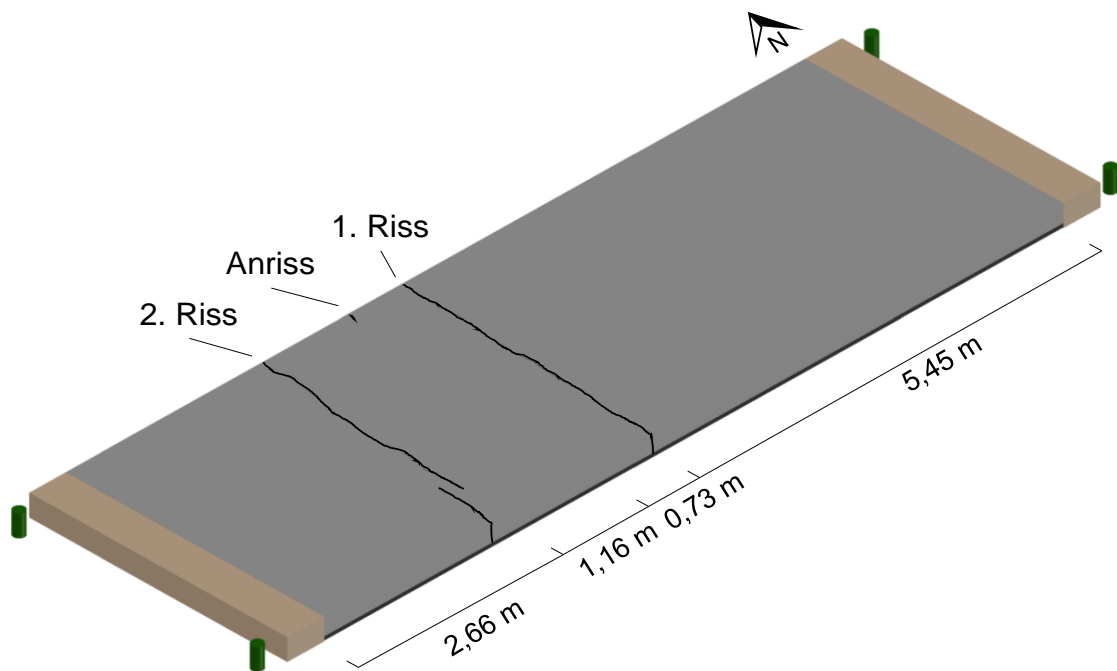


Abbildung 4-10: 3D-Visualisierung der Rissverläufe mit Bemaßung

Die Rissentstehungszeitpunkte sind der nachfolgenden Tabelle 4-7 zu entnehmen. Dabei kann der exakte Zeitpunkt der Rissentstehung nur beim Erstriss über einen sprunghaften Anstieg der gemessenen Stahldehnungen detektiert werden. Der 2. Riss weist einen stückweisen Rissfortschritt auf. Dieser hat somit bei der Entstehung eine geringere Rissenergie, welche nicht in den Stahldehnungen zu erkennen ist. Der Riss kann entsprechend nur visuell erkannt werden. Gleiches gilt für den Anriss.

Tabelle 4-7: Zeitpunkte und –räume der Rissbildung

Betonage	1. Riss	2. Riss	Anriss
19.08.2020/10:30	22.08.2020/14:00	27.-28.08.2020	28.-31.08.2020

Der Erstriss bildet sich 75,5 h nach der Betonage an einem Nachmittag, was nicht den Annahmen aus [31] entspricht, wonach Erstrisszeitpunkte für gewöhnlich in der ersten Nachtphase auftreten. Dies ist dadurch zu erklären, dass unter hohen Betontemperaturen die Erstrissbildung nicht zwingend in die ersten Nachtzyklen fällt. Hier ist unter anderem die Abkühlgeschwindigkeit der Betondecke entscheidend. Bei hohen Temperaturen wird diese deutlich verstärkt und durch die Betonhydratation, und nicht durch die schwankenden Lufttemperaturen, gesteuert. Somit sind hier nicht nur die fallenden Betontemperaturen für die Zugspannungsanteile, die zur Überschreitung der Zugfestigkeit und dadurch zur Rissbildung führen, verantwortlich, sondern auch

Einflüsse aus dem frühen Schwinden sowie linearen und nichtlinearen Spannungsanteilen aus dem Temperaturverlauf über die Plattenhöhe. Durch die nichtlineare Spannungsverteilung im Bauteil treten Zwang- und Eigenspannungen auf (siehe Kapitel 2.3) [52]. Zusätzlich induziert das chemische Schwinden aus der Betonhydratation Zwangspannungen. Aufgrund der hohen Lufttemperaturen und der schnell fortschreitenden Hydratation ist auch der Anteil des chemischen Schwindens an der Plattenzwängung in den ersten Tagen hoch. Normalerweise spielt im Vergleich zur Hydratationswärme des verwendeten Zements das Schwinden nur bei sehr starkem Austrocknen des Betons eine Rolle [52]. [60]

Die Untersuchung der Effizienz der vorab eingebauten Sollrissstellen auf die Erstrissbildung zeigt nur eine geringe Wirksamkeit. Untersuchungen und praktische Erfahrungen zeigen ein ähnliches Verhalten (vgl. [77]). Die Darstellung der Sollrissstellen mit der Überlagerung der Rissverläufe ist in Abbildung 4-11 abgebildet. Der Erstriss bildet sich zwischen den angeordneten Sollrissstellen SR 4 und SR 5 aus. Bei späterer Rissbildung kann jedoch eine Effektivitätssteigerung der Sollrissstellen beobachtet werden, was sich für den 2. Riss und den Anriss zeigt. Der 2. Riss verläuft nahe der Sollrissstelle SR 6, der Anriss an der Sollrissstelle SR 5. Vor allem im jungen Beton herrscht teilplastisches Materialverhalten. [60] Erst gegen Ende der Hydratationsphase, wenn der Beton schon steif ist, ist eine bessere Wirksamkeit gegeben.

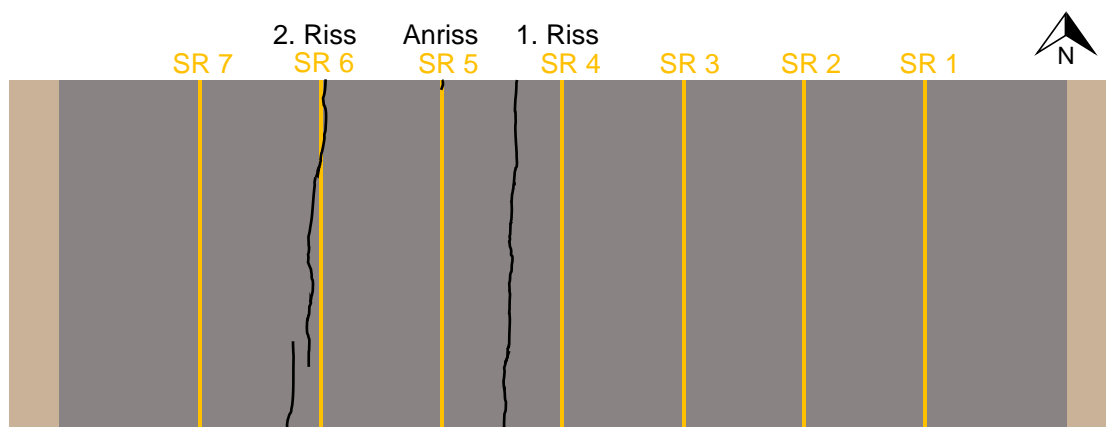


Abbildung 4-11: Darstellung der Sollrissstellen SR mit Überlagerung der Rissverläufe

### Rissbreitenanalyse

Die Rissbreitenmessungen werden zum einen im jungen Beton während der Erhärtungsphase und zum anderen im Festbeton nach der ersten Frostperiode



durchgeführt. Es sind vor allem die kalten Temperaturen, die bei der Rissbreitenbetrachtung maßgebend sind. Um den Extremfall abzubilden, werden die Rissbreiten im Festbeton am frühen Morgen bei extrem geringen Temperaturen von  $-12\text{ °C}$  gemessen. In Abbildung 4-12 ist die Einordnung der Zeitpunkte der Rissbreitenmessung im Kontext des Temperaturverlaufs über einen Zeitraum von sechs Monaten ersichtlich.

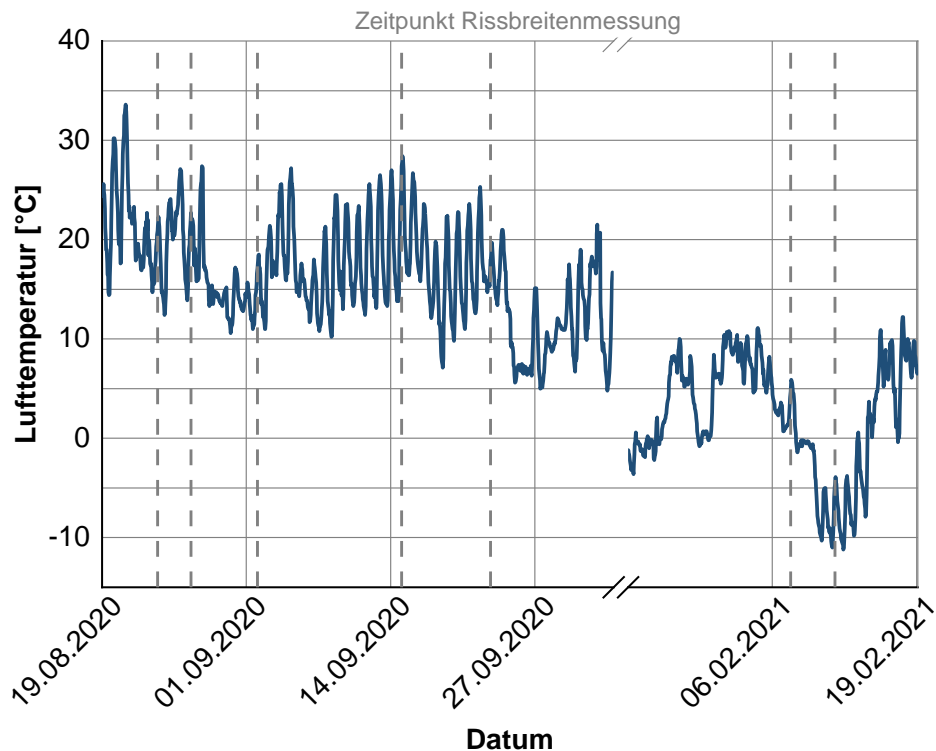


Abbildung 4-12: Einordnung der Rissbreitenmessungen in den Temperaturverlauf (Lufttemperatur, stündliche Messungen), DWD Stations-ID 3379 [108]

In Abbildung 4-13 sind die absoluten Rissbreiten des 1. Risses in Abhängigkeit der Lufttemperatur an den fünf Messpositionen (R 1-1 – R 1-5) abgebildet. Im noch jungen Betonalter verläuft die Rissbreite unsystematisch über die Breite der Versuchsplatte. Mit zunehmendem Betonalter und der jahreszeitlich bedingten geringeren Lufttemperatur vergrößert sich die Rissbreite bis auf eine maximale Rissbreite von  $0,38\text{ mm}$ . Es zeigt sich allerdings, dass die Rissbreiten bei Messposition R 1-2, R 1-3 und R 1-4 weniger stark streuen und geringer sind als bei den Messpositionen R 1-1 und R 1-5, die im Randbereich liegen. Hier führt der direkte Kontakt der Seitenflächen mit Witterung, wie solarer Strahlung und Wind zu oberflächlichen nahen Schwindverkürzungen und somit zu größeren Rissbreiten und größeren Streuungen als in der Mitte. Zusätzlich führt der reduzierte Bewehrungsgrad im Randbereich zu größeren Rissbreiten. [60]

Neben dem Einfluss der Temperatur wirken zudem das Betonschwinden und Quelleffekte auf die Betondecke, die abhängig von der Luftfeuchtigkeit und längeren Regenperioden die Plattendehnung beeinflussen. Die Bildung des 2. Risses sorgt, solange keine weiteren Dehnungen im System auftreten, für eine Reduzierung der Rissbreite des bestehenden Risses (vgl. [43]). Zu sehen ist dies durch die kleineren Rissbreiten des Erstrisses am 02.09.2020 kurz nach der Entstehung des 2. Risses  $T_{R2}$  (siehe Abbildung 4-13). [60] Eine sprunghafte Rissbreitenverkleinerung stellt sich jeweils mit der Bildung eines neuen Risses ein. Das beruht darauf, dass mehr Risse zur Verfügung stehen, um die kinematische Verträglichkeit zu definieren. [110]

Die maximal gemessenen Rissbreiten befinden sich am Plattenrand mit 0,38 mm (R 1-1 und R 1-5). Wenn die Rissbreiten ohne die Randbereiche der Platte betrachtet werden und somit die Randeffekte (reduzierter Bewehrungsgrad, Witterung) vernachlässigt werden, stellt sich über sechs Monate und bei einer Temperaturspanne von  $-12\text{ °C}$  bis  $32\text{ °C}$  ( $\Delta T = 44\text{ K}$ ) eine maximale Rissbreite von 0,3 mm (R 1-3) ein.

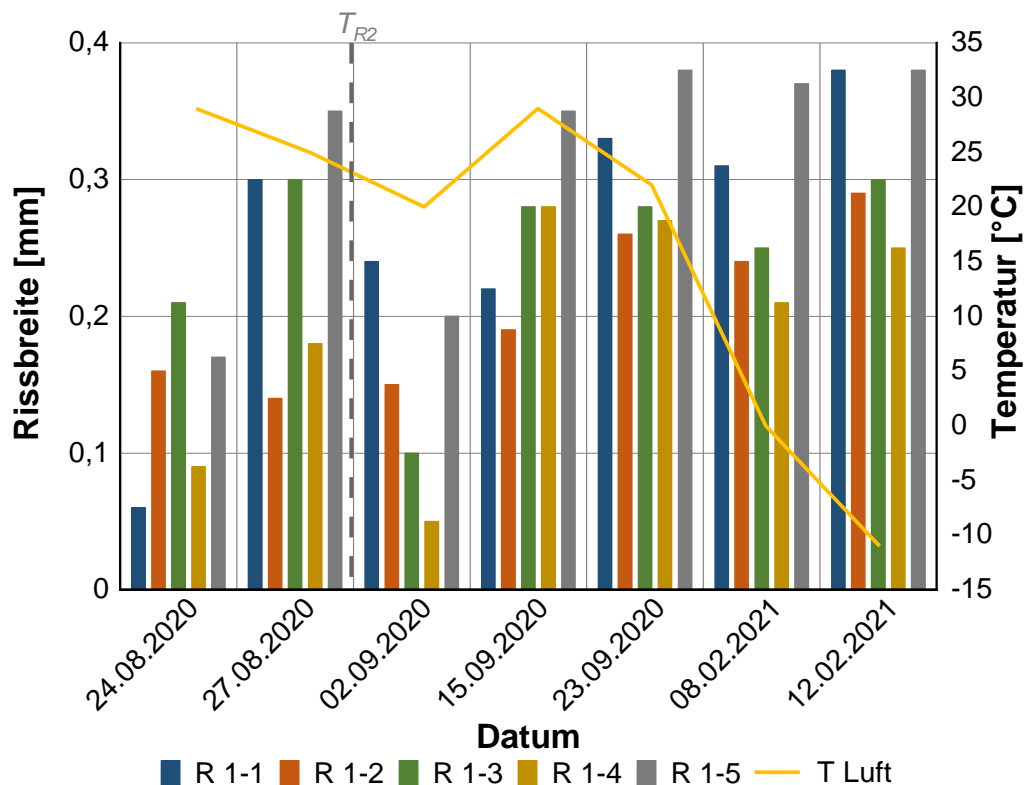


Abbildung 4-13: Rissbreiten des 1. Risses, Lufttemperatur  $T_{Luft}$  und Zeitpunkt der Entstehung des 2. Risses  $T_{R2}$

In Abbildung 4-14 befindet sich die Darstellung der Rissbreiten des 2. Risses. Die Messungen beginnen ab dem Zeitpunkt des Auftretens des 2. Risses. Da der Riss mit

der Zeit von nördlicher Richtung angewachsen ist, wird die Messung der Rissbreite über den kompletten Querschnitt erst sukzessive möglich. Die maximale Rissbreite des 2. Risses liegt bei 0,3 mm (R 2-5) und ist somit geringer als beim 1. Riss. Es wird ein konsistenterer Rissverlauf beobachtet, da die Einflüsse des jungen Betons bereits abgeklungen sind. Mit sinkender Temperatur und steigendem Betonalter nehmen die Rissbreiten zu. An Messposition R 2-3 nimmt die Rissbreite von 0,06 mm, bei 20 °C, auf 0,17 mm, bei -12 °C, zu. Auch hier ist zu beobachten, dass die Rissbreiten bei den Messpositionen R 2-1 und R 2-5, die am Rand des Versuchsfeldes liegen und einen reduzierten Bewehrungsgrad haben, größere Rissbreiten aufweisen. Wenn die Rissbreiten mittig im Versuch (R 2-2 bis R 2-4) betrachtet und die Messungen der äußeren Bereiche vernachlässigt werden, stellt sich über die sechs Monate eine maximale Rissbreite von 0,17 mm ein (R 2-3).

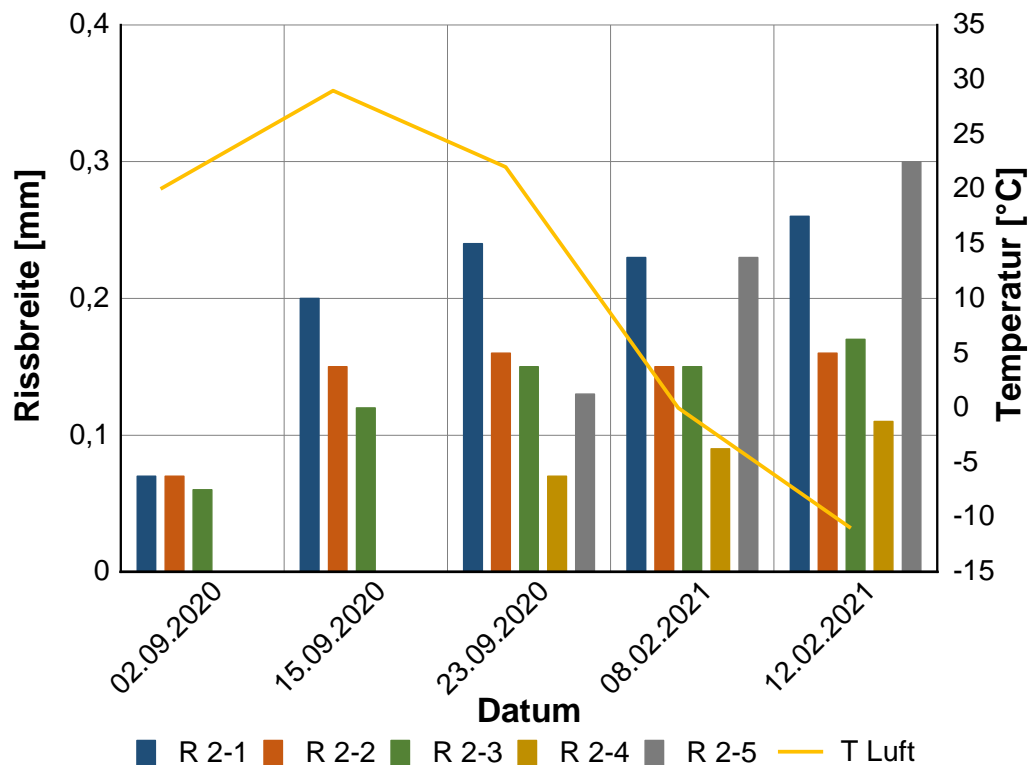


Abbildung 4-14: Rissbreiten des 2. Risses und Lufttemperatur  $T_{Luft}$

Alle Rissbreiten bleiben unter der maximal angestrebten Rissbreite von 0,5 mm (vgl. [8, 10, 15, 17, 38, 59]). Mit der geringen Rissbreite kann eine gute Rissverzahnung und eine daraus resultierende Querkraftübertragung am Riss gewährleistet werden. Ebenfalls wird so sichergestellt, dass in die Risse kein Wasser und Chlorid eindringt und somit keine Korrosion an der Bewehrung auftritt [8].

Zur Analyse des Rissbildes über die Höhe des Betonquerschnitts werden Bohrkern untersucht, die am 22.3.2021 bei einer Temperatur von 3 °C aus dem Großversuch gezogen wurden. Bei der Bohrkernentnahme zeigt sich, dass bei beiden Bohrkernen voller Verbund zwischen der Betondecke und der AZS vorhanden ist. Obwohl die beiden Bohrkern bewusst an Stellen mit Rissen gezogen werden, sind diese an der Schichtgrenze nicht auseinandergebrochen. Der Bohrkern BK 1 wird durch den 1. Riss gezogen. Der Bohrkern BK 2 durch den 2. Riss. Der vertikale Rissverlauf in der Betondecke mit Abbildung der Bewehrung kann Abbildung 4-15 entnommen werden.

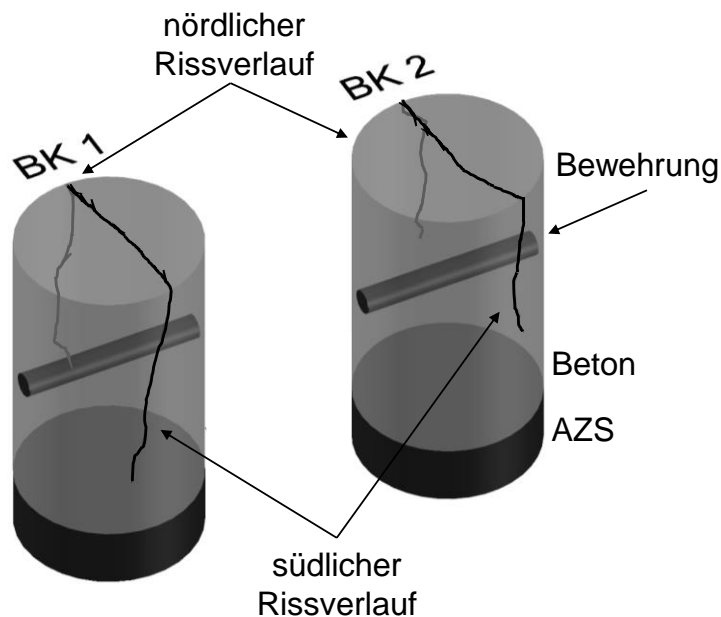


Abbildung 4-15: Vertikaler Rissverlauf über die Betonquerschnittshöhe, Bohrkern BK 1 (links) und Bohrkern BK 2 (rechts)

Die Rissbreiten des nördlichen Rissverlaufs der Bohrkern BK 1 und BK 2 können Abbildung 4-16 entnommen werden. Die Rissbreiten des südlichen Rissverlaufs können Anhang B-2 entnommen werden. Die Rissbreiten weisen nur sehr geringe Abweichungen zu den Auswertungen auf der Nordseite auf. Bei der Auswertung der Rissbreiten über die Höhe zeigt sich, wie auch an der Oberfläche, dass die Rissbreiten des 1. Risses größer sind als die des 2. Risses (siehe Abbildung 4-16). Die Rissbreiten reduzieren sich mit Annäherung zur Bewehrung, vor allem bei dem Bohrkern BK 1, deutlich. Diese liegen auf Bewehrungshöhe bei 0,07 mm bei BK 1 und bei 0,03 mm bei BK 2. Dadurch ist die Gefahr von Bewehrungskorrosion stark reduziert, was sich auch bei der Untersuchung des Stahls gezeigt hat, der keine Anzeichen von Korrosion aufweist.

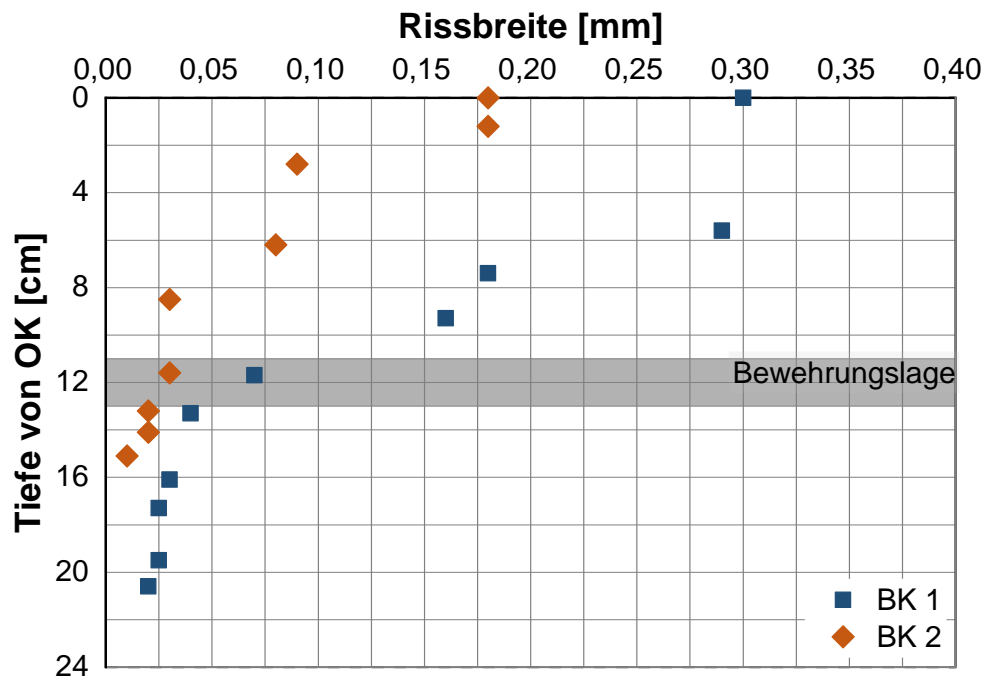


Abbildung 4-16: Vertikale Rissbreitenverläufe in der Betondecke bei Bohrkern BK 1 und BK 2, Auswertung nördlicher Rissverlauf mit Darstellung der Bewehrungslage

#### Auswertung der Dehnungsmessung

Im Rahmen der Dehnungsmessungen kommt es in den Datensätzen an wenigen Stellen zu fehlenden Messpunkten, da es messtechnisch bedingt zu Unterbrechungen in der Messaufzeichnung kam.

In Abbildung 4-17 sind die Spannungen aus der Kompensationsmessung, resultierend durch die Temperaturänderungen, abgebildet. Die Spannungen bei K 1 und K 2 verlaufen kongruent, wobei K 2 um etwa 5 N/mm<sup>2</sup> höhere Werte aufweist. Das kann auf die angrenzende Bebauung zurückgeführt werden und die daraus resultierende Beschattung des Versuchskörpers. Die Spannungen erreichen über den kompletten Monitoringzeitraum maximale Werte von ca. 50 N/mm<sup>2</sup>. Zu Beginn treten während der Hydratationsphase Druckspannungen auf. Im Anschluss treten durch die sinkenden Temperaturen Zugspannungen auf. Die tageszeitlichen Schwankungen sind im Verlauf zu erkennen.

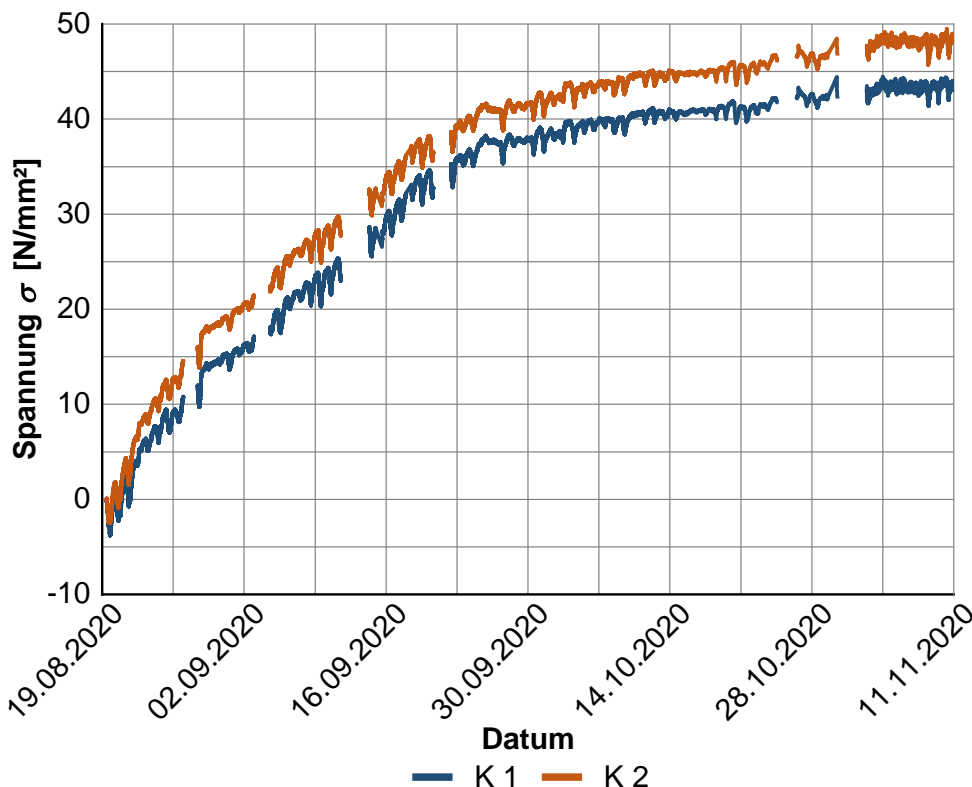


Abbildung 4-17: Spannung  $\sigma$  der Kompensationsmessung K 1 und K 2, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020

Zur Auswertung der Spannungen der Längsbewehrung wird im Folgenden der Mittelwert aus K 1 und K 2 von den Längsbewehrungsspannungen subtrahiert. Dadurch werden die temperaturbedingten Spannungen aus der thermischen Ausdehnung von der Spannungsbetrachtung der Längsbewehrung abgezogen. Somit werden nur die Spannungen aus mechanischer Einwirkung betrachtet.

In Abbildung 4-18 ist der Verlauf der Stahlspannungen und der Lufttemperaturen für die ersten sieben Tage mit Angabe des Erstrisszeitpunkts  $T_{R1}$  dargestellt. Die dargestellten Stahlspannungen von Messstelle M 1 bis M 3 ergeben sich aus den gemittelten Stahlspannungen der jeweiligen Messstelle.

Die Kurven zeigen für die ersten 24 h nach Betonage an allen Messstellen einen vergleichbaren Verlauf. Durch die Hydratationswärme des Zements entstehen Druckspannungen, die mit dem Abkühlen der Betondecke abgebaut werden. Nach etwa 24 h kann an der Messstelle M 2, verglichen zu Messstelle M 1 und M 3, ein deutlicher Anstieg der Stahlzugspannung beobachtet werden. Bei M 3 ist ebenso nach 36 h ein stärkerer Anstieg der Zugspannung im Vergleich zu M 1 ersichtlich. Ursache kann eine

Mikrorissbildung an den Messstellen M 2 und M 3 sein, die zwar in die Bewehrungslage reicht und diese aktiviert, aber nicht bis an die Oberfläche durchschlägt. [60]

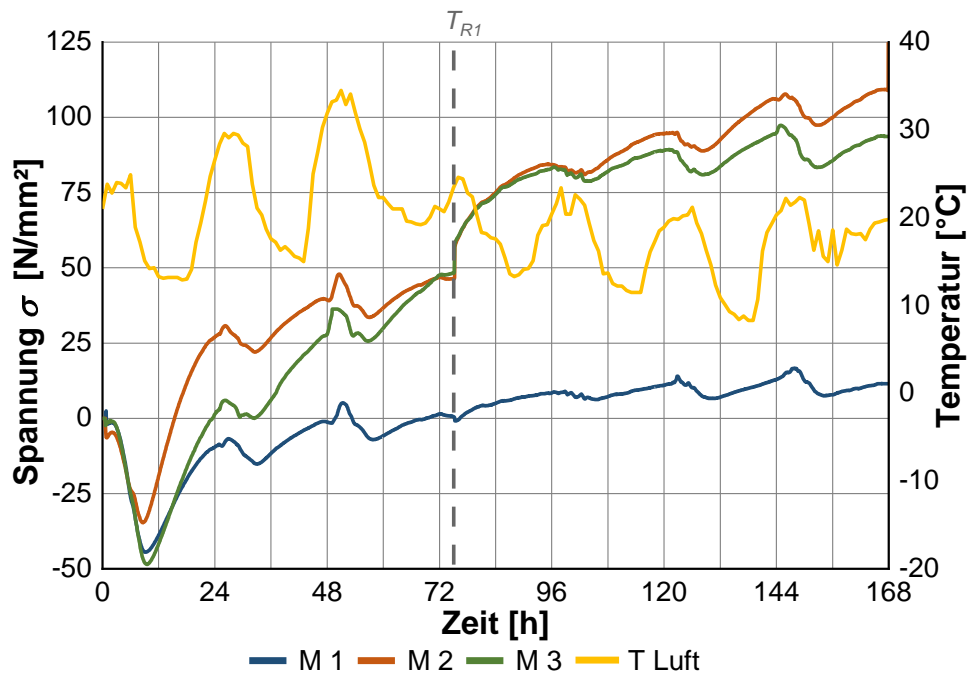


Abbildung 4-18: Gemittelte Stahlspannungen  $\sigma$  an den Messstellen M 1 bis M 3 und Lufttemperatur  $T_{Luft}$  über die ersten sieben Tage mit Darstellung des Zeitpunkts des Erstrisses  $T_{R1}$

Nach 75 h ist ein Sprung in den Stahlspannungen, verursacht durch den Erstriss  $T_{R1}$ , ersichtlich. Der Riss kann an der Oberfläche der Betondecke visuell wahrgenommen werden. Je näher der Riss an der Messstelle liegt, umso größer ist der Sprung in den Stahlspannungen (siehe Abbildung 4-18). Die Nähe der Risse zur jeweiligen Messstelle kann Abbildung 4-11 entnommen werden. Die Risskräfte werden über die Einleitungslänge zurück in den umgebenden Beton geleitet. Erst nach dem vollständigen Übertragen der Risskräfte in den Beton sind die Dehnungen der Bewehrung äquivalent zu den Betondehnungen. Da die Einleitungslänge maßgeblich vom Verbundverhalten zwischen der Bewehrung und dem Beton beeinflusst wird, kann auch abseits des Risses die Rissbildung durch den Anstieg der Stahlspannungen detektiert werden. Hier liegen noch unterschiedliche Dehnungen der Bewehrung und des Betons vor. Global, auf das Gesamtsystem der Betonfahrbahn betrachtet, werden die induzierten Spannungen aus Temperaturänderungen und Schwinden durch die Rissbildung teilweise abgebaut. Somit werden durch die Rissbildung Spannungen in der Betondecke abgebaut. Außerhalb des Bereiches der Einleitungslänge reduzieren sich somit die Spannungen in der Bewehrung, wie an der Messstelle M 1 zum Erstrisszeitpunkt beobachtet werden kann.

Die weitere Abkühlung der Platte durch die fallende Lufttemperatur sorgt anschließend für den weiteren Anstieg der Stahlspannungen in der Längsbewehrung unabhängig von ihrer Lage zum Riss. Der tageszeitliche Verlauf der Lufttemperatur spiegelt sich auch im weiteren Spannungsverlauf wider. [60]

Im Folgenden sind für den kompletten Monitoringzeitraum vom 19.08.2020 bis 11.11.2020 die ausgewerteten Stahlspannungen für die jeweiligen Messpositionen auf der Längsbewehrung an den Messstellen M 1 (siehe Abbildung 4-19), M 2 (siehe Abbildung 4-20) und M 3 (siehe Abbildung 4-21) dargestellt.

An allen Messpositionen sind die ansteigenden Längsbewehrungsspannungen infolge der anfänglichen Abkühlung des Versuchskörpers nach der Betonhydratation deutlich erkennbar. Zudem steigen die Stahlspannungen durch das jahreszeitlich bedingte Abkühlen zum Winter hin kontinuierlich an. Die tageszeitlichen Temperaturschwankungen sind auch in den Stahlspannungen gut zu erkennen. Dabei wird auch ersichtlich, dass im Spätsommer größere Tagestemperaturschwankungen als im Herbst auftreten.

Die Stahlspannungen bei der Messstelle M 1 sind im Vergleich zu den sich einstellenden Spannungen bei M 2 und M 3 gegen Ende des Messzeitraums am niedrigsten und liegen zwischen  $80 \text{ N/mm}^2$  bzw.  $100 \text{ N/mm}^2$  (siehe Abbildung 4-19). Die Messstelle M 1 ist am weitesten von den beiden aufgetretenen Rissen entfernt. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die Stelle im Endbereich der Einleitungslänge liegt.



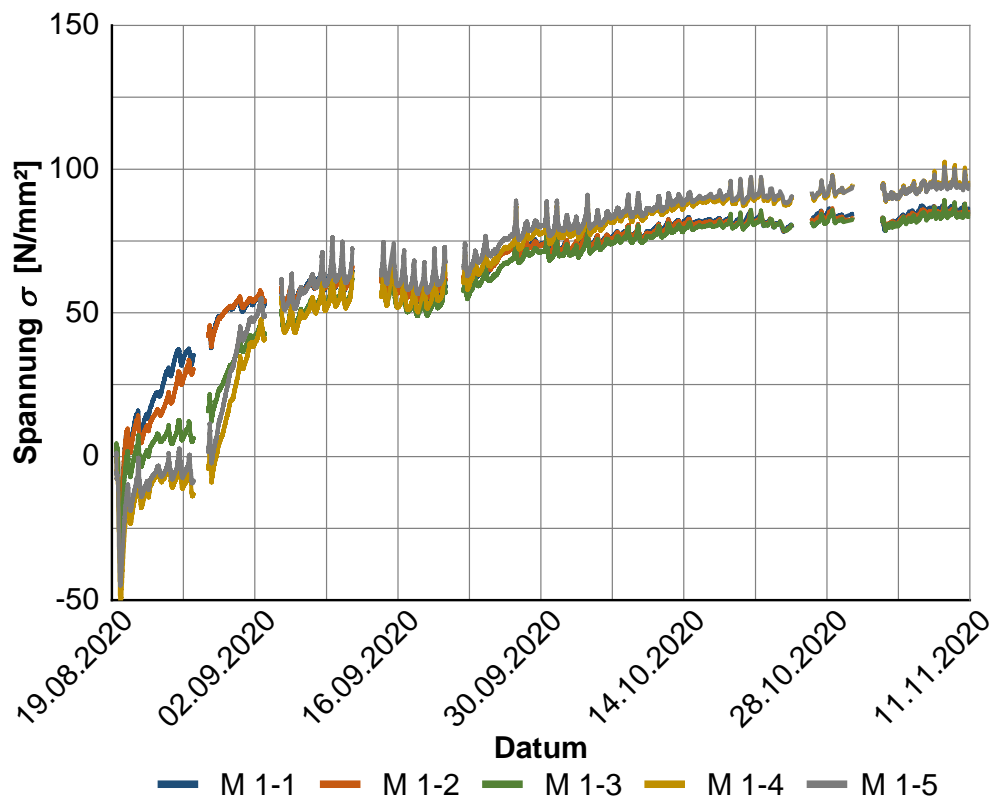
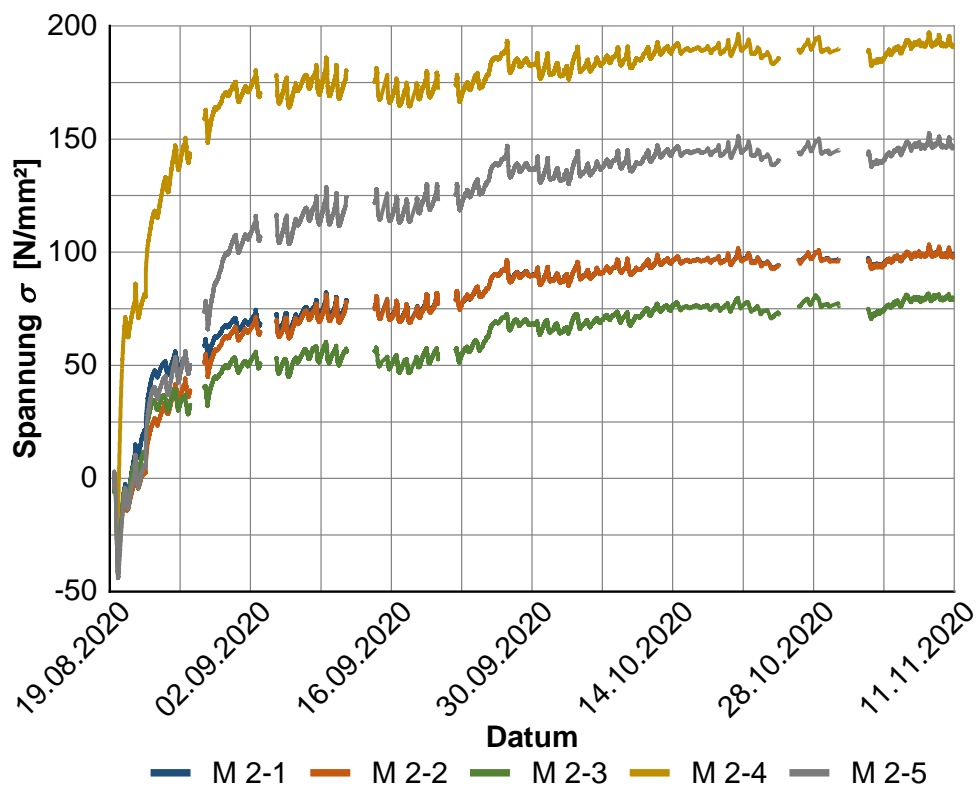
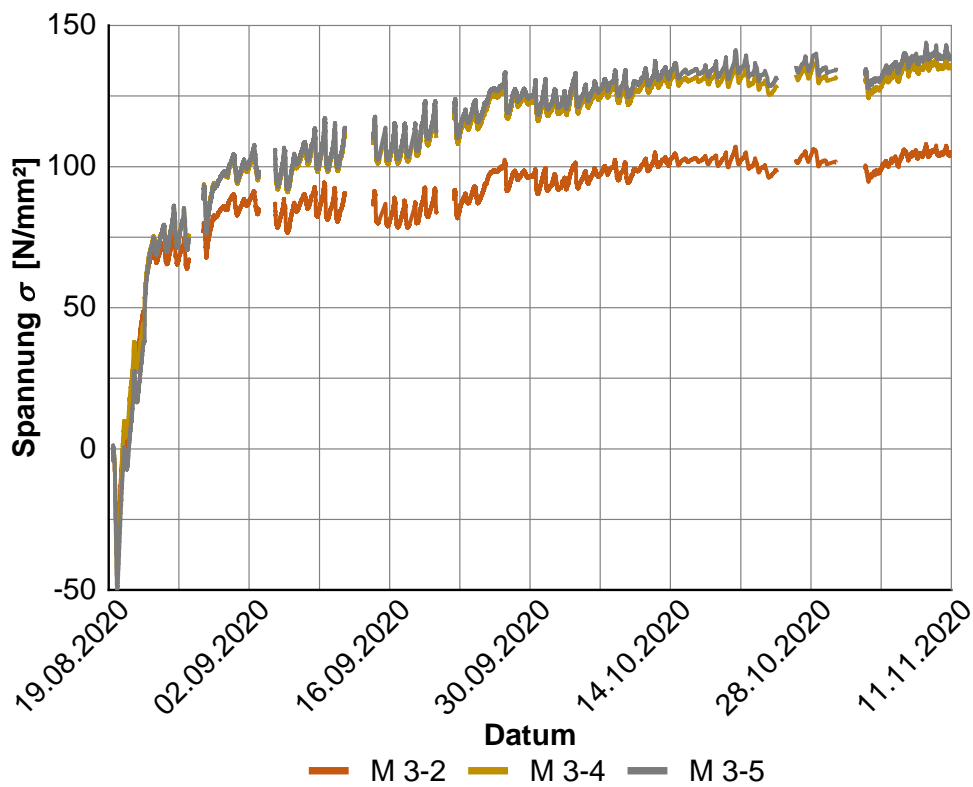


Abbildung 4-19: Stahlspannungen  $\sigma$  Messstelle M 1, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020

An der Messstelle M 2, die sich am nächsten zum 1. Riss befindet, lässt sich erkennen, dass die Stahlspannungen gegen Ende des Messzeitraums Werte zwischen 75 N/mm<sup>2</sup> bis 200 N/mm<sup>2</sup> aufweisen (siehe Abbildung 4-20). Hier zeigt sich eine größere Streuung der Stahlspannungen je nach Position der angebrachten DMS. Ursächlich hierfür ist die Nähe zum Riss und die daraus resultierende Verbundstörung zwischen Beton und Stahl, da in diesen Bereichen die Spannungen fast ausschließlich vom Stahl aufgenommen werden. Mit zunehmender Betonstahldehnung nimmt die Verbundstörung zu [17, 69]. Der DMS M 2-4 an der Unterseite der Bewehrung befindet sich am nächsten zum Riss. Demzufolge treten dort die höchsten Stahlspannungen auf.

An der Messstelle M 3 werden gegen Ende des Messzeitraums Spannungen im Bereich zwischen 150 MPa und 190 MPa gemessen (siehe Abbildung 4-21). In Anbetracht der Größe der Stahlspannungen befinden sich die angebrachten DMS im Bereich der erzeugten Verbundstörung des Risses [69]. Die DMS an der Messstelle M 3-1 und M 3-3 weisen während der Messung stark schwankende Dehnungen auf. Aus diesem Grund werden diese in der Auswertung nicht berücksichtigt.

Abbildung 4-20: Stahlspannungen  $\sigma$  Messstelle M 2, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020Abbildung 4-21: Stahlspannungen  $\sigma$  Messstelle M 3, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020

Bei allen drei Messstellen lässt sich erkennen, dass die ausgewerteten Spannungen der an der Unterseite der Bewehrungsstäbe angebrachten DMS höhere Werte aufweisen. Dies kann mit aufgetretenen Mikrorissen im Bereich der Sollrissstelle erklärt werden, da dort der Verbund durch die eingebauten Holzleisten gestört ist und somit in diesem Bereich weniger Kraft von der Bewehrung in den Beton übertragen werden kann. Dieser Ansatz konnte allerdings im Rahmen dieser Forschungen nicht weiter untersucht werden.

Zusammenfassend wird ersichtlich, dass bei allen Spannungsverläufen mit sinkenden Temperaturen die Spannungen im Stahl ansteigen. Die größten Spannungen treten bei der Messstelle M 2 auf, die sich am nächsten zu einem Riss befindet. Die auftretenden Spannungen sind weit unterhalb der Streckgrenze  $R_p$  des eingebauten gerippten Bewehrungsstahls (siehe Kapitel 4.3). Aus diesem Grund kann davon ausgegangen werden, dass kein Fließen der Bewehrung zu erwarten ist. Auch die Untersuchungen von MEIER [15] und LEYKAUF et al. [33] haben gezeigt, dass bei einer Dimensionierung des Bewehrungsgrades von mehr als 0,60 % das Überschreiten der Streckgrenze eines Bewehrungsstahls (B500) ausgeschlossen werden kann.

#### 4.4.4 Zusammenfassung der Ergebnisse und Fazit

Im Großversuch wird das Langzeitverhalten einer 10 m langen, bewehrten Betondecke auf AZS unter Belastung aus Witterung untersucht. Die folgenden Erkenntnisse resultieren daraus:

- Die Endverankerung hat die Bewegung der Betonplatte behindert, sodass sich innerhalb der ersten Tage nach der Betonage Risse einstellen konnten.
- Die hohe Temperatur bei der Betonage führt zu einer hohen zweiten Nullspannungstemperatur.
- Die maximale Temperatur von 46 °C wird in der Betondeckenmitte gemessen und stellt sich 10 h nach Betonage ein.
- Der maximal gemessene Temperaturunterschied innerhalb des Versuchsaufbaus beträgt 11,1 K und führt zu einem maximalen Temperaturgradienten von  $\Delta t = 0,06$  K/mm. Dieser stellt sich 53 h nach der Betonage ein.
- Es haben sich zwei Trennrissen (Querrisse) in einem Abstand von 1,90 m zueinander gebildet.

- Durch die bei der Betonage vorliegenden hohen Luft- und Frischbetontemperaturen fällt die Erstrissbildung nicht in den ersten Nachtzyklus. Dieser wird nicht durch die schwankenden Lufttemperaturen gesteuert, sondern bedingt durch die hohen Temperaturen, durch die Abkühlgeschwindigkeit der Betonfahrbahn.
- Wie erwartet ergibt sich ein Zusammenhang zwischen Temperatur und Rissbreite. Allerdings ist die resultierende Rissbreite nicht allein von der Temperatur abhängig, sondern auch von weiteren Einflüssen aus Kriechen, Quellen und Schwinden.
- An den Seiten der Betondecke liegen durch den reduzierten Bewehrungsgrad und direkten Kontakt der Seitenflächen mit Witterungseinflüssen die größten Rissbreiten vor.
- Die maximal gemessenen Rissbreiten (nach sechs Monaten und  $\Delta T = 44 \text{ K}$ ) im Randbereich des Versuchsfeldes liegen bei 0,38 mm. Die maximal gemessenen Rissbreiten in der Mitte der Betondecke liegen bei 0,30 mm.
- Der Erstriss weist größere Rissbreiten auf als der zweite entstandene Riss. Dabei sinken bei der Entstehung des zweiten Risses die Rissbreiten des Erstrisses.
- Grundsätzlich werden die Rissbreiten über die Querschnittshöhe hin zur Bewehrung schmaler. Auf Höhe der Bewehrung sind die Rissbreiten nicht größer als 0,07 mm.
- Im jungen Beton sind die Spannungen von der Lufttemperatur entkoppelt.
- Die Nähe zum Riss führt zu deutlich erhöhten Stahlspannungen an den jeweiligen Messstellen.
- Die maximal gemessenen Stahlspannungen liegen bei fast 200 N/mm<sup>2</sup> und somit unterhalb der Streckgrenze des eingebauten Bewehrungsstahls.

Die Anforderungen an eine maximale Rissbreite von 0,5 mm und das Unterschreiten der Streckgrenze des Bewehrungsstahls wird unter den versuchstechnischen Rahmenbedingungen eingehalten.

Versuchsbedingt werden zur gezielten Platzierung der Messtechnik risssteuernde Elemente eingebaut. Im Rahmen der experimentellen Untersuchung bestätigt sich, dass der Einbau der risssteuernden Elemente nur teilweise eine rissinduzierende Funktion zeigt, da gerade im jungen Beton das teilplastische Materialverhalten einer solchen Funktion entgegenwirkt. Aus Gründen der geringen Wirksamkeit und dem sehr personalintensiven Einbau wird diese Methode der Risssteuerung für zukünftige Anwendungen nicht empfohlen.

## 4.5 Überrollversuch zur Untersuchung an Unstetigkeitsstellen

Ein wirtschaftliches Fahrbahnsystem erfordert einen möglichst kontinuierlichen Einbau der Fahrbahndecke ohne Unterbrechung, speziell bei örtlich veränderlichen Randbedingungen, wie beispielsweise Brückenbauwerken. An solchen Unstetigkeitsstellen ändert sich der Untergrund der Fahrbahn. Dies führt zu Änderungen der Lastabtragung durch geänderte Auflagerungsbedingungen.

Bisher erfolgt bei der DBB-Bauweise regulär keine Überbauung von langen Brückenbauwerken mit Beton. Stattdessen wird die DBB bisher unterbrochen, um die Brücke mit einer Asphaltdeckschicht zu überbauen. Dabei müssen Endverankerungskonstruktionen, beispielsweise in Form von bewehrten Endspornen, in den Endbereichen der Betondecke eingebaut werden, um die Längsdruckkräfte aus der Betondecke kontrolliert aufnehmen zu können, sodass diese nicht in den Brückenüberbau und die Widerlager übertragen werden [10]. Diese Endverankerungskonstruktionen sind kosten- und zeitintensiv und können durch ihre Vermeidung die Wirtschaftlichkeit der Bauweise deutlich erhöhen.

Fahrbahnaufbauten sind an Unstetigkeitsstellen bei wechselnden Auflagerungsverhältnissen einer besonderen Beanspruchung ausgesetzt. Neben der Querkraftübertragung am Riss ist auch eine mögliche Kippbewegung durch unterschiedliche Auflagersteifigkeiten im Rissbereich, verursacht seitens des Bauteils mit geringerer Steifigkeit, zu beachten. Dies bedingt unter Verkehrslast eine entsprechende zyklische Änderung der Rissbreite.

Im Rahmen des Überrollversuchs werden die Einflüsse auf die Dauerhaftigkeit einer DBB bei örtlich veränderlichen Auflagersteifigkeiten experimentell untersucht. Dabei gilt es die Rissentwicklung und die dazugehörige Stahlspannungsentwicklung der Längsbewehrung unter der Abbildung von Verkehrsbelastung und hygrischer Belastung zu untersuchen und dabei weitergehende mechanische Schädigungen, wie sekundäre und strukturelle Rissbildung, zu beachten.

Ziel ist es mittels dieser Untersuchungen eine kontinuierliche Bauweise der DBB, auch über Brückenbauwerke hinweg, im Hinblick auf eine wirtschaftliche Optimierung der Bauweise zu erreichen.

Die Versuchsdurchführung erfolgt über einen Zeitraum von drei Monaten. Dabei werden kontinuierlich digitale Prozessmessungen zur Erfassung der Stahlspannungen der Längsbewehrung und parallel dazu analoge Messreihen zur detaillierten Erfassung des

Rissbildes durchgeführt. Das Versuchsprogramm umfasst die folgenden Untersuchungen:

- statische Belastung zur Erstrissbildung
- dynamische Belastung mittels Abbildung von Verkehrsbelastung durch Überrollungen
- hygriische Belastung im Rissbereich und Untersuchung von Pumpeffekten
- Variation der Auflagerkonstruktion zur Abbildung unterschiedlicher Auflagersteifigkeiten
- Rissentstehung und Rissbreitenmessung in Abhängigkeit der äußeren Belastungen
- Stahlspannungen der Längsbewehrung im Rissbereich
- vertikale Wegänderungen des freien Versuchskörperendes.

#### 4.5.1 Versuchsaufbau

Die Versuchsdurchführung erfolgt in einem vom Prüfamts für Verkehrswegebau der TUM entwickelten Überrollprüfstand. Der Prüfstand besteht aus einem Lkw-Reifen, der an einer biegesteifen Achse befestigt ist, und aus einem beweglichen Schlitten, auf dem der Versuchskörper befestigt wird (siehe Abbildung 4-22). Die Achse kann hydraulisch vertikal bewegt werden, wodurch die geforderte Belastung aufgebracht werden kann. Durch die horizontale Bewegung des Schlittens werden die Lastwechsel auf den Versuchskörper in Form von Überrollungen aufgebracht.

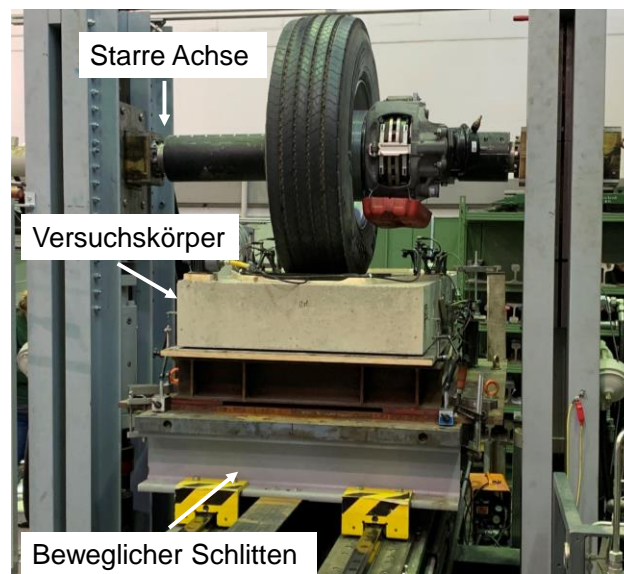


Abbildung 4-22: Eingebauter Versuchskörper im Überrollprüfstand

Der Versuchskörper ist so konzipiert, dass eine Unstetigkeitsstelle am Übergangsbereich von Brückenbauwerk auf Erdkörper nachgebildet wird. Die schematische Darstellung des Versuchskörpers im Längsschnitt kann Abbildung 4-23 entnommen werden. Der Unterbau unterhalb der bewehrten Betondecke wird unterschiedlich ausgeführt. Im Bereich des Bauwerks befindet sich ein betonierter Auflagerblock, der eine starre Auflagerung darstellt. Im Bereich des Erdkörpers befindet sich ein höhenverstellbarer Auflagerblock, der unterschiedliche Auflagerverhältnisse abbilden kann. Der Abschnitt des Bauwerks wird mit Spannpratzen fest auf dem beweglichen Maschinentisch verspannt, das andere Ende liegt frei (auskragender Bereich).

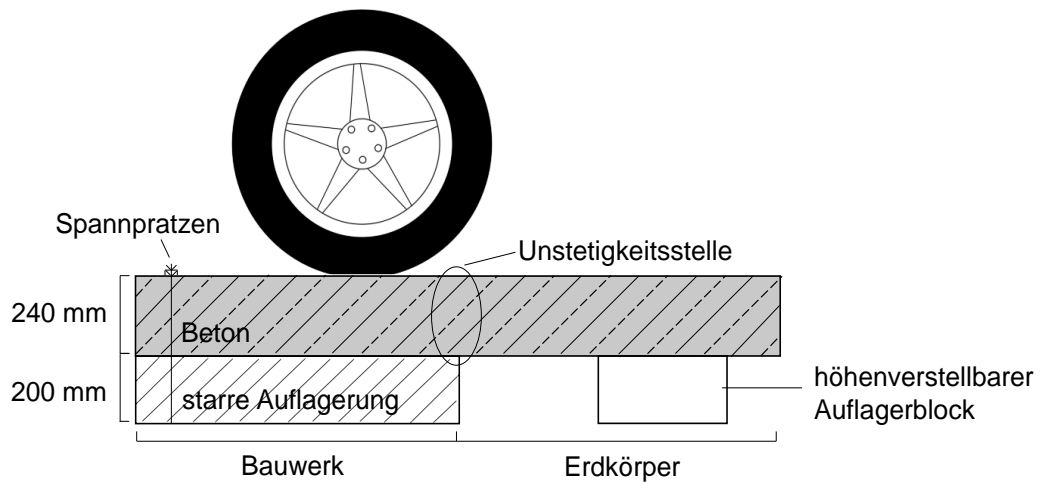


Abbildung 4-23: Schematische Darstellung des Versuchskörpers im Längsschnitt

In Anlehnung an Kapitel 2.2 wird die bewehrte Betondecke mit einer Dicke von 240 mm und den in Tabelle 4-8 genannten konstruktiven Parametern ausgeführt.

Tabelle 4-8: Konstruktionsparameter – Überrollversuch

Parameter	Ausführung
Aufbau	bewehrte Betondecke auf wechselnden Auflagerungsverhältnissen
Betondeckendicke	240 mm
Längsbewehrung	Durchmesser: 20 mm Abstand: 175 mm Bewehrungsgrad $\rho_L = 0,73 \%$ Lage: zentrisch in der Betondecke
Querbewehrung	Durchmesser: 16 mm (Obergurt des Gitterträgers) Abstand: 1000 mm Winkel: 60° (gedreht zur Fahrbahnlängsrichtung) Bewehrungsgrad $\rho_Q = 0,08 \%$

Um den ungünstigsten Fall zu untersuchen, wird im Bereich der Unstetigkeitsstelle keine Querbewehrung angeordnet. Diese wird jeweils mit einem Abstand von 0,5 m von der Versuchskörpermitte aus verlegt. Nach DIRNHOFER [17] sollte der Querbewehrungsgrad in einem Bereich zwischen 0,05 % und 0,10 % liegen. Dies wird mit der vorliegenden Anordnung der Querbewehrung eingehalten. Die Positionierung der Längs- und Querbewehrung im Versuchskörper kann Abbildung 4-24 entnommen werden.

Die Abmessungen des Versuchskörpers sind durch die Abmessungen des Prüfstands begrenzt und betragen 900 mm x 2000 mm x 44 mm (Breite x Länge x Höhe). Dieser ist in Abbildung 4-24 dargestellt.

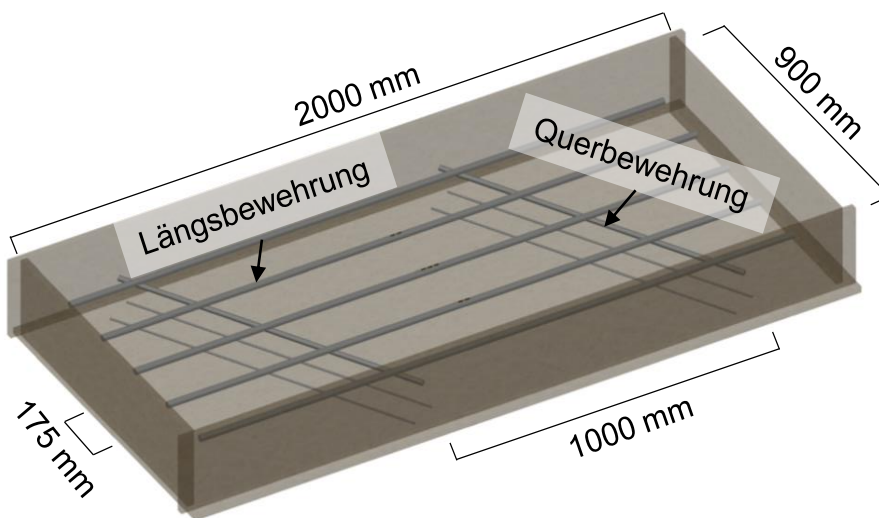


Abbildung 4-24: 3D-Visualisierung der Längs- und Querbewehrung im Versuchskörper mit Abmessungen

Die Betonage des Probekörpers erfolgte parallel mit dem Betoneinbau des Großversuchs am 19.08.2020 (siehe Kapitel 4.4). Der Einbau des Betons erfolgt händisch mithilfe von Rüttelflaschen. Im Anschluss wird auf die Oberfläche ein flüssiges Nachbehandlungsmittel aufgebracht. Die relevanten Prozesseinbauschritte können den Abbildungen in Anhang B-3 entnommen werden.

#### 4.5.2 Versuchsdurchführung

Im Rahmen der Versuchsdurchführung werden vier Belastungsphasen unterschieden. Diese beinhalten zur Erzeugung des Rissbildes im Bereich der Unstetigkeitsstelle zunächst eine statische Erstbelastung (Phase 1). Anschließend erfolgt im Rahmen eines Dauerversuchs die dynamische Belastung durch Überrollungen mit einem Lkw-Reifen (Phase 2). Zusätzlich findet eine hygri-sche Beanspruchung des Rissbereiches (Phase 3)



sowie eine Variation des Unterbaus zur Abbildung unterschiedlicher Auflagersteifigkeiten (Phase 4) statt.

#### Phase 1: Statische Erstbelastung

Der Erstriss im Übergangsbereich wird gezielt erzeugt, indem die Last mittels statischer Vorbelastung über den Lkw-Reifen erzeugt wird. Die Lasteinwirkung erfolgt im auskragenden Bereich (höhenverstellbarer Auflagerblock entfernt).

#### Phase 2: Dynamische Belastung

Der Probekörper wurde vom 07.12.2020 bis 01.03.2021 unter dynamischer Belastung mit Einzelradüberrollungen mittels einem Lkw-Reifen (Dimension 315/80 R 22.5, Reifeninnendruck 10 bar) belastet. Die Bemessung der Belastung erfolgt über den Ansatz der äquivalenten 10 t-Achslast (siehe Kapitel 2.3). Die daraus resultierende Einzelradlast beträgt 50 kN. Die Überrollungstrecke beträgt 1,3 m und die Überrollungsgeschwindigkeit liegt bei 0,16 m/s. Der Unterbau im auskragenden Bereich lässt eine vertikale Bewegung von ungefähr 7 mm zu. Im Rahmen des Versuchsprogramms werden insgesamt über 650.000 Überrollungen auf den Probekörper aufgebracht.

#### Phase 3: Hygrische Belastung

Nach ca. 400.000 Lastwechseln beginnt parallel zu Phase 2 die Phase 3. Über einen Zeitraum von zwei Wochen werden 100.000 Überrollungen unter hygrischer Belastung (stehendem Wasserfilm auf der Oberfläche im Rissbereich) aufgebracht. Insgesamt wird eine Wassermenge von über 13 l auf eine Fläche von 0,5 m<sup>2</sup> aufgebracht. Dies entspricht etwa der mittleren Niederschlagsmenge, die während der Wintermonate in München in einem zweiwöchigen Zeitraum fällt [111]. Im Anschluss wird das Wasser aufgefangen, gefiltert und die Filterproben werden analysiert.

#### Phase 4: Variation des höhenverstellbaren Auflagerblocks

Nach Abschluss der Beregnung (Phase 3) beginnt ebenfalls parallel zu Phase 2 die Phase 4. Dabei wird der Unterbau im auskragenden Bereich variiert und es werden weitere 150.000 Lastwechsel aufgebracht.

### **4.5.3 Instrumentierung der Versuche**

Während der gesamten Versuchsdurchführung finden kontinuierlich digitale und analoge Messungen statt. In Tabelle 4-9 wird die Instrumentierung der Versuche der integrierten und applizierten Messtechnik zusammenfassend dargestellt.

Tabelle 4-9: Integrierte und applizierte Messtechnik – Überrollversuch

Parameter	Messtechnik	Bezeichnung	
Rissbildanalyse	DIC, 2D- und 3D-Kamerasystem	-	
Rissbreitenmessung an Oberfläche	Setzdehnungsmesser (SDM), Digitales Mikroskop	SDM S 3-O, SDM N 3-O R O-1 – R O-7	SDM S 3-W, SDM N 3-W R W-1 – R W-7
Rissbreitenmessung über Betonquerschnitt	Digitales Mikroskop	BK 1, BK 2	
Dehnungsmessungen der Längsbewehrung, Stabober- und -unterseite	Dehnungsmessstreifen	M 1, M 2, M 3	
Vertikale Wegänderung an Ostseite	Induktive Wegaufnehmer	N-1, S-1	
Vertikale Wegänderung an Westseite	Induktive Wegaufnehmer	N-7, S-7	

Auf eine kontinuierliche messtechnische Erfassung der Temperatur wird verzichtet, da die Versuchsdurchführung in der Prüfhalle unter konstanten Temperaturbedingungen von  $20 \pm 2$  °C erfolgt.

Die Positionierung der integrierten und applizierten Messtechnik kann Abbildung 4-25 entnommen werden.

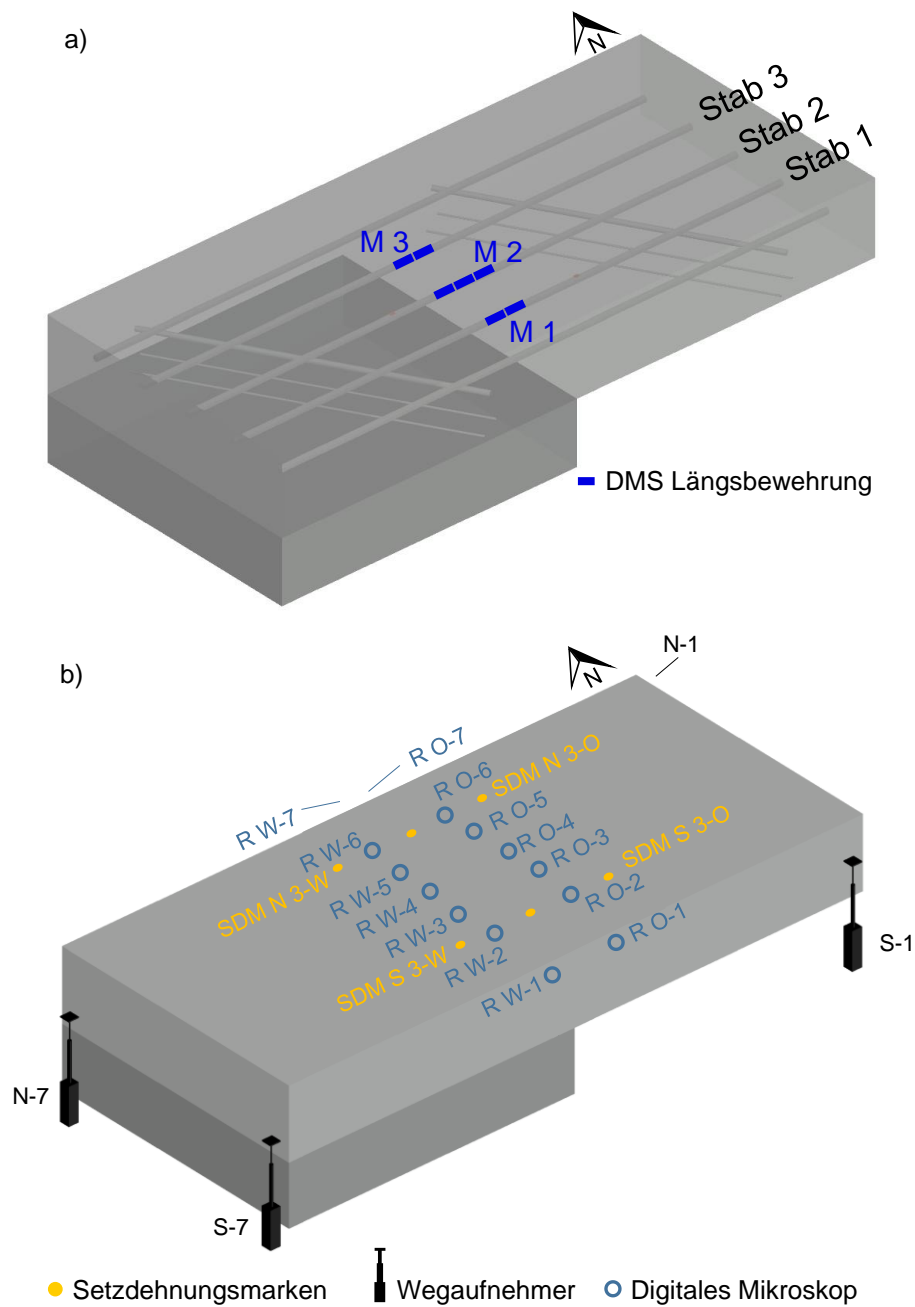


Abbildung 4-25: Darstellung der Messtechnik im Überrollversuch a) integrierte b) applizierte

### Messtechnik zum Rissmonitoring

Hinsichtlich der Analyse des Rissbildes werden die Rissfolge, der Rissabstand, die Rissbreiten an der Oberfläche sowie die Rissbreiten über den Betonquerschnitt untersucht.

Mit der DIC werden die Rissentstehung sowie die Rissbreitenänderung in Abhängigkeit der Lastwechsel gemessen. Dabei werden zwei 2D- und ein 3D-Kamerasystem

eingesetzt. Die Positionen der Kamerasysteme im Versuchsaufbau können Anhang B-4 entnommen werden.

Es werden an vier Stellen Setzdehnungsmarken angebracht, um die relative Rissbreitenänderung zu messen (SDM S 3-O, SDM N 3-O, SDM S 3-W, SDM N 3-W). In der Mitte des Versuchskörpers können keine Setzdehnungsmarken platziert werden, da dort die Fahrspur des Reifens verläuft. Zusätzlich werden ab Beginn der Phase 3 die absoluten Rissbreiten in Abhängigkeit der Lastwechselzahl mikroskopisch an der Oberseite der Betondecke erfasst. Die Messpositionen R O-1 – R O-7 und R W-1 – R W-7 können Abbildung 4-25 entnommen werden.

Am Ende des Monitoringzeitraums werden die Risse des Versuchskörpers verpresst, um die Rissbreiten über den vertikalen Betonquerschnitt zu bestimmen (siehe Kapitel 4.5.5).

#### Dehnungsanalyse im Versuchskörper

Zur Messung der Stahldehnung der Längsbewehrung erfolgt im Bereich der Unstetigkeitsstelle eine Applikation von Dehnungsmessstreifen auf den drei mittleren Längsbewehrungsstäben (Stab 1, 2, 3, siehe Abbildung 4-25). Dabei werden insgesamt sieben DMS an den Staboberseiten und sieben DMS an den Stabunterseiten angebracht. In Abbildung 4-26 ist die Bezeichnung der einzelnen DMS für die Messstellen M 1 bis M 3 dargestellt.

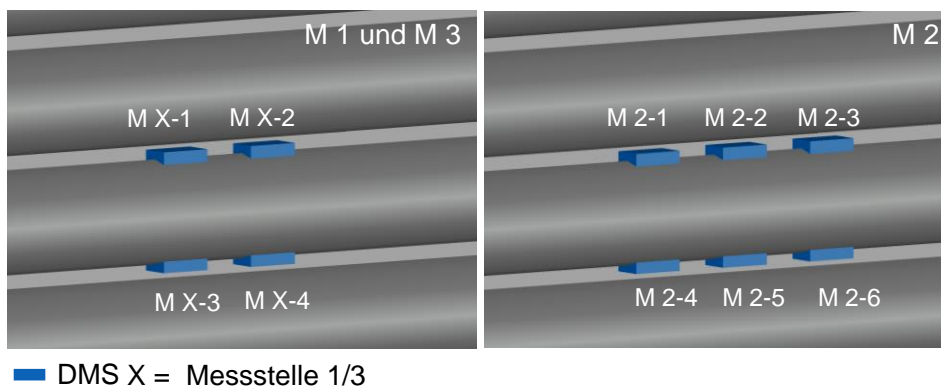


Abbildung 4-26: DMS-Anordnung auf Längsbewehrung für M 1 bis M 3 – Überrollversuch

#### Vertikale Wegänderung

Zur Analyse der Bewegung des freien Endes werden im östlichen Teil des Versuches (N-1 und S-1) sowie am westlichen Teil (N-7 und S-7) an den Ecken induktive Wegaufnehmer angebracht, die die vertikale Wegänderung messen.

#### 4.5.4 Versuchsauswertung

Zur Erläuterung der Auswertung wird die Position der Radlaststellung in Abbildung 4-27 dargestellt. Der Versuchskörper ist auf dem beweglichen Schlitten befestigt und bewegt sich horizontal unterhalb der Achse, an dem der Lkw-Reifen montiert ist. Die Überrollung der Unstetigkeitsstelle erfolgt beim Hinweg bei der Laufkoordinate  $x = 260$ . Die maximale Radlaststellung befindet sich bei der Laufkoordinate  $x = 450$ . Die blauen Pfeile zeigen die Bewegung des Schlittens ausgehend von der Startposition bis zur maximalen Radlaststellung. Auf dem Rückweg erfolgt die Überrollung der Unstetigkeitsstelle bei der Laufkoordinate  $x = 640$ . Bei der Laufkoordinate  $x = 900$  wird die Startposition wieder erreicht. Die roten Pfeile stellen die Rückwärtsbewegung der Überrollung dar.

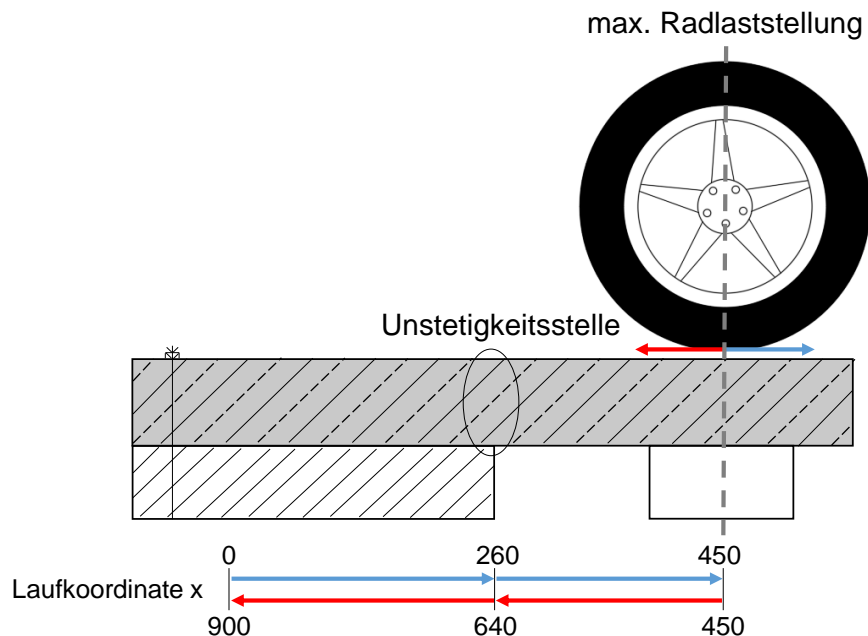


Abbildung 4-27: Darstellung Position der Radlaststellung mit Abbildung des Reifens in maximaler Radlaststellung

Die Analyse der kontinuierlich digitalen Messtechnik erfolgt ab Beginn der Phase 2 bis zu einer Lastwechselzahl von 610.000. Ab diesem Zeitpunkt ist die Messtechnik ausgefallen, wodurch eine weitere Auswertung nicht möglich war.

#### Rissbild nach Phase 1

Die Belastung für die statische Lasteinleitungskraft zur Erzeugung des Erstrisses in Phase 1 wird unter Verwendung der Finite-Elemente-Methode mit den gegebenen Abmessungen und Auflagerverhältnissen vorab numerisch mithilfe des Programms ANSYS [112] berechnet. Dabei wird als Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  des Betons der Wert 5,9 N/mm<sup>2</sup>, resultierend aus den Untersuchungen in [104] (siehe Kapitel 4.3), hinterlegt.

In Abbildung 4-28 ist das Ergebnis der numerischen Spannungsanalyse an der Oberseite der Betonplatte abgebildet. Es wird mit einem iterativen Prozess die statische Last  $F_{stat}$  ermittelt, bei der die Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  des Betons an der Prüfkörperoberseite erreicht wird. Bei einer Lasteinleitung am freien Ende mit  $F_{stat} = 59 \text{ kN}$  wird die Biegezugfestigkeit im Übergangsbereich an der Oberseite der Betondecke von  $f_{ct,fl} = 5,9 \text{ N/mm}^2$  überschritten.

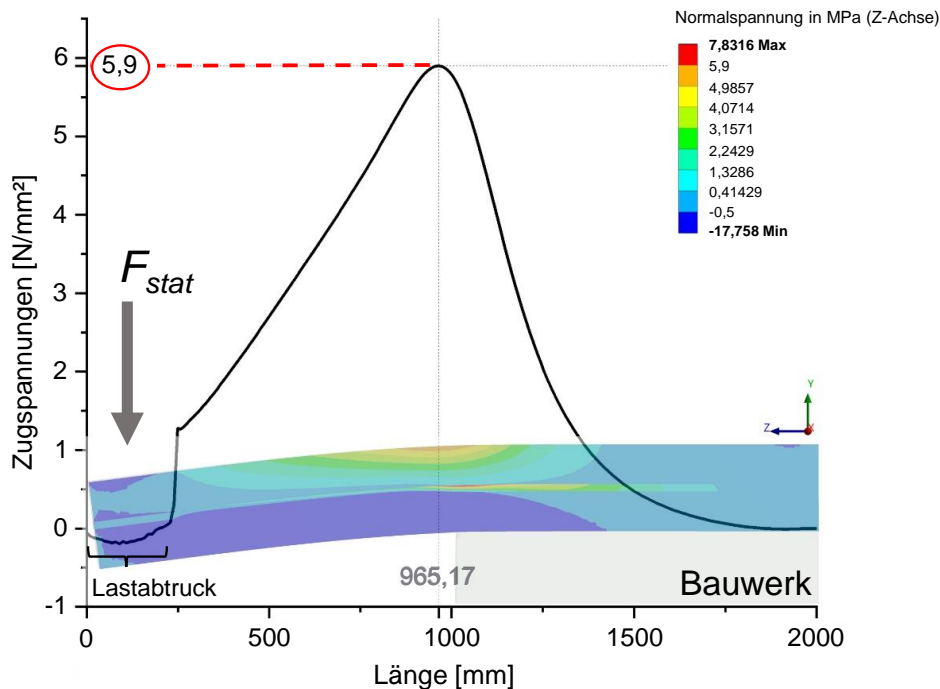


Abbildung 4-28: Numerisch ermittelter Spannungsverlauf an der Oberseite der bewehrten Betonplatte bei einer Belastung  $F_{stat} = 59 \text{ kN}$

Für das Lastniveau zum Erreichen der Erstrissbildung im Versuch wird auf die in der FE-Simulation ermittelten Belastung zurückgegriffen. Bei der Versuchsdurchführung entstehen zwei Querrisse an der Oberfläche des Prüfkörpers. Die Lage der beiden Risse deckt sich mit den Ergebnissen der FE-Simulation, bei der sich ebenfalls im Bereich der Unstetigkeitsstelle die höchsten Spannungen an der Oberseite der simulierten Betondecke einstellen (siehe Abbildung 4-28).

Mit der Methode der DIC wird die Rissentstehung bei der Erzeugung des Erstrisses im Detail analysiert. Dabei kann festgestellt werden, dass zuerst ein Riss im östlichen Bereich der Unstetigkeitsstelle, der *Riss Ost*, auftritt. Bei einer weiteren Erhöhung der Belastung tritt ein zweiter Riss im westlichen Bereich der Unstetigkeitsstelle, der *Riss West*, auf. Die Längsbewehrung sorgt für eine Übertragung der Zugkräfte in der

biegebeanspruchten Platte. Entsprechend können mehrere Risse (wie hier zwei) auftreten, die bewehrte Betonplatte verhält sich hier analog wie ein Kragträger.

Abbildung 4-29 zeigt die Auswertung der 2D-Kamera von oben (siehe Anhang B-5) während der statischen Erstbelastung. Der Zeitpunkt 1 zeigt die Entstehung des Riss Ost. Der Zeitpunkt 2 zeigt das Ende der statischen Belastung mit den entstandenen Rissen Riss Ost und Riss West. Die Auswertung der Bewegungsanalyse (x-Richtung) an der Oberfläche zeigt eine größere Rissbreite des Riss West am Ende der Phase 1.

Der Rissverlauf an der Oberfläche des Riss Ost (2D-Kamera, oben) sowie über die Höhe der Betondecke an der Seitenfläche der Nordseite (2D-Kamera, Seite) während der statischen Belastung kann Anhang B-5 entnommen werden.

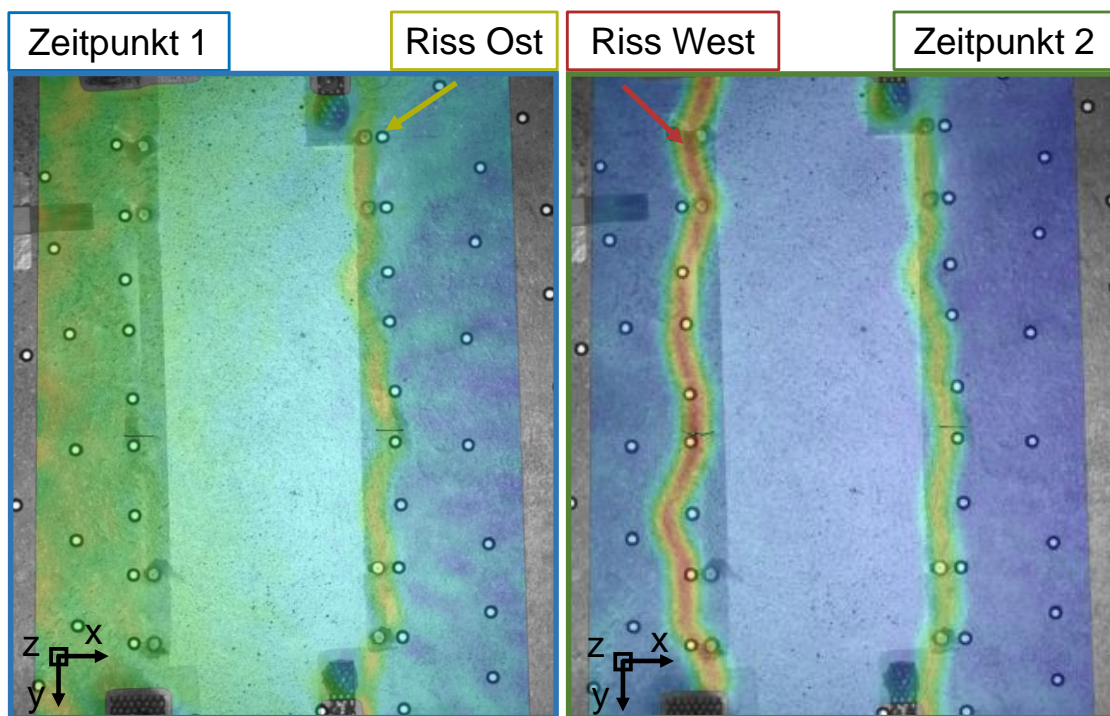


Abbildung 4-29: Auswertung des 2D-Kamerasystems von oben, Rissverlauf Riss Ost und Riss West zu zwei Belastungszeitpunkten mit DIC

Das Rissbild wird nach der statischen Erstbelastung visuell untersucht und dokumentiert. Die Risse haben sich in einem Abstand von 200 mm zueinander entwickelt und befinden sich im Bereich der Unstetigkeitsstelle. Die Abbildung 4-30 zeigt die Rissverläufe nach der statischen Erstbelastung.

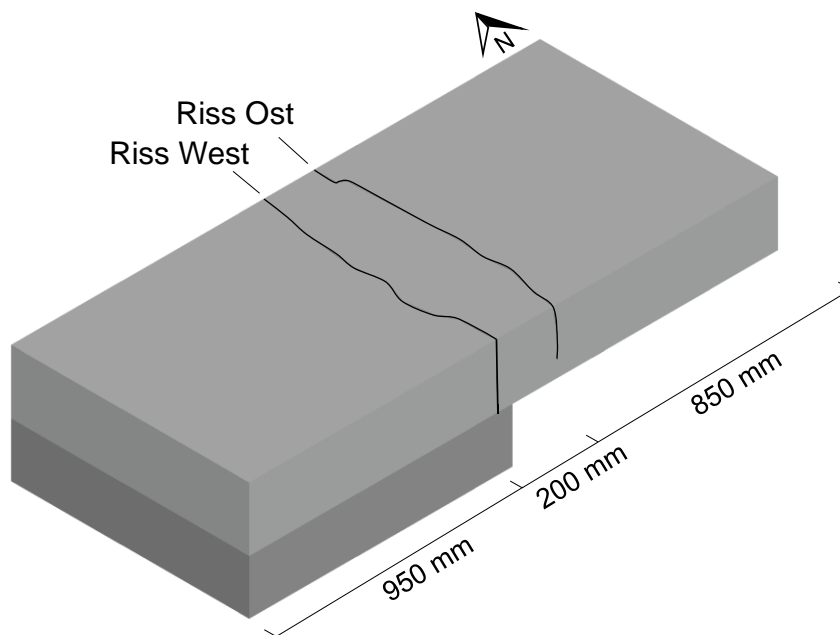


Abbildung 4-30: 3D-Visualisierung der Rissverläufe Riss Ost und Riss West

#### Rissbreitenmessung Phase 2 bis Phase 4

Für die Messung der Rissbreiten dient die Rissbreitendokumentation an der Oberfläche entlang des Rissverlaufes in Abhängigkeit der Überrollungen im unbelasteten Zustand.

Zu Beginn der dynamischen Überrollungen der Phase 2 wird die relative Rissbreitenänderung mit der Setzdehnungsmessung durchgeführt. Die Referenzmessung erfolgt nach der statischen Belastung in Phase 1. Dabei sind vor allem zu Beginn Inkonsistenzen der Rissbreite zu beobachten, welche auf die einzustellende Position des Versuchskörpers unter dynamischer Belastung zurückzuführen ist. Nach 388.700 Lastwechseln ist an der Messposition SDM S 3-W und SDM N 3-O eine relative Rissbreitenänderung von 0,1 mm und bei SDM N 3-W und SDM S 3-O von 0,05 mm aufgetreten. Nach über 650.000 Lastwechseln haben sich relative Rissbreitenänderungen von 0,16 mm bei SDM S 3-W und SDM N 3-O eingestellt. Bei SDM N 3-W und SDM S 3-O haben sich Rissöffnungsweiten von 0,13 mm eingestellt.

Die DIC Auswertung des 3D-Kamerasystems erfasst den Riss Ost sowie den Riss West an der Seitenfläche der Nordseite. Abbildung 4-31 zeigt die Auswertung die Rissatmung und Rissaufweitung über die Querschnittshöhe bei bestimmten Lastwechselzahlen zwischen 4 Lastwechseln bis zu 386.000 Lastwechseln (vor Beginn der Phase 3). Bei der jeweiligen Lastwechselzahl wird ein Überrollungszyklus abgebildet. Der Verlauf der



Bewegungsänderung innerhalb einer Messung beschreibt einen Bogen (Rissatmung). Die größte Rissöffnung tritt bei der maximalen Radlaststellung auf. Auch hier zeigen sich die Inkonsistenzen in der Bewegungsänderung zu Beginn der Phase 2, welche auf die einzustellende Position des Versuchskörpers zurückzuführen ist. Allgemein lässt sich erkennen, dass die Bewegungen am Riss Ost geringer sind als am Riss West. Außerdem lässt sich durch die Auswertung erkennen, dass die Bewegungen im oberen Bereich des Risses (Oberkante) größer sind als im unteren Bereich des Risses.

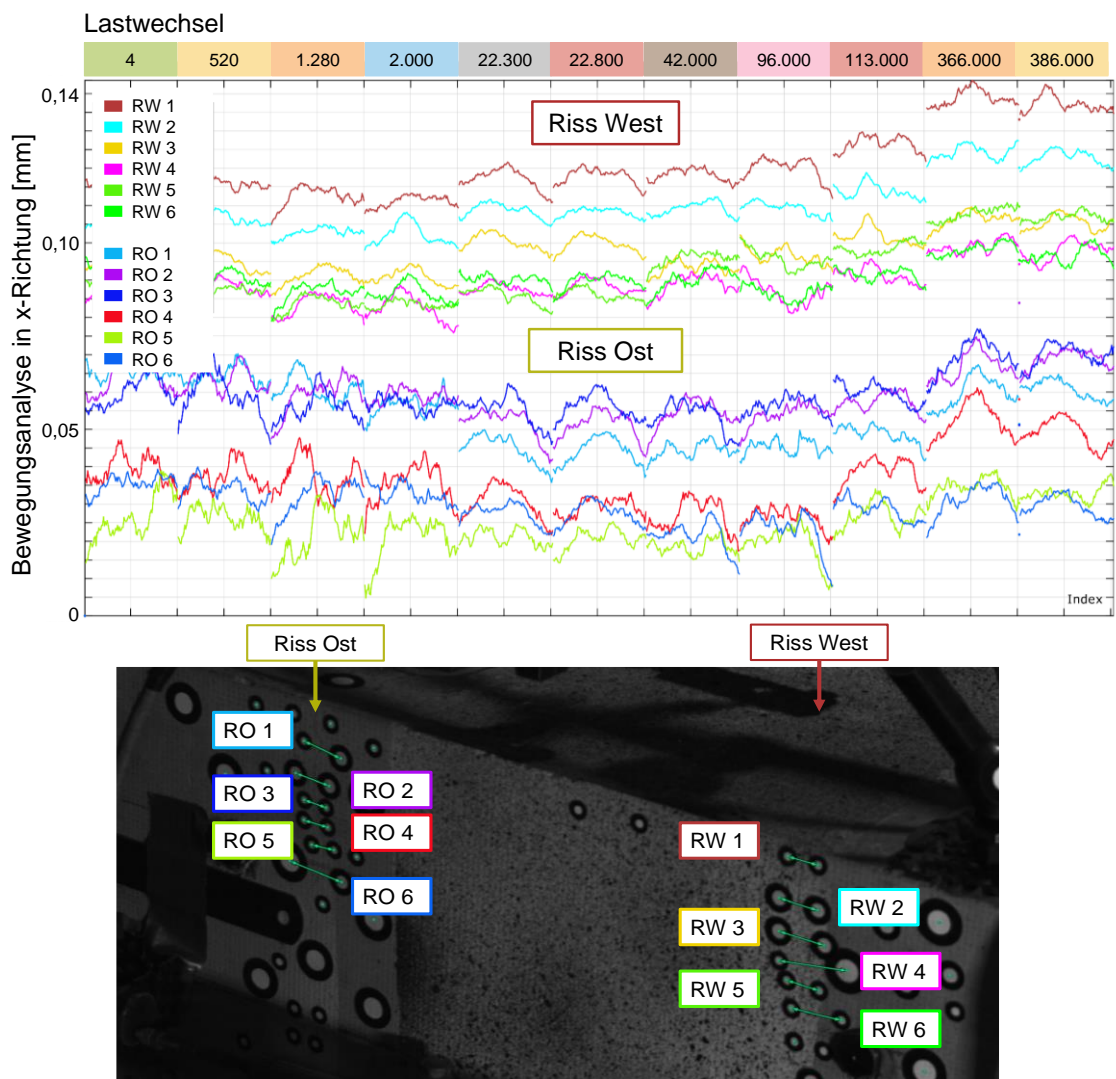


Abbildung 4-31: Auswertung der Bewegungsanalyse des 3D-Kamerasystems über die Querschnittshöhe bei unterschiedlichen Lastwechselzahlen bei Riss Ost und Riss West (oben), Darstellung der Auswertepositionen (unten), mit DIC

Vor dem Beginn der Phase 3 (Zeitpunkt hygrische Belastung  $T_B$ ) bis Ende der Phase 4 findet die Messung der absoluten Rissbreite mit dem digitalen Mikroskop statt. In Abbildung 4-32 sind die Rissbreiten des Riss Ost dargestellt. Die Untersuchungen

zeigen, dass sich die Rissbreiten unter Beregnung etwas schließen. Diese Beobachtung deckt sich mit den Erkenntnissen, dass der Riss während der Bewässerung von Gesteinsmehl ausgewaschen wird und sich so im Verlauf der Überrollungszyklen mehr schließen kann. Zusätzlich führt die Feuchtigkeit zu einem Quellen des Betons, was ebenfalls eine Verkleinerung der Rissbreite zur Folge hat. Dieser Effekt tritt hierbei verstärkt auf, da der Versuchskörper vor der Versuchsdurchführung in der Prüfhalle trocken und bei geringer Luftfeuchtigkeit gelagert wird. Innerhalb der Phase 3 sind die Rissbreiten konstant.

Mit dem Start der Phase 4 (Zeitpunkt Variation des Unterbaus  $T_u$ ) und somit dem Wegnehmen der Durchbiegungsbegrenzung im Bereich des freien Endes erhöhen sich die Rissbreiten (siehe Abbildung 4-32).

Zu Beginn weist der Riss Ost in der Rollspur des Reifens direkt mittig auf dem Versuchskörper Position R O-4 die größte Rissbreite an der Oberfläche auf. In diesem Bereich beträgt die Rissbreite 0,29 mm bei einer Lastwechselzahl von 388.700 und steigt am Ende des Versuches auf 0,34 mm bei einer Lastwechselzahl von 653.800 an. Das entspricht einer Rissbreitenvergrößerung von 15 % über eine Lastwechselzahlerhöhung von 265.100 Lastwechseln. Ab dem Zeitpunkt der Variation des Unterbaus  $T_u$  weist der Riss Ost an Position R O-1 die größte Rissbreite auf. Am Ende der Phase 4 tritt dort die maximale Rissbreite von 0,35 mm auf.

Die Rissbreite im nördlichen Bereich Position R O-7 weist eine deutlich kleinere Rissbreite als im südlichen Bereich Position R O-1 auf. Dies kann auf die nähere Lage der um  $60^\circ$  geneigten Querbewehrung am Riss zurückgeführt werden. Dabei kreuzt die Querbewehrung den Riss Ost nicht, kann aber durchaus eine bessere Einleitung der Verbundkräfte der Längsbewehrung im Rissbereich zur Folge haben. Somit reduziert die Querbewehrung die Rissbreite. In Abbildung 4-33 ist die schematische Darstellung der Überlagerung der Lage der Bewehrung sowie der beiden Rissverläufe abgebildet.

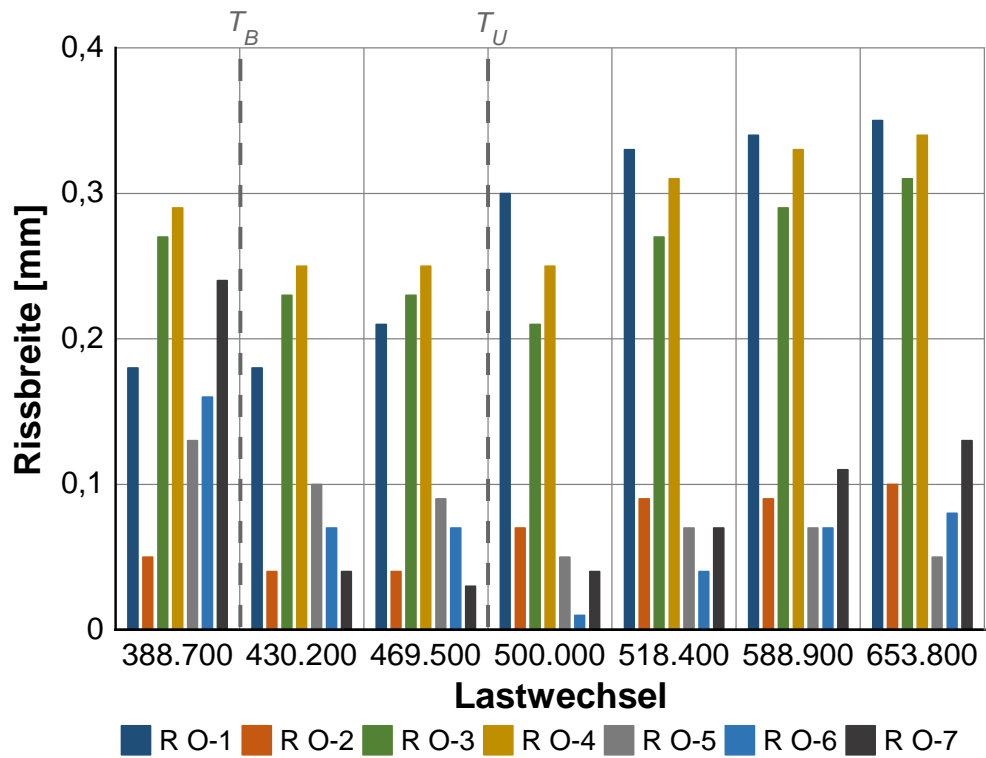


Abbildung 4-32: Absolute Rissbreiten zu unterschiedlichen Lastwechseln entlang des Riss Ost mit Angabe der Zeitpunkte der hygrische Belastung  $T_B$  und der Variation des Unterbaus  $T_U$

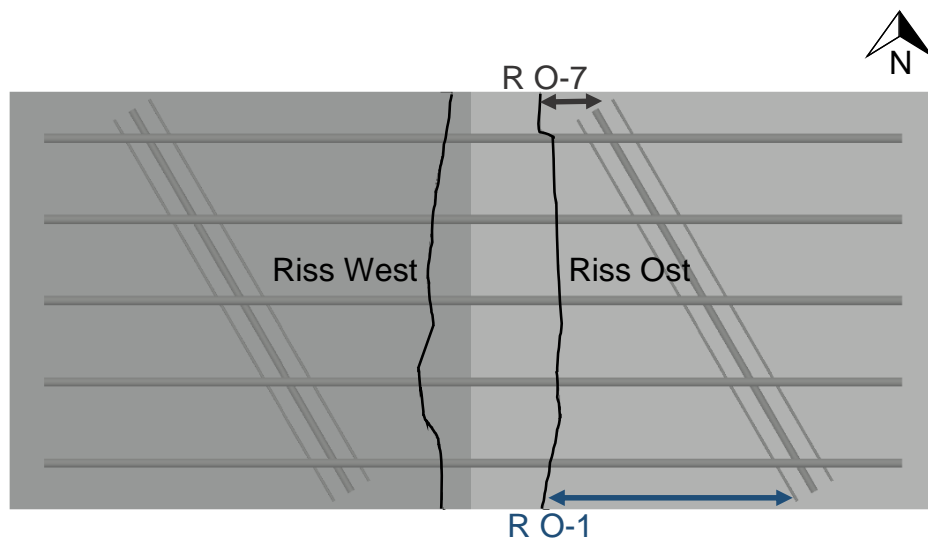


Abbildung 4-33: Schematische Darstellung der Längs- und Querbewehrung mit Überlagerung der Rissverläufe und Darstellung der Abstände der Messpositionen und der Querbewehrung

In Abbildung 4-34 sind die Rissbreiten von Riss West abgebildet. Die größten Rissbreiten treten in der Rollspur des Reifens direkt mittig auf dem Versuchskörper

Position R W-4 auf. In diesem Bereich beträgt die Rissbreite bei 388.700 Lastwechseln 0,35 mm und steigt am Ende bei 653.800 Lastwechsel auf 0,38 mm an. Das entspricht einer Rissbreitenvergrößerung von 7,9 % über eine Lastwechselzahlerhöhung von 265.100 Lastwechseln. Auch hier zeichnet sich ein Rückgang der Rissbreiten nach Start der Phase 3 zum Zeitpunkt der hygrischen Belastung  $T_B$  und ein Anstieg der Rissbreiten nach Start der Phase 4 zum Zeitpunkt der Variation des Unterbaus  $T_U$  ab.

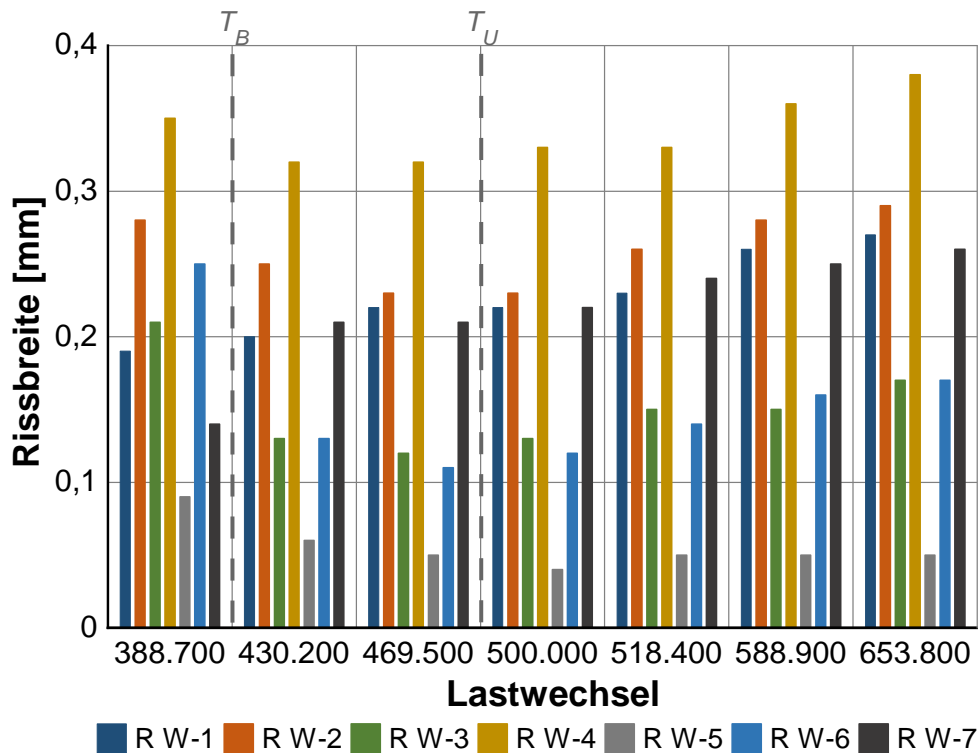


Abbildung 4-34: Absolute Rissbreiten zu unterschiedlichen Lastwechseln entlang des Riss West mit Angabe der Zeitpunkte der hygrische Belastung  $T_B$  und der Variation des Unterbaus  $T_U$

Der Riss West weist bei der mittleren Position R W-4 eine größere maximale Rissbreite von 0,38 mm auf als Riss Ost mit 0,35 mm. Da sich Riss Ost zuerst gebildet hat, kommt es bei der Entstehung des Riss West zu einer Spannungsumverteilung, sodass zusammen mit dem größeren Biegemoment an der Einspannung der Riss West eine größere Rissöffnung aufweist.

Bei der Betrachtung der beiden Risse wird ersichtlich, dass an den Seitenflächen Positionen R W/O-1 und R W/O-7 die Rissbreiten tendenziell höher sind als an den Messpunkten neben den Rollspurpositionen R W/O-3 und R W/O-5. Dies rührt aus der Tatsache des geringeren Längsbewehrungsgrades im Randbereich.

Die gemessene maximale Rissbreite beträgt 0,38 mm. Es kann somit davon ausgegangen werden, dass die Querkraftübertragung am Riss trotz der unterschiedlichen Steifigkeiten erhalten bleibt, da sich keine signifikante Vergrößerung der Rissbreiten einstellt und diese weit unter dem angestrebten Grenzwert von 0,5 mm liegen.

Die Auswertung der Rissbreite über die Betonquerschnittshöhe erfolgt in Kapitel 4.5.4.

#### Auswertung der Dehnungsmessung

Die Auswertung der kontinuierlich gemessenen Dehnungen auf der Längsbewehrung erfolgt ab Phase 2 bis zu Phase 4 mit 610.000 Lastwechseln.

In Abbildung 4-35 sind die Stahlspannungen am Stab 1 der Messposition M 1-1 zum Zeitpunkt von zehn verschiedenen Lastwechselzahlen abgebildet. Die höchsten Spannungswerte werden bei der maximalen Radlaststellung am freien Ende gemessen (größter Hebelarm). Eine stärkere Verformung des freien Endes führt zu einer erhöhten Dehnung der Bewehrungsstäbe und resultierend daraus zu einer höheren Spannung. Bis zum Beginn der Phase 3 sind die Spannungen konstant. Diese liegen bei rund 50 N/mm<sup>2</sup>, wenn der Reifen sich nicht auf dem auskragenden Arm befindet. Unter Belastung, bei maximaler Radlaststellung und somit beim größten Hebelarm, liegen die Stahlspannungen bei ca. 90 N/mm<sup>2</sup>.

In Phase 3 (Lastwechselzahlen 450.000 bis 490.000 in Abbildung 4-35) steigen die Stahlspannungen an, obwohl sich die Rissöffnungen reduziert haben. Somit ist auf einen übergeordneten Effekt des Quellens zu schließen, während das Ausspülen des Risses nur geringfügig zur Schließung beiträgt. Entsprechend kommt es nicht zu einer Reduzierung der Stahlspannung, sondern zu einer leichten kontinuierlichen Erhöhung unter der Zunahme der Lastwechsel.

In Phase 4 (Lastwechselzahlen 520.000 bis 610.000 in Abbildung 4-35) erhöhen sich die Stahlspannungen durch die zusätzliche Biegung (durch Wegnahme der Durchbiegungsbegrenzung) bzw. Rissöffnung deutlich. Die maximalen Stahlspannungen liegen bei der maximalen Radlaststellung bei 275 N/mm<sup>2</sup>.

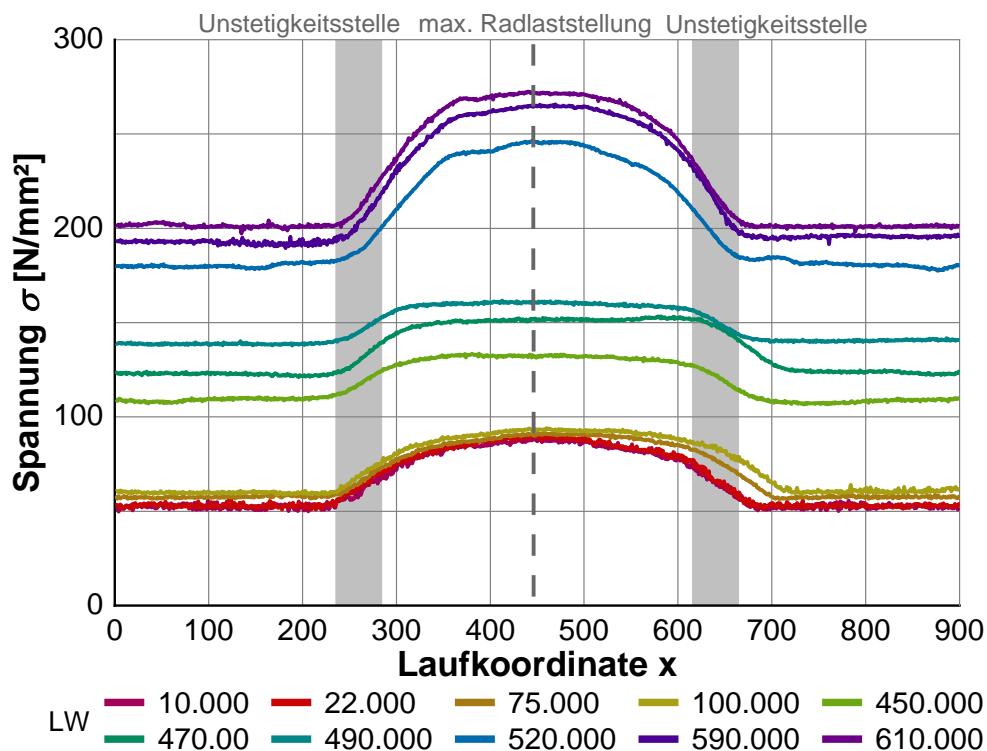


Abbildung 4-35: Stahlspannungen  $\sigma$  an der Messposition M 1-1 für ausgewählte Lastwechsel

Bei der Auswertung der Stahlspannungen an allen Messstellen zeigt sich, dass die größten Spannungen bei der Messstelle M 2 auftreten. Diese befindet sich auf dem Längsbewehrungsstab (Stab 2), der sich direkt mittig unterhalb der Fahrspur des Reifens befindet. Die maximale Stahlspannung, die gemessen wird liegt bei 475 N/mm<sup>2</sup>. Dort befinden sich ebenfalls die größten gemessenen Rissbreiten an der Betonoberfläche. Die Stahlspannungen an den Messstellen M 1 und M 3 liefern vergleichbare Spannungen. Im Anhang B-5 sind die Stahlspannungen von M 1, M 2 und M 3 für ausgewählte Lastwechsel dargestellt.

Die auftretenden Stahlspannungen sind weit unterhalb der Streckgrenze  $R_p$  des eingebauten Bewehrungsstahls (siehe Kapitel 4.3). Aus diesem Grund kann davon ausgegangen werden, dass kein Fließen der Bewehrung zu erwarten ist.

Allgemein lässt sich während der gesamten Versuchsdurchführung ein elastisches Bauteilverhalten beobachten. Es wird die rückstellende Wirkung des Bewehrungsstahls im Bereich des freien Endes deutlich.

### Auswertung der vertikalen Wegänderung des freien Endes

Die Messung der vertikalen Wegänderung erfolgt ab Phase 2 bis Phase 4 bei 610.000 Lastwechseln.

Die Auswertung der vertikalen Bewegungen im Bereich der starren Auflagerung zeigen trotz dem Anbringen von Spannpratzen Bewegungen. Somit wird kein vollständiger Verformungsstopp in vertikaler Richtung erreicht.

Die vertikale Bewegung des freien Endes wird durch Subtraktion der gemittelten vertikalen Bewegungen des freien Endes N-1 und S-1 von den gemittelten vertikalen Bewegungen N-7 und S-7 errechnet. Daraus resultiert die absolute vertikale Wegänderung im auskragenden Bereich (siehe Abbildung 4-36).

Bis zur Phase 4 weisen die Kurven, wenn der Reifen sich auf dem auskragenden Arm befindet und diesen Bereich belastet, ein Plateau auf. Die absolute vertikale Wegänderung liegt bei 2,5 mm. Die hygrische Belastung in Phase 3 (Lastwechselzahlen 450.000 bis 490.000) zeigt keine Änderung der vertikalen Wegänderung im auskragenden Bereich. Ab dem Zeitpunkt der Variation des Unterbaus in Phase 4 (Lastwechselzahlen 520.000 bis 610.000) ist ein Anstieg der vertikalen Wegänderung erkennbar. Der Kurvenverlauf zeigt nun einen steileren Verlauf mit einem Peak, da die Verformung nach unten nun nicht mehr behindert wird. Es werden maximale Werte der vertikalen Wegänderung von 4,4 mm erreicht. Zwischen der Laufkoordinate  $x = 0$  bis  $x = 130$  und von  $x = 750$  bis  $x = 850$  rollt der Reifen über den Bereich, an dem die Spannpratzen befestigt sind. Entsprechend entsteht eine Gegenbewegung (Kippen um die Achse auf Höhe der Spannpratzen). Mit steigender Lastwechselzahl schließt sich der Riss, aufgrund der fortschreitenden Schädigung der Materialien in Folge Ermüdung langsamer. Die Durchbiegung des Kragarms bei maximaler Radstellung führt zu der maximalen vertikalen Wegänderung, die sich einstellt, wenn der Reifen den Bereich des auskragenden Arms belastet.

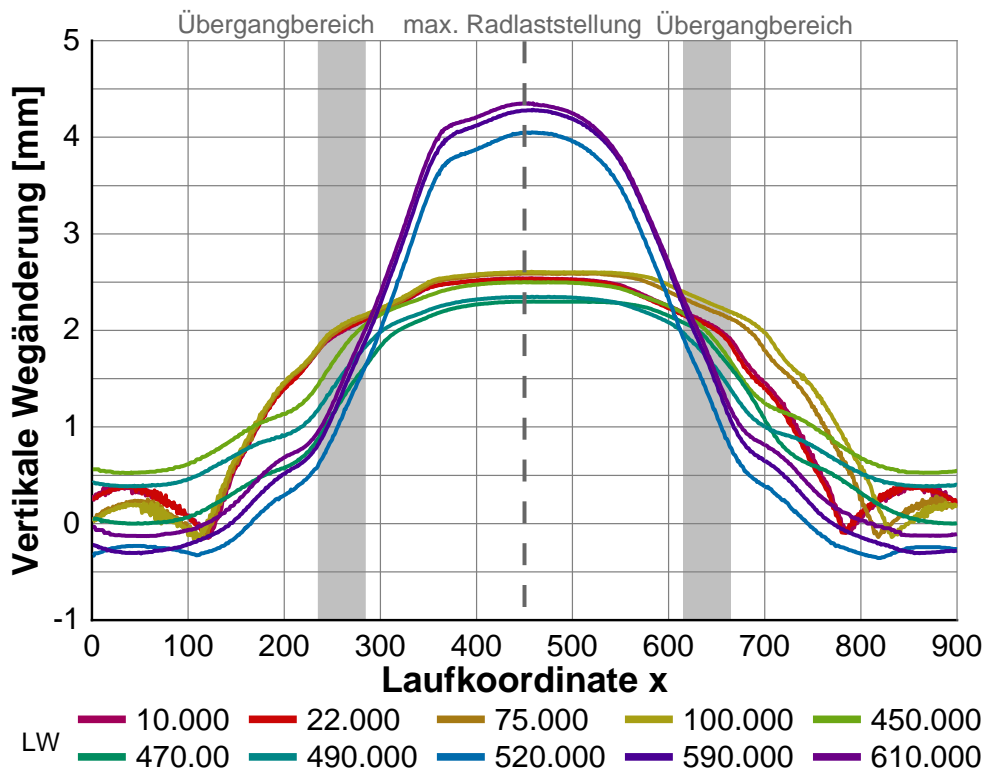


Abbildung 4-36: Vertikale Wegänderung des freien Endes für ausgewählte Lastwechsel

#### Auswertung Phase 3 (hygrische Belastung)

Während der Beregnungsperiode ist auf der Versuchsoberfläche ein konstanter Wasserfilm vorhanden. Das Wasser tritt seitlich aus den Rissen aus. Es werden keine Pumperscheinungen des eindringenden Wassers in den Riss, resultierend aus den Überrollungen, beobachtet, was auf die geringe Überrollungsgeschwindigkeit zurückgeführt werden kann.

Bei der Filterung des aufgefangenen Wassers weist die mikroskopische Materialanalyse sehr feines Gesteinsmaterial sowie Gummimaterial aus dem Reifenabrieb auf, Gesteinskörnungen werden nicht mit ausgeschwemmt. In Anhang B-6 sind Abbildungen des Probekörpers während der Beregnung sowie ein Bild des mikroskopisch untersuchten Materials dargestellt.

#### Strukturelle Schädigung im Übergangsbereich

Der Rissverlauf ist von Phase 1 bis Ende Phase 4 unverändert. Oberflächlich entstehen keine weiteren Risse, auch nicht in Form von Netzzissen. Ebenfalls treten keine Punch-Outs oder Betonabplatzungen zwischen den beiden entstandenen Rissen auf. Im Anschluss an die Versuchsdurchführung wird der Versuchskörper mehrmals vertikal in



Längsrichtung durchgeschnitten (siehe Kapitel 4.5.5). Es ist augenscheinlich keine horizontale Rissbildung in, beziehungsweise oberhalb der Bewehrungsebene, zu erkennen.

An dem Versuchskörper treten keine strukturellen Schädigungen im Übergangsbereich auf. Obwohl ein geringer Rissabstand von unter 0,6 m aus den Erfahrungen nach [10, 15, 16] erhöhte Gefahren von Betonabplatzungen oder Punch-Outs aufweist, ist dies hier nicht zu beobachten.

#### **4.5.5 Rissbreitenmessung über die Querschnittshöhe**

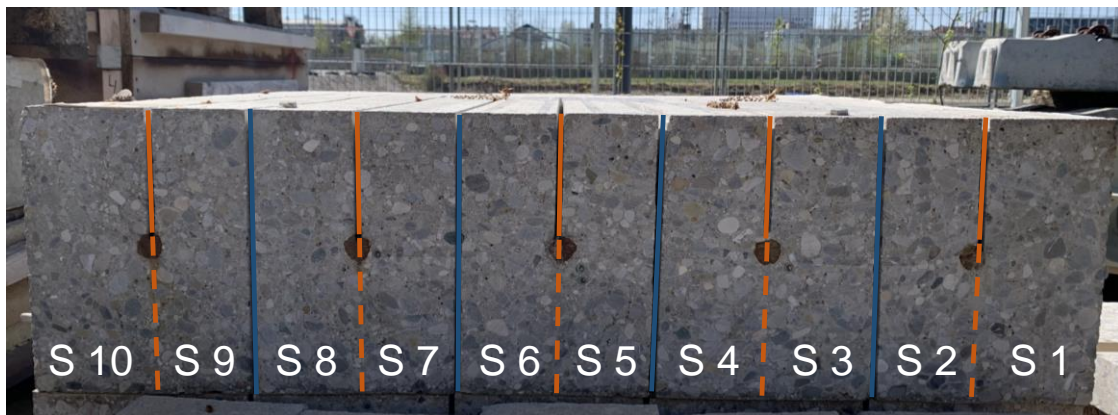
Nach Abschluss der vier Belastungsphasen werden die Rissbreiten über die vertikalen Rissverläufe entlang des Querschnitts der beiden entstandenen Risse untersucht. Ziel ist es, den Einfluss der Bewehrung auf die Rissbreite über die Querschnittshöhe zu analysieren, was im Hinblick auf die Korrosionsgefahr der Bewehrung von Bedeutung ist. Dafür werden die Risse mit einem Epoxidharz verpresst und der Probekörper wird in vertikale Segmente geschnitten, um die vertikalen Rissverläufe analysieren zu können.

##### **4.5.5.1 Versuchsdurchführung**

Zu Beginn werden die Seitenflächen und die Unterseite des Versuchskörpers verdämmt, um einen Austritt des Injektionsmaterials zu verhindern. An der Oberfläche des Betons entlang des Risses erfolgt keine Verdämmung, damit dort Luft, Wasser oder ggf. Feinteile aus dem Riss entweichen können.

Die Verpressung erfolgt im belastungsfreien Zustand bei einer Labortemperatur von 20 °C. Die Verpressung der Risse erfolgt mit der Niederdruck-Verpressmethode über vorab geklebte Packer. Dabei werden die Risse nur verfüllt und nicht aufgeweitet. Die Verpressung erfolgt mit einem niederviskosen Epoxidharz. Für die spätere Auswertung und Analyse der Rissbreite wird das Epoxidharz mit grüner Farbe eingefärbt. Das Epoxidharz wird so lange injiziert, bis das Material an der Oberfläche der nicht verspachtelten Stellen austritt.

Nach dem Aushärten des Epoxidharzes werden die verpressten Risse mit vertikalen Sägeschnitten freigelegt. Der Probekörper wird dazu in Segmente eingeteilt und neun Mal in Längsrichtung geschnitten, wobei fünf Schnitte auf Höhe der Bewehrung erfolgen und vier mittig zwischen den Bewehrungsstäben. Die Schnittlinien können Abbildung 4-37 entnommen werden. Die Nummerierung der Segmente beginnt von dem nördlichen Teil des Probekörpers aus.



- Schnittlinie auf Bewehrung
- Schnittlinie zwischen Bewehrung

Abbildung 4-37: Schnittlinien der Segmente

Die relevanten Prozessschritte, der detaillierte Schneidplan sowie ein Ausschnitt eines mit Epoxidharz verpressten Risses können Anhang B-7 entnommen werden.

#### 4.5.5.2 Versuchsauswertung

Für die Datenbeschriftungen in den Auswertediagrammen werden die folgenden Symbole definiert (siehe Tabelle 4-10).

Tabelle 4-10: Symbole zur Datenbeschriftung in den Auswertediagrammen

Schnittlinie	Riss Ost	Riss West
mittig zwischen Bewehrung	▼	▲
auf Bewehrung	▼	▲

Abbildung 4-38 zeigt die Rissbreite über die Höhe getrennt für den Riss Ost und den Riss West. Es sind die gemittelten Rissbreiten aller durchgeführten Messungen jeweils in Abhängigkeit des gesetzten Schnitts auf der Bewehrung und zwischen der Bewehrung auf derselben Höhe abgebildet. Die Lage der Bewehrung ist im Diagramm ebenfalls dargestellt. Dabei ist mit zunehmender Tiefe eine Abnahme der Rissbreite zu erkennen. An der Oberfläche beträgt die durchschnittliche Rissbreite 0,25 mm. Die Rissbreiten der Schnitte auf der Bewehrung nehmen auf Höhe der Bewehrung stark ab und liegen zwischen 0,02 mm und 0,03 mm. Im Vergleich dazu ist bei den Messungen zwischen der Bewehrung die Rissbreitenreduzierung weniger deutlich zu erkennen. Dort liegt die Rissbreite zwischen 0,05 mm und 0,07 mm. Es zeigt sich, dass die Bewehrung die Rissbreite vor allem oberhalb der Längsbewehrung reduziert.

Bis zu einer Tiefe von 19 mm ist es möglich die Rissbreite zu bestimmen. Diese liegt dort bei ungefähr 0,01 mm. Unterhalb der Bewehrungsachse ist der Riss nur an wenigen Stellen noch erkennbar. Somit zeigt sich, dass die Bewehrung zu einer Verringerung der Rissbreite führt und die Risse nicht durch die gesamte Bauteildicke verlaufen.

Im Bereich der Bewehrung wird der Riss durch Verbundrisse in der Einleitungszone verengt. Nach RÖHLING & MEICHSNER [113] beginnt bei einer vergleichbaren Untersuchung die Einschnürung der Rissbreite ebenfalls 30 mm oberhalb der Bewehrung und verschmälert sich ab der Bewehrung auf 0,04 mm.

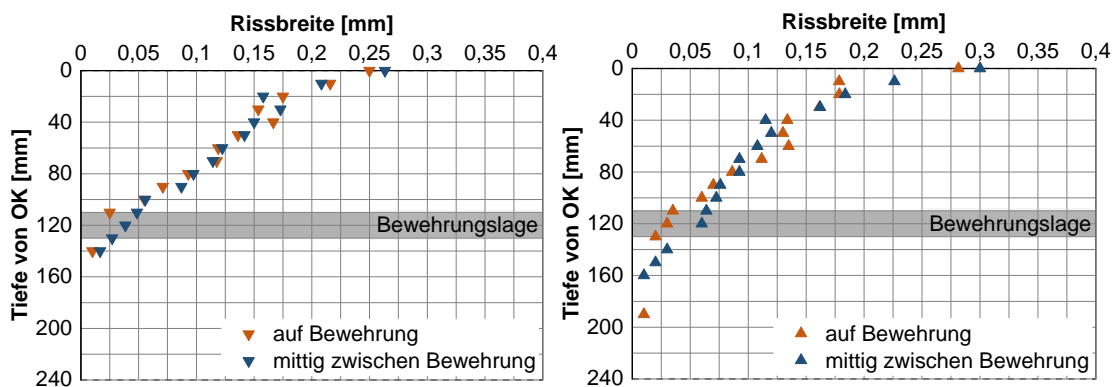


Abbildung 4-38: Gemittelte Rissbreiten über vertikalen Rissverlauf des Riss Ost (links) und des Riss West (rechts)

Bei der Auswertung der Rissbreiten an der Oberfläche hat sich gezeigt, dass die Rissbreiten unter Belastung am größten sind (siehe Kapitel 4.5.4). Wider erwartend zeigen das die Rissbreiten über die Querschnittshöhe nicht. In Abbildung 4-39 sind die Rissbreiten getrennt für den Riss Ost und West an unterschiedlichen Segmentschnitten (siehe Abbildung 4-37) abgebildet. Dort zeigt sich durch den geringeren Bewehrungsgrad, dass die Rissbreiten vor allem im Randbereich über die Querschnittshöhe größer sind. Die größeren Rissbreiten an der Oberfläche unter der Lauffläche des Reifens werden somit vermutlich durch oberflächlichen Abbruch an den Rissflanken hervorgerufen.

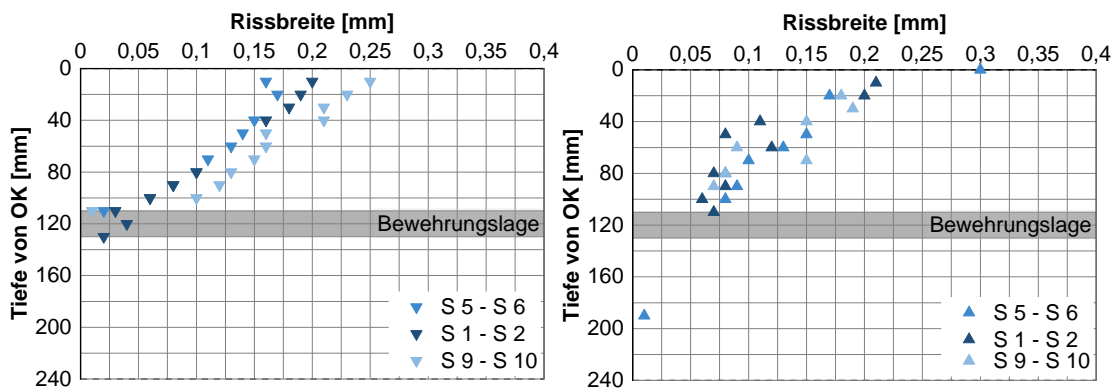


Abbildung 4-39: Rissbreiten über vertikalen Rissverlauf an unterschiedlichen Segmenten des Riss Ost (links) und des Riss West (rechts)

Im Bereich der Bewehrung sind verstärkt Rissverzweigungen aufgetreten und ein horizontaler Verlauf des Epoxidharzes ist zu erkennen. Das deutet auf Ausbruchskegel und eine damit zusammenhängende Störung des Verbundes zwischen Beton und Bewehrung in Rissnähe hin (siehe Kapitel 2.4). Dies kann durch das eingefärbte Epoxidharz verdeutlicht werden (siehe Abbildung 4-40).



Abbildung 4-40: Zone des gestörten Verbundes am Beispiel Riss Ost Segment S 7 mit eingefärbten Epoxidharz

#### 4.5.6 Zusammenfassung der Ergebnisse und Fazit

Mit dem Überrollversuch wird das Rissverhalten sowie die Spannungsentwicklung in der Längsbewehrung an Unstetigkeitsstellen von örtlich veränderlichen Auflagersteifigkeiten unter Abbildung von Verkehrsbelastung und hygrichem Einfluss untersucht. Im Laufe der Untersuchungen werden Rissverläufe und Rissbreiten analysiert sowie die Stahldehnungen der Längsbewehrung kontinuierlich aufgezeichnet. Es werden über

650.000 Lastwechsel in vier Belastungsphasen aufgebracht. Die folgenden Erkenntnisse resultieren daraus:

- Das Rissbild zeigt nach statischer Belastung zwei Risse (Ost, West), die sich an der Unstetigkeitsstelle in einem Abstand von 0,2 m eingestellt haben, wobei sich der Riss Ost im Bereich des freien Endes zuerst gebildet hat.
- Die Rissverläufe sind nach den Belastungsphasen unverändert. Es zeigen sich keine sekundären oder strukturellen Schädigungen. Durch mehrmaliges vertikales Schneiden des Versuchskörpers im Rissbereich in Längsrichtung wird ersichtlich, dass keine horizontale Rissbildung in, beziehungsweise oberhalb der Bewehrungsebene, aufgetreten ist.
- Durch die geringe Überrollgeschwindigkeit können Pumperscheinungen im Riss unter hygrischer Belastung und den daraus resultierenden Schäden bei der geringen Überrollfrequenz nicht abgebildet werden.
- Der Riss West weist größere Rissbreiten auf und die Rissbreiten sind direkt unter der Lauffläche des Reifens an der Betonoberfläche am größten.
- Ab der Phase 3 (hygrische Belastung) kommt es zu einer Reduzierung der Rissbreiten an der Oberfläche. Dies resultiert hauptsächlich aus der Feuchtigkeit die zu einem Quellen des Betons führt. Ein weiterer untergeordneter Effekt resultiert aus dem Auswaschen von Gesteinsmehl aus den Rissen. Dadurch können diese sich im Verlauf der Überrollungszyklen wieder mehr schließen.
- Dass während der Phase 3 (hygrische Belastung) ausgewaschene Material besteht aus feinem Gesteinsmaterial sowie Gummimaterial aus Reifenabrieb. Es werden keine Gesteinskörnungen ausgewaschen.
- Vor der Phase 4 (Variation des Unterbaus) liegen die maximalen Rissbreiten von 0,35 mm vor, nach der Phase 4 liegen Rissbreiten von 0,38 mm vor.
- Die Stahlspannungen sind auf dem Längsbewehrungsstab direkt unterhalb der Fahrspur des Reifens am größten und liegen bei 475 N/mm<sup>2</sup>.
- Grundsätzlich werden die Rissbreiten über die Tiefe hin zur Bewehrung geringer. Die Wirksamkeit der Bewehrung zur Rissbreitenbegrenzung wird deutlich.
- Auf Höhe der Bewehrung reduzieren sich die Rissbreiten auf 0,02 mm bis 0,03 mm.
- Im Bereich der Bewehrung treten verstärkt Rissverzweigungen auf. Dies weist auf einen gestörten Verbund in diesem Bereich hin.
- Im Randbereich des Versuchskörpers treten bei der Auswertung der Rissbreiten über die Querschnittshöhe größere Rissbreiten auf als an der Oberfläche

unterhalb der Lauffläche des Reifens. Dies ist auf den geringeren Bewehrungsgrad zurückzuführen. Die größeren Rissbreiten an der Oberfläche in der Mitte sind durch ein Ausbrechen der Rissflanken zu erklären, dies führt oberflächlich zu einer größeren Rissbreite.

- Über den Zeitraum der Versuchsdurchführung lässt sich ein elastisches Materialverhalten des Stahls erkennen. Die Risse schließen sich nach jeder Überrollung wieder annähernd bis auf die Rissbreite vor jeder Überrollung. Der auskragende Bereich geht annähernd in die ursprüngliche Position zurück.

Die maximalen Rissbreiten liegen trotz der veränderlichen Auflagersteifigkeiten deutlich unter den maximal angestrebten Rissbreiten von 0,5 mm. Die Streckgrenze des Stahls wird unter den versuchstechnischen Rahmenbedingungen nicht überschritten. Somit kann eine Rissverzahnung und eine hohe Querkraftübertragung im Riss auch in Bereichen von Unstetigkeitsstellen sichergestellt werden und klaffende Risse können vermieden werden.

Insgesamt sollten die Belastungen aus Witterung und Verkehr in weiteren Forschungen mit in die Untersuchungen integriert werden, um weitere Kenntnisse über die Rissbreitenentwicklungen zu erhalten. Außerdem sollte der Rissbreitenverlauf über die Querschnittshöhe vor allem im Hinblick auf das Eindringen von Wasser und Chlorid noch weiterführend untersucht werden.

## 5 Numerische Berechnungen zum Verformungs- und Tragverhalten

*Die numerischen Berechnungen sind im veröffentlichten Forschungsbericht des IGF-Vorhabens 20667 N [19] dokumentiert. Die Abgrenzung zu den in dieser vorliegenden wissenschaftlichen Arbeit erweiterten Untersuchungen findet sich in Kapitel 1.3.*

### 5.1 Allgemeines

Nach den theoretischen Betrachtungen zum Verhalten von DBB sowie den durchgeführten Laborversuchen und großmaßstäblichen Versuchen werden die Ergebnisse durch numerische Berechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode (FEM) erweitert und vertieft, um genauere Aufschlüsse zum Verformungs- und Tragverhalten einer DBB zu erhalten. Die FE-Simulationen werden anhand von 3D-Modellen mit der Software ANSYS in der Version 2019 R3 [112] durchgeführt.

Mit der FEM können im Gegensatz zu der herkömmlichen Spannungsberechnung nach EISENMANN [9] und WESTERGAARD [114] die Plattenabmessungen abweichend von der Modellvorstellung einer unendlich ausgedehnten Platte berücksichtigt werden. Dabei werden die sich in der DBB einstellenden Querrissabstände berücksichtigt. Außerdem kann die Kombination aus temperaturbedingter und verkehrsbedingter Fahrbahnbeanspruchung realitätsnah abgebildet werden, indem die Verkehrslast auf ein temperaturbedingt vorverformtes System aufgebracht wird. [15] Herkömmlich erfolgt die Bemessung der Betondecke durch die getrennte Betrachtung der Spannungen der Beanspruchungen (vgl. Kapitel 2.3).

Für die FE-Simulationen werden kleinmaßstäbliche Simulationsmodelle zur Kalibrierung angefertigt. Diese werden mit theoretischen Berechnungen nach EISENMANN [9, 51] und WESTERGAARD [114] sowie mit dem Programm BISAR 3.0 [115] kalibriert.

### 5.2 Ziel der numerischen Berechnungen

Ziel der Untersuchungen ist den Einfluss unterschiedlicher Belastungen, Geometrien und Randbedingungen auf die Verformungs- und Tragzustände einer DBB numerisch zu untersuchen. Dabei werden die folgenden Parameter variiert und deren Einfluss auf das Gesamtsystem untersucht:

- Variation der Betondeckendicke
- Variation der Bewehrungslage

- Variation der Temperaturbeanspruchung
- Variation der Verkehrsbeanspruchung
- Untersuchung der Belastungskombination aus Temperatur- und Verkehrsbeanspruchung
- Variation der Querschnittsgestaltung durch veränderte Ausführung der Längsfuge
- Variation der Querbewehrung
- Untersuchung von wechselnden Auflagerverhältnissen an Übergängen zu Brückenbauwerken.

Damit sollen die im folgenden zusammengefassten Fragestellungen untersucht werden:

- Führt eine Änderung der Betondeckendicke oder der Bewehrungslage, abweichend von den derzeit national angewendeten Konstruktionsparametern, zu einem Überschreiten der zulässigen Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite?
- Kann der Bewehrungsgrad, bei der Betrachtung der Längsfuge, in Querrichtung deutlich reduziert werden, beziehungsweise vollständig entfallen? Mit der damit verbundenen Optimierung der Materiallogistik kann die Wirtschaftlichkeit der Bauweise erhöht werden.
- Können Brückenbauwerke mit wechselnden Auflagerverhältnissen, mittels Anpassung des Rissbildes, mit DBB überbaut werden ohne diese zu unterbrechen? Die damit entfallenden aufwendigen Endverankerungskonstruktionen und Unterbrechungen der Bauweise kann die Wirtschaftlichkeit der Bauweise erhöhen.

### 5.3 Annahmen und Einschränkungen

Bei den numerischen Simulationen mit ANSYS sind im Rahmen der Bearbeitung der Fragestellungen Grenzen und Beschränkungen aufgetreten:

- Die Berechnungen der Verformungen und Spannungen erfolgen in der statisch-mechanischen und thermisch-stationären Analyse. Die Kräfte, die auf das Modell aufgebracht werden, sind als ruhende Lasten definiert.
- Das Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Materials befindet sich im linear-elastischen Bereich und beruht auf dem Hooke'schen Gesetz [116].
- Die Simulationen basieren auf einem abgeschlossenen Rissbild. Die Risse werden als Fugenschnitte modelliert.



- Die Berücksichtigung der Bewehrung in den Modellen führt aufgrund der benötigten Netzfeinheit und der daraus folgenden hohen Elementanzahl zu stark erhöhter Rechenzeit. Um eine bessere Vernetzungsqualität zu erhalten, werden bei den Modellen, die sowohl Längs- als auch Querbewehrung beinhalten (Kapitel 5.8), die Bewehrungsstäbe mit einer achteckigen Querschnittsfläche anstatt mit einem Kreis als Querschnittsfläche modelliert.
- Zur Abbildung einer Betonfahrbahn, die eine unendlich lange Platte abbildet, wird der in dem Modell begrenzte Abschnitt mit Randbedingungen definiert, um den Einfluss der fortlaufenden DBB am Randbereich zu simulieren.
- Die Verbundstörung zwischen Bewehrung und Beton, die sich in der Realität im Rissbereich einstellt (siehe Kapitel 2.4), wird in den Modellen nicht abgebildet. Außerhalb des simulierten Risses wird voller Verbund zwischen Bewehrung und Beton angesetzt.

## 5.4 Modellbildung

Die numerischen Berechnungen werden an 3D-Modellen durchgeführt. Grundsätzlich werden die Raumrichtungen wie folgt definiert:

- längs zur Fahrbahn: z-Richtung
- quer zur Fahrbahn: x- Richtung
- vertikale Richtung: y-Richtung.

### Geometrie

Das Modell beschreibt den Oberbau einer durchgehend bewehrten Betonfahrbahn. Der modellierte Abschnitt bildet den Regelquerschnitt RQ 31 nach RAA [117] mit einer Fahrbahnbreite von 12 m ab. Die Anordnung der Längsfuge ist mittig im Hauptfahrstreifen, begründet aus den Belangen des Arbeitsschutzes der Arbeitsstättenregel ASR A5.2 [118]. Die Längsfuge teilt die Betonplatte in einen 6500 mm und einen 5500 mm breiten Streifen. Die Geometrielänge der Modelle beträgt 3600 mm und ist in drei Abschnitte durch zwei Querrisse im Abstand von 1200 mm getrennt. Der Rissabstand basiert auf dem angestrebten mittleren Rissabstand, der auch im Rahmen der aktiven Risssteuerung angesetzt wird (vgl. [49, 74, 79] und Kapitel 4.4). In Kapitel 5.10 wird bei der Synchronisation des Rissbildes vor Brückenbauwerken von der Modelllänge und den Rissabständen abgewichen.

Der Schichtaufbau des Modells besteht aus einer Frostschuttschicht, idealisiert abgebildet mittels einer linear elastischen Bettung, einer 150 mm dicken hydraulisch

gebundenen Tragschicht (HGT), einer 50 mm dicken Asphaltzwischen­schicht (AZS) und einer 240 mm dicken Betondecke mit Quer- und Längsbewehrung. Die Modell­geometrie sowie der Schichtenaufbau sind in Abbildung 5-1 abgebildet.

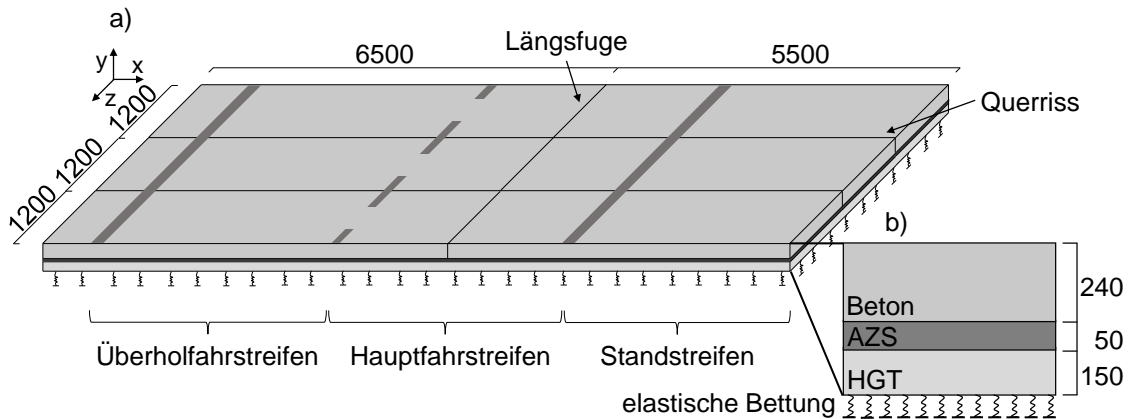


Abbildung 5-1: a) Modellgeometrie, mit Darstellung Querrisse, Längsfuge und Fahrstreifen  
b) Schichtenaufbau, Abmessungen in mm

Im Modell werden die Längs- und Querbewehrung als Stabelemente simuliert. In Anlehnung an die konstruktiven Parameter in Kapitel 2.2 werden folgende Annahmen getroffen: Die Längsbewehrung hat einen Durchmesser von 20 mm und wird in einem Abstand von 175 mm im Modell abgebildet. Die Querbewehrung hat einen Durchmesser von 16 mm und wird in einem Winkel von  $60^\circ$  gedreht zur Fahr­bahn­längsrichtung in einem Abstand von 600 mm simuliert. In Kapitel 5.9 wird bei der Untersuchung der Längsfuge unter Variation der Querbewehrung von diesen Parametern abgewichen. Das 3D-Modell mit Anordnung der Stabelemente der Längs- und Querbewehrung ist in Abbildung 5-2 abgebildet.

Die Ausbildung der Längsfuge wird in den Modellen variiert. Diese wird zum einen als nicht zusätzlich verankerte Längsscheinfuge (LSF) und zum anderen als verankerte Längspressfuge (LPF) simuliert. Die Ausbildung der Längsschein- und Längspressfuge erfolgt in Anlehnung an die ZTV Fug-StB 15 [29]. Im Falle der LSF wird bei einer DBB die Betondecke bautechnisch in voller Fahrbahn­breite eingebaut. Somit verläuft die Querbewehrung in kompletter Breite in der Betondecke. Die LSF wird hergestellt, um eine unkontrollierte Längsris­sbildung zu vermeiden. Die Querbewehrung wirkt wie eine Verankerung. Im Falle einer LPF wird bautechnisch die Betondecke einer DBB in zwei Bauabschnitten ausgeführt. Das führt dazu, dass die Querbewehrung unterbrochen ist. Aus diesem Grund werden Anker in die LPF eingelegt, um ein Auseinanderwandern der Platten zu verhindern. Die Modellierung der Anker erfolgt in Anlehnung an die

H DBB [10] mittig zwischen der Querbewehrung in einem Abstand von 693 mm mit einer Länge von 650 mm und einem Durchmesser von 20 mm. Das 3D-Modell mit Darstellung einer Längspressfuge mit Ankern ist in Abbildung 5-2 abgebildet. Die schematische Darstellung der Modellierung des Längsfugenbereichs als Längsscheinfuge und Längspressfuge kann Anhang C-1 entnommen werden.

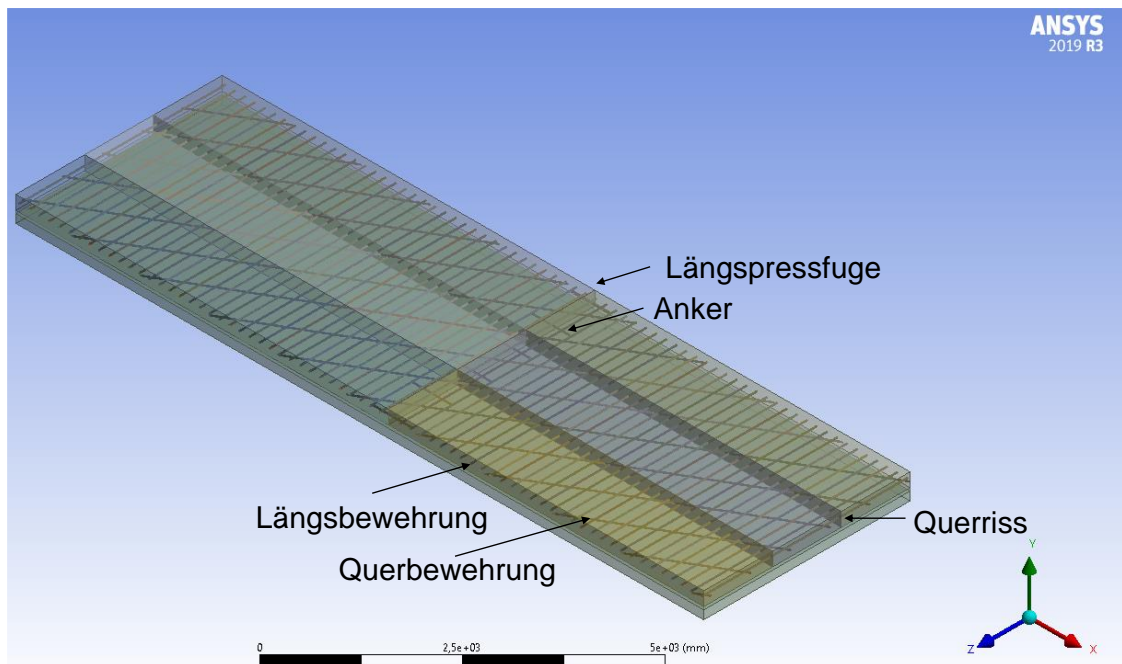


Abbildung 5-2: 3D-Modell, Abbildung der Längs- und Querbewehrung mit Längspressfuge und Anker

Die Querschnitte werden mit einem 0,5 mm breiten durchgehenden Schnitt durch die komplette Betonschicht abgebildet und trennen an dieser Stelle die Betonplatte (siehe Abbildung 5-2). In diesem Bereich ist die Vernetzung unterbrochen. Die Längs- und Querbewehrung werden durchgehend durch die Querschnitte abgebildet. Die AZS und die HGT werden als durchgehende Platte simuliert. Die schematische Darstellung der Modellierung der Querschnitte kann Anhang C-1 entnommen werden.

### Netzerstellung

Um die Rechenzeit des FE-Modells zu begrenzen, werden unterschiedliche Netzfeinheiten innerhalb des Modells gewählt. Eine sehr engmaschige Vernetzung befindet sich im Bereich der modellierten Längs- und Querbewehrung. Die Elementgrößen sind in Tabelle 5-1 aufgelistet. Als Vernetzungsmethode wird die flächenabhängige Tetraedervernetzung verwendet. Diese eignet sich, um die Geometrie der Bewehrung zu diskretisieren.

Tabelle 5-1: Übersicht der Elementgrößen

Bauteil	Elementgröße [mm]
Beton	100
AZS und HGT	200
Längs- und Querbewehrung, Anker	10

### Kontaktdefinitionen

Zwischen den Schichten der Betondecke und der AZS wird aufbauend auf den Ergebnissen der Laborversuche in Kapitel 3.3 und den Untersuchungen in [25, 89, 90] Verbund angesetzt. Im Rahmen einer Parameterstudie wird der Einfluss des Schichtenverbundes zwischen AZS und HGT untersucht. Bei der Variation zwischen *Verbund* und *kein Verbund* hat sich gezeigt, dass ein vernachlässigbar kleiner Einfluss auf die Biegezugspannungen im Beton auftritt. Zur Optimierung der Rechenzeiten wird somit zwischen diesen beiden Schichten Verbund definiert.

Zwischen der Bewehrung und dem Beton wird voller Verbund angesetzt (siehe Kapitel 2.4). Die Riss- bzw. die Fugenbreite ist im Modell so gering, dass der Kontakt der Abschnitte zueinander definiert werden muss. Es wird ein reibungsfreier Kontakt entlang der Querrisse gewählt. Es können Normalkräfte aber keine Querkräfte übertragen werden. Eine in der Praxis auftretende Rissverzahnung wird im Modell nicht berücksichtigt, somit wird der ungünstigste Fall abgebildet.

### Randbedingungen

Der Modellaufbau erfolgt nach der Modellvorstellung *Platte auf elastischer Unterlage*. Die unterliegende Frostschutzschicht wird nicht als Schicht, sondern mit einer linear elastischen Lagerung mit einem Bettungsmodul von  $0,5 \text{ N/mm}^3$  simuliert. Das Bettungsmodul wird an Modellen in Voruntersuchungen mittels Spannungsbetrachtungen und Vergleichsberechnungen nach EISENMANN [9] und WESTERGAARD [114] verifiziert.

Zur Simulation des Banketts wird die Lagerung des Modells am seitlichen Fahrbahnrand mit einer elastischen Lagerung mit einem Bettungsmodul von  $0,0001 \text{ N/mm}^3$  simuliert.

Die in Querrichtung liegenden Randbereiche des Modells werden durch die Programmoption „externe Verschiebung“ definiert, um den modelltechnischen Ansatz einer unendlichen Länge einer Fahrbahn abzubilden und den Einfluss einer weiterführenden DBB zu simulieren.

### Materialeigenschaften und technische Daten

Einige Materialdaten werden im Rahmen der Forschungstätigkeiten mithilfe der labortechnischen Prüfungen ermittelt (siehe Kapitel 3.2). Die Materialeigenschaften, die nicht im Rahmen der experimentellen Untersuchungen ermittelt werden, sind mit Kennwerten aus der Literatur ergänzt. In den FE-Simulationen kommen die Materialien Beton, Asphalt, HGT und Betonstahl zum Einsatz.

Die Materialkennwerte des Betons sind entsprechend den Anforderungen der ZTV Beton-StB 07 [26] und der TL Beton-StB 07 [27] berücksichtigt. Nach DIN EN 1992-1-1:2011-01 [40] wird bei der rechnerischen Dimensionierung für den Beton bei einem C30/37 ein E-Modul von 33.000 N/mm<sup>2</sup> verwendet. Diese Annahme wird in den Simulationen übernommen. Die Querdehnzahl von Beton schwankt im Bereich der Gebrauchstauglichkeit zwischen 0,15 und 0,25 [119]. Die in den Laboruntersuchungen (Kapitel 3.2) ermittelte mittlere Querdehnzahl am Festbeton liegt nach [81] bei 0,17 und wird in die Simulationen übernommen. Der Temperaturkoeffizient wird mit dem Wert  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  nach [120] berücksichtigt.

Um das visko-elastische Verhalten von Asphalt bei hohen und tiefen Temperaturen zu beachten, ist für die Simulationen der temperaturabhängige E-Modul der Asphaltzwischenenschicht in den Modellen hinterlegt. Die RDO Asphalt 09 [121] gibt E-Moduln für Asphalte in Abhängigkeit der Prüftemperatur nach KIEHNE [122] an. Die Querdehnzahl  $\nu$  des Asphalts ist ebenfalls temperaturabhängig und befindet sich im Wertebereich zwischen 0 und 0,5 [121]. Diese wird nach der TP Asphalt-StB Teil 26 [123] mit Gl. 5-1 berechnet:

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{[1,83034 - 0,07619 \cdot T]}} \quad \text{Gl. 5-1}$$

Der E-Modul sowie die Querdehnzahl in Abhängigkeit der Temperatur für den in den Simulationen verwendeten Temperaturbereich kann Abbildung 5-3 entnommen werden.

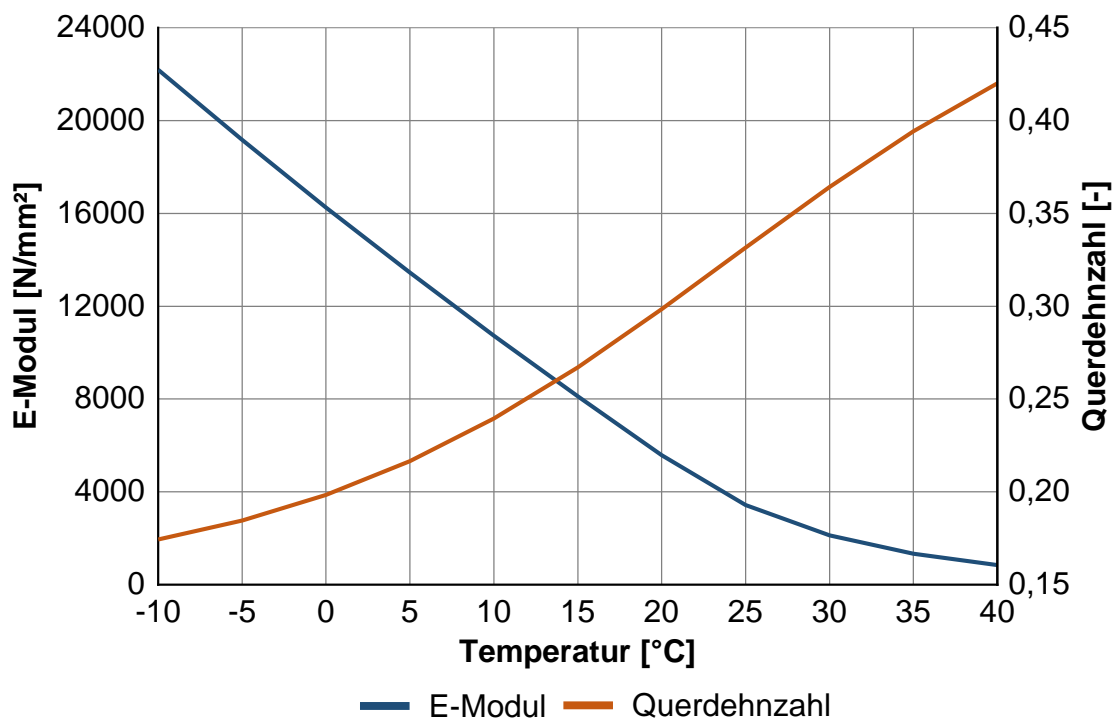


Abbildung 5-3: Temperaturabhängiger Ansatz Asphalt nach RDO Asphalt 09 [121], E-Modul nach Tabelle A 6.3 und Querdehnzahl nach Gl. 5-1

Der Temperaturkoeffizient von Asphalt ist temperaturabhängig. In einer Parameterstudie wird der Einfluss des Temperaturkoeffizienten von Asphalt auf die Spannungen im Beton untersucht. Dabei zeigt sich, dass dieser keinen Einfluss auf die Ergebnisse aufweist. Deshalb wird dieser in den folgenden Simulationen als Konstante mit  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  angesetzt.

Nach [13] wird für die HGT ein E-Modul zwischen 5.000 bis 10.000 N/mm<sup>2</sup> angesetzt. Um den gerissenen Zustand der HGT, beispielsweise durch Baustellenverkehr und Witterung, zu berücksichtigen, wird der Mittelwert der beiden oben genannten E-Moduln mit einem Wert von 7.500 N/mm<sup>2</sup> in den Simulationen angenommen. Für die Querdehnzahl der HGT wird in Anlehnung an die RDO Asphalt 09 [121] ein Wert von 0,25 angesetzt. Der Temperaturkoeffizient wird mit dem Wert  $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  nach [120] berücksichtigt.

Die Materialeigenschaften des Baustahls werden aus [40, 120] entnommen. Der E-Modul wird mit 200.000 N/mm<sup>2</sup>, die Querdehnzahl mit 0,3 und der Temperaturkoeffizient mit  $1,2 \cdot 10^{-5} \text{ 1/K}$  berücksichtigt.

Zusammenfassend werden die Materialkennwerte in Tabelle 5-2 dargestellt.

Tabelle 5-2: Übersicht der Materialkennwerte

Material	E-Modul [N/mm <sup>2</sup> ]	Querdehnzahl [/]	Temperaturkoeffizient [1/K]
Beton	33.000	0,17	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Asphalt	22.196 (-10 °C) bis 850 (+40 °C)	0,17 (-10 °C) bis 0,42 (+40 °C)	$1,0 \cdot 10^{-5}$
HGT	7.500	0,25	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Stahl	200.000	0,30	$1,2 \cdot 10^{-5}$

## 5.5 Einwirkende Belastungen

Zur Berücksichtigung des Eigengewichts wird die Erdanziehungskraft auf das Modell angesetzt. Diese wirkt mit der voreingestellten Größe von 9806,6 mm/s<sup>2</sup>.

### Temperaturbelastung

Die Berechnung der thermischen Belastung erfolgt mittels einer thermisch-mechanisch gekoppelten Berechnung. Dabei wird die Temperaturlast in der thermisch-stationären Analyse aufgebracht und die Verformung in der statisch-mechanischen Analyse berechnet.

Die Temperaturbelastung wird über einen vertikalen Temperaturgradienten  $\Delta t$  definiert (vgl. Kapitel 2.3). Dieser ist innerhalb einer Schicht konstant. Dies führt zu einem linearen Temperaturverlauf innerhalb einer Schicht. Zur Untersuchung der Temperaturbelastung werden drei Lastfälle differenziert:

- Lastfall LF 1 bildet einen Sommertag mit positivem Temperaturgradienten mit einem  $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054$  K/mm ab. An der Betonoberseite wird eine Temperatur von 40,6 °C angesetzt. Die Werte werden auf eine 240 mm dicke Betondecke aus den Messungen von WITT [109] angepasst.
- Lastfall LF 2 simuliert nach LECHNER [62] und EISENMANN & LEYKAUF [9] den maximal auftretenden positiven Temperaturgradienten im Beton mit einem  $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,09$  K/mm. An der Betonoberseite wird nach [121] eine Temperatur von 50 °C angesetzt.

- Lastfall LF 3 bildet eine Winternacht mit negativem Temperaturgradienten mit einem  $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035 \text{ K/mm}$  ab [9, 62]. An der Betonoberfläche wird nach [62] eine Temperatur von  $-10 \text{ °C}$  angesetzt.

Die vertikalen Temperaturgradienten für den kompletten Schichtenaufbau für die Lastfälle LF 1 bis LF 3 können Abbildung 5-4 entnommen werden.

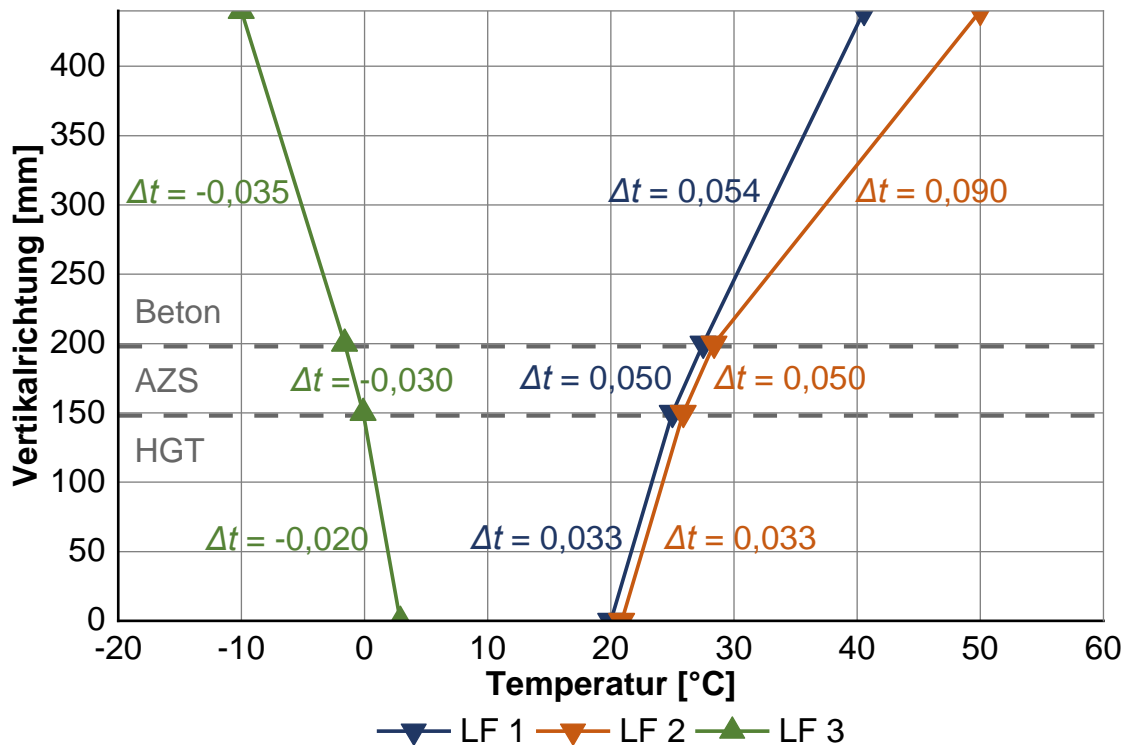


Abbildung 5-4: Vertikale Temperaturgradienten  $\Delta t$  für die Lastfälle LF 1 bis LF 3

### Verkehrsbelastung

Die Verkehrsbelastung wird in der statisch-mechanischen Analyse aufgetragen. Als Verkehrslast werden vier Einzellasten mit  $Q = 50 \text{ kN}$  aufgebracht. Die aufgebrachte Radlast entspricht der dimensionierungsrelevanten äquivalenten  $10 \text{ t}$  Bemessungsachslast (siehe Kapitel 2.3). In den Simulationsmodellen wird der Belastungsfall *Lkw auf Hauptfahrstreifen und auf Überholfahrstreifen* abgebildet. Die Lastaufbringung im Modell erfolgt durch die Definition einer geprägten Belastungsfläche mittels kreisförmiger Ersatzaufstandsfläche. Dies entspricht nach [9] bei einem Kontaktdruck von  $p = 0,7 \text{ N/mm}^2$  einem Kreishalbmesser von  $a = 150,79 \text{ mm}$  (vgl. Gl. 5-2).



$$a = \sqrt{\frac{Q}{p \cdot \pi}}$$

Gl. 5-2

Die Lage der Lasteinleitungspunkte der Einzellast sind in Abbildung 5-5 dargestellt.

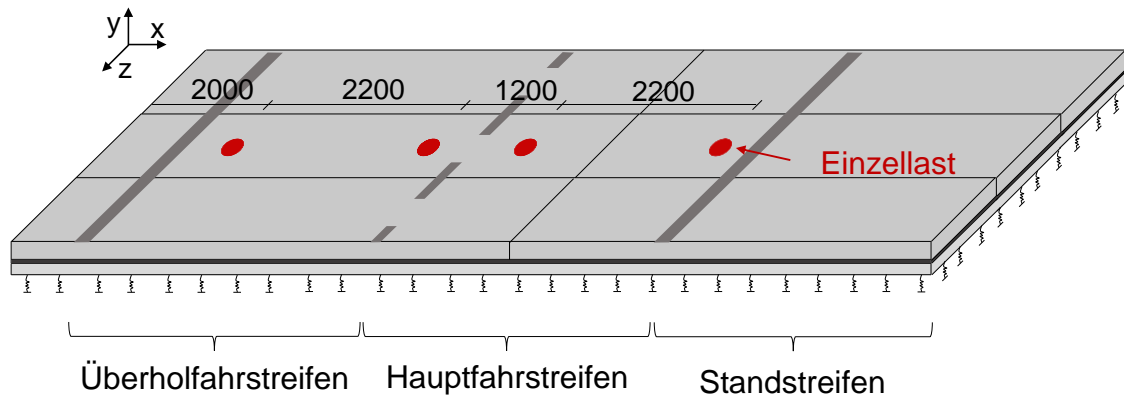


Abbildung 5-5: Lasteinleitungspunkte zur Abbildung der Einzellasten, Maße in mm

## 5.6 Abgrenzung der Simulationsreihen

Zur Untersuchung der Fragestellungen bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens werden die folgenden Simulationsreihen definiert:

- Simulationsreihe S 1: Untersuchung des Einflusses der Längsfuge und der Querrisse unter Temperaturbelastung
- Simulationsreihe S 2: Untersuchung der Betondeckendicke und der Bewehrungslage unter Temperaturbelastung
- Simulationsreihe S 3: Untersuchung der Betondeckendicke unter Temperatur- und Verkehrsbelastung
- Simulationsreihen S 4 bis S 6: Untersuchung zur Variation der Längsfuge und Querbewehrung unter Temperaturbelastung
  - S 4: Querbewehrung mit einem Winkel von 60°
  - S 5: Querbewehrung mit einem Winkel von 90°
  - S 6: keine Querbewehrung
- Simulationsreihe S 7: Untersuchung von Unstetigkeitsstellen an örtlich veränderlichen Auflagerbedingungen (Brückenbauwerken) unter Temperatur- und Verkehrsbelastung.

## 5.7 Methodik zur Auswertung des Trag- und Verformungsverhaltens

Um die zu untersuchenden Varianten zu bewerten, werden die kritischen Zugspannungen in der Betondecke als maßgebende Parameter betrachtet. Bei Betondecken, die Verbund mit der Unterlage aufweisen, werden zur Beurteilung des Tragverhaltens die Betonspannungen an der Unterseite der Betondecke als maßgebende Parameter herangezogen.

Die Betondecke wirkt als lastverteilende Platte und liegt auf einer elastischen Unterlage. Dadurch werden Betondecken auf Biegung beansprucht [97, 124]. Nach [9] muss die kumulative Belastung infolge laufender Temperaturänderung, Radlasten sowie Änderungen der Untergrundsteifigkeiten von einer Betondecke aufgenommen werden. Diese Beanspruchung muss im Rahmen der Dauerfestigkeit betrachtet werden. Die Dauer-Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl,fat}$  beschreibt die Biegezugfestigkeit, die bei mehr als 2 Mio. Lastwechseln aufgenommen werden kann, ohne dass ein Versagen auftritt. Die Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons in Abhängigkeit der Lastwechselzahl muss größer als die Summe der Spannungen aus Verkehrsbeanspruchung und aus Temperaturbeanspruchung sein. [9] Für einen Beton der Festigkeitsklasse C30/37 ergibt sich für die statische Biegezugfestigkeit  $f_{ct,fl}$  an einem Drei-Punkt-Biegeversuch nach [9] ein Wert von  $f_{ct,fl} = 5,5 - 6,5 \text{ N/mm}^2$ . Die Dauer-Biegezugfestigkeit entspricht laut Literatur [9, 125–127] 50 % bis 80 % der  $f_{ct,fl}$ . Um einen konservativen Ansatz zu verfolgen, wird eine Biegezugfestigkeit von  $f_{ct,fl} = 5,5 \text{ N/mm}^2$  angesetzt, die um 50 % reduziert wird. Daraus resultiert die in Ansatz zu bringende Dauer-Biegezugfestigkeit von  $f_{ct,fl,fat} = 2,75 \text{ N/mm}^2$ .

Zur Vergleichbarkeit und um den Einfluss der definierten Modellrandbedingungen zu minimieren, erfolgt die Auswertung in Plattenmitte des mittleren Modellabschnittes. In den Randbereichen wird nicht ausgewertet. Des Weiteren ist durch die fehlenden Netzpunkte in der Längsfuge und in den Querrissen (Simulation als Fugenschnitt) an diesen Stellen im Modell keine Auswertung möglich.

Die Auswertung erfolgt entlang vordefinierter Pfade (siehe Abbildung 5-6). Die Verschiebungen in y-Achse werden in Quer- und Längsrichtung (Pfad A, Pfad B) an der Betonunterseite ausgewertet.

Die Spannungsverläufe werden in Querrichtung (Pfad A) an der Betonunterseite, in Vertikalrichtung in y-Achse über die Querschnittshöhe in Plattenmitte (Pfad C) bei einer reinen Temperaturbelastung und unterhalb einer Einzellast (Pfad D) bei einer

zusätzlichen Verkehrslast ausgewertet. Diese Auswerteposition spiegelt den maßgebenden Fall mit maximaler Einwirkung wider.

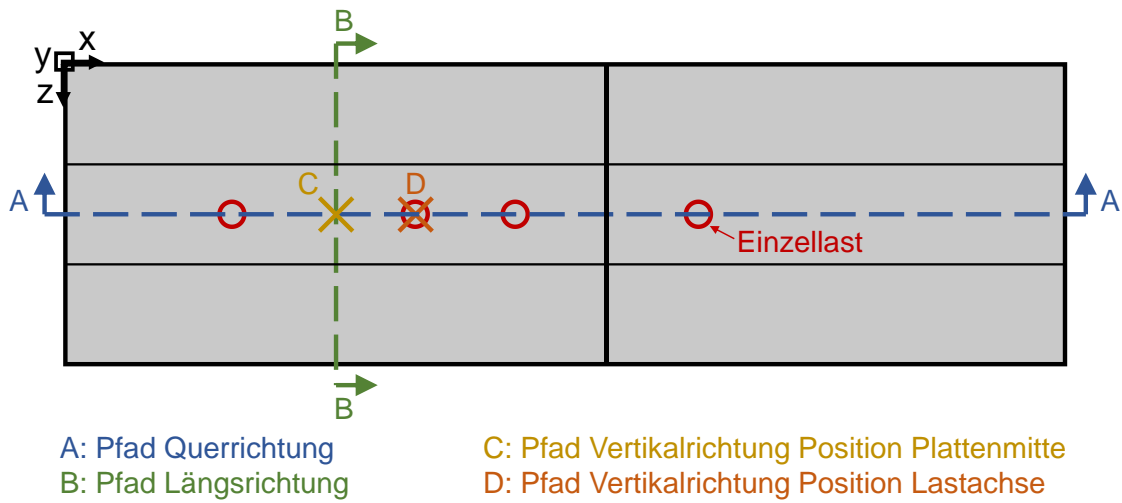


Abbildung 5-6: Auswertepfade und -position für Verformungs- und Spannungsbetrachtung in den Simulationsmodellen

Die größten Spannungen wirken quer zur Fahrtrichtung, da die thermisch induzierten Spannungen mit der Länge der Betonplatten in x-Richtung zunehmen [10]. In der folgenden Auswertung wird bei der Untersuchung des Tragverhaltens nur die Auswertung der Spannungen in x-Richtung  $\sigma_x$  durchgeführt, da dies die maßgebenden Spannungen sind.

Für die Datenbeschriftungen in den Auswertediagrammen werden die in Tabelle 5-3 definierten Symbole verwendet.

Tabelle 5-3: Symbole zur Datenbeschriftung in den Auswertediagrammen

Symbol	Erläuterung
▼	positiver $\Delta t$
▲	negativer $\Delta t$
◇	Verkehr
▼	positiver $\Delta t$ + Verkehr
▲	negativer $\Delta t$ + Verkehr

## 5.8 Untersuchung des Gesamtsystems bei Variation konstruktiver Parameter

### 5.8.1 Untersuchung der Einflüsse von Längsfuge und Querrissen – Simulationsreihe S 1

In der Simulationsreihe S 1 wird der Einfluss der Längsfuge und der Querrisse unter Temperaturbelastung des Lastfalls LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) untersucht. Die Untersuchungsvarianten können Tabelle 5-4 entnommen werden.

Tabelle 5-4: Simulationsreihe S 1 – Untersuchungsvarianten

Modell	LPF	Keine LPF
Querrisse	S 1.1	S 1.2
Keine Querrisse	S 1.3	S 1.4

### 5.8.2 Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 1

#### Verformungsverhalten

Aufgrund des positiven Temperaturgradienten bei einer Erwärmung von oben beim Lastfall LF 1 dehnt sich die Betondecke aus und wölbt sich nach oben. In Abbildung 5-7 ist die Verschiebung in y-Richtung aus dem temperaturbedingten Aufwölben des Modells S 1.1 (Querrisse und LPF) abgebildet. Die roten Bereiche zeigen die größte Verschiebung nach oben (positive y-Richtung). Die Betondecke wölbt sich um maximal 0,13 mm auf. Am seitlichen Fahrbahnrand (Bankett) werden die schneidenförmigen Auflagerungsbedingungen nach [9] an den Plattenrandbereichen ersichtlich. Die Darstellung der Verschiebung in y-Richtung der Modelle S 1.2 bis S 1.4 kann Anhang C-2 entnommen werden.

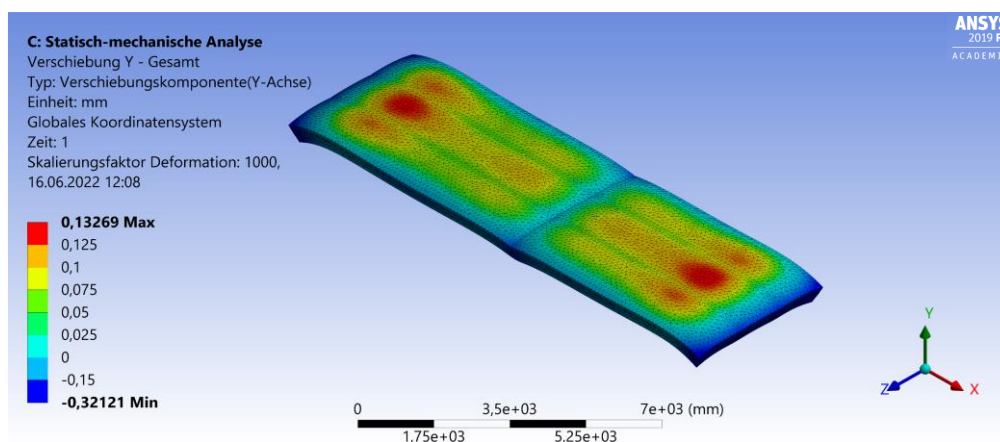


Abbildung 5-7: Verschiebung in y-Richtung, Modell S 1.1, überhöhte Darstellung

In Abbildung 5-8 und Abbildung 5-9 ist die Verschiebung in y-Richtung der vier Modelle entlang der Auswertepfade in Längs- und Querrichtung an der Betondeckenunterseite dargestellt.

Dabei zeigt sich, dass sich durch die nicht quadratische Plattengeometrie in die jeweilige Auswertungsachse (Längs- oder Querrichtung) unterschiedliche Verformungsbilder nach [9] einstellen. Die Verformungsbilder bei einer ungleichmäßigen Temperaturänderung können den Erläuterungen in Kapitel 2.3 entnommen werden.

Bei der Auswertung in Längsrichtung (siehe Abbildung 5-8) stellt sich bei den Modellen S 1.1 und S 1.2, mit kürzeren Plattenlängen von 1200 mm (entspricht Querrissabstand) das Verformungsbild  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$  ein. Auch die analytische Berechnung nach [9, 51] bestätigt bei den vorliegenden Plattenabmessungen das Verformungsbild  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$ . Die Berechnungen können Anhang C-3 entnommen werden. Bei den Modellen S 1.3 und S 1.4 sind die Plattenlängen in Längsrichtung, mit einer Länge von 3600 mm, durch die fehlenden Querrisse größer, somit zeigt sich insgesamt eine größere Aufwölbung (siehe Abbildung 5-8). Allgemein führt eine größere Plattenlänge infolge eines positiven Temperaturgradienten zu einer größeren Verformung und Aufwölbung (vgl. [9]). Bei den Modellen S 1.3 und S 1.4 tritt ebenfalls das Verformungsbild  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$  auf. Die analytischen Berechnungen bestätigen dies (siehe Anhang C-3). Allerdings resultiert aus der längeren Platte ein größeres  $l$ , dadurch bildet die Mitte der Platte keinen Bogen, sondern ein Plateau aus. Es zeigt sich gleichermaßen wie bei Untersuchungen von EISENMANN [51], dass sich mit Annäherung von  $l$  an  $l_{krit}$  die Ausbildung eines Bogens reduziert.

Direkt in den Querrissen kann, wie bereits unter Kapitel 5.7 erläutert, keine Auswertung erfolgen. Im Bereich der Querrisse kommt es zu einem Absenken der Platten aufgrund der Simulation eines Risses (Modelle S 1.1 und S 1.2). Im Bereich der Querrisse kommt es dabei zu keinem Aufliegen der Betonplatte. Ursächlich dafür sind der angenommene volle Verbund zwischen Beton und Bewehrung (vgl. Abbildung 2-10 in Kapitel 2.4). Die Bewehrung wirkt als Zugstab und somit der Verformung entgegen. Die geringen simulierten Rissbreiten der DBB gegenüber einer unbewehrten Bauweise mit Fugen tragen zur Ausbildung dieses Widerstandes bei.

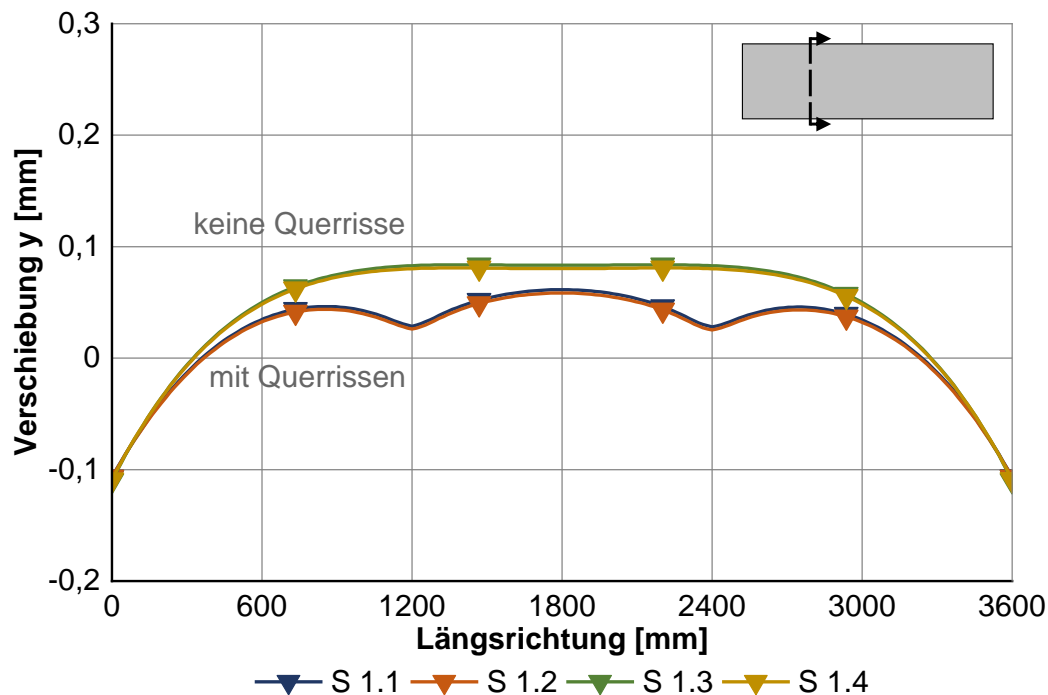


Abbildung 5-8: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 1 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

Die Auswertung in Querrichtung (siehe Abbildung 5-9) zeigt ein abweichendes Verformungsbild im Vergleich zur Auswertung in Längsrichtung. Wird die kritische Länge  $l_{krit}$  nach [9] erreicht tritt ein m-förmiger Verformungsverlauf in der Platte auf, da es in Plattenmitte zu einem Absenken der Platte kommt.

Bei den Modellen S 1.1 und S 1.3 stellt sich in Abhängigkeit der Plattenlängen von 6.500 mm und 5.500 mm das Verformungsbild  $l = l_{krit}$  ein. Auch die analytischen Berechnungen nach [9] zeigen bei einer Plattenlänge von 6500 mm und 5500 mm diese Verformungsfigur. Diese können Anhang C-3 entnommen werden. Bei den Modellen S 1.2 und S 1.4 führt die fehlende Längsfuge zu einer langen Plattenbreite von 12.000 mm, daraus resultiert das Verformungsbild  $l > 1,1 \cdot l_{krit}$ . Auch die analytischen Berechnungen nach [9] zeigen bei dieser Plattenlänge diese Verformungsfigur und können Anhang C-3 entnommen werden. Bei den oben genannten Verformungsbildern tritt durch das Eigengewicht eine Rückverformung in Plattenmitte ein.

Bei keinen der Modelle (S 1.1 bis S 1.4) kommt es zu einem Aufliegen der Platte in Plattenmitte. Dies ist bedingt durch die biaxiale Betrachtung von nicht quadratischen Platten in einem 3D-Modell. In den Simulationen überlagern sich zwei Verformungsbilder der beiden Betrachtungsachsen (Längs- und Querrichtung), die durch die längliche Plattengeometrie unterschiedliche Verformungsbilder aufweisen. Zusätzlich wirkt die

simulierte Bewehrung in den Modellen dem Aufwölben und dem Aufliegen der Platte in Plattenmitte, resultierend aus dem definierten Verbund zwischen Bewehrung und Beton, entgegen.

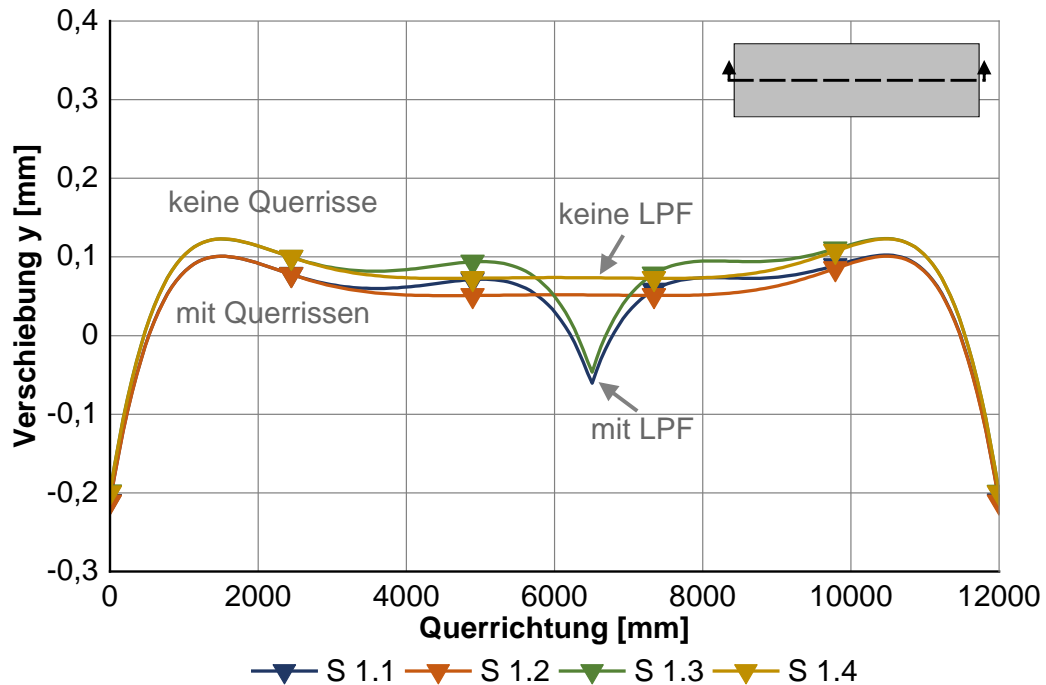


Abbildung 5-9: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 1 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

Durch das Eigengewicht und die lineare Temperaturbelastung durch den positiven Temperaturgradienten des LF 1 beträgt das maximale Aufwölben in Plattenmitte (Auswerteposition C, siehe Abbildung 5-6) bei den Modellen S 1.1 und S 1.2 etwa 0,06 mm und bei den Modellen S 1.3 und S 1.4 etwa 0,08 mm.

Beim Vergleich der Abbildung 5-8 und Abbildung 5-9 zeigen die Modelle ohne Querrisse (S 1.3 und S 1.4) allgemein eine größere Verschiebung in die positive y-Richtung. Dies resultiert daraus, dass durch die fehlenden Querrisse die Plattenlängen größer sind und daher ein größeres Aufwölben auftritt. Die Querrisse reduzieren die effektive Plattenlänge. Bei der Untersuchung des Einflusses der Längsfuge zeigt sich, dass die Längsfuge keinen signifikanten Einfluss auf Verschiebungen in y-Richtung außerhalb des Längsfugenbereichs hat.

### Tragverhalten

Dem temperaturbedingten Aufwölben wirken das Eigengewicht und die Bewehrung entgegen. Daraus resultieren in Plattenmitte Biegezugspannungen an der

Betondeckenunterseite und Biegedruckspannungen an der Betondeckenoberseite. Bedingt durch die unterschiedlichen E-Moduln der jeweiligen Materialien treten an den Schichtgrenzen Sprünge im Spannungsverlauf auf (siehe Abbildung 5-10).

Die in Vertikalrichtung über die Querschnittshöhe ausgewerteten Spannungen  $\sigma_x$  in Plattenmitte (Auswerteposition C, siehe Abbildung 5-6) sind in Abbildung 5-10 dargestellt. Auch hier zeigt die Ausführungsweise mit oder ohne LPF keine signifikanten Unterschiede. Der Einfluss der Längsfuge auf die Spannungen ist außerhalb des Längsfugenbereichs sehr gering. Bei den Modellen mit Querrissen (S 1.1 und S 1.2) treten leicht geringere Spannungen an der Betonunterseite auf als bei den Modellen ohne Querrissen (S 1.3 und S 1.4). Die Querrisse haben folglich einen positiven Einfluss auf die Spannungsverteilung.

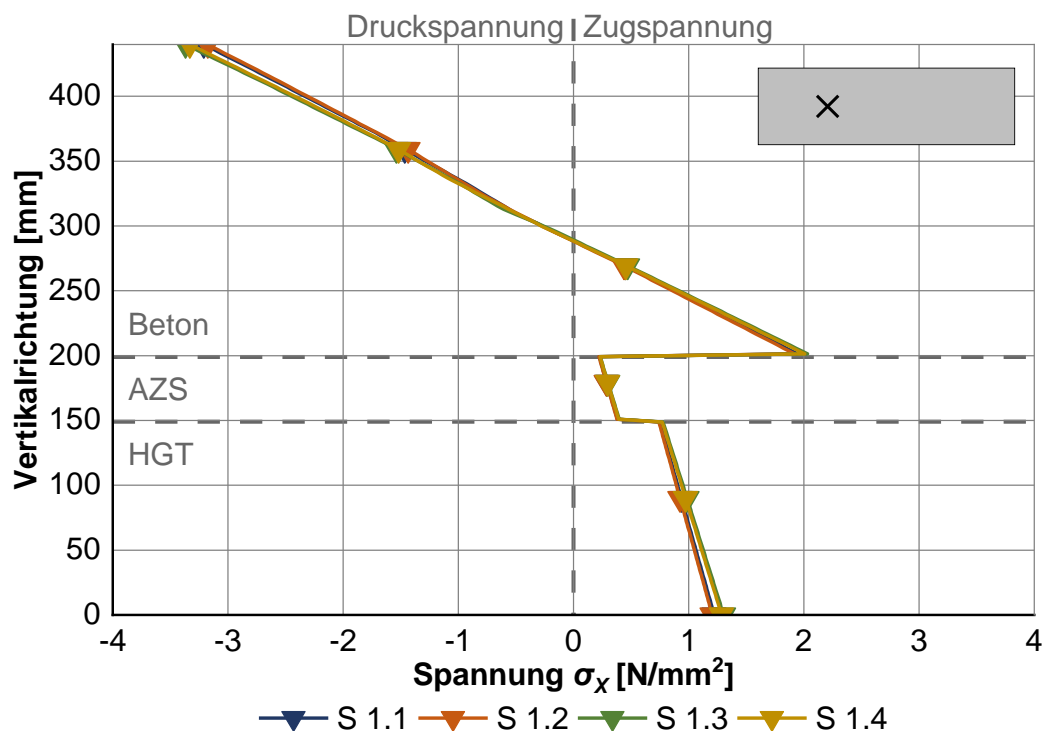


Abbildung 5-10: Spannungen  $\sigma_x$ , Modelle S 1 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte

Die Spannung  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite liegt bei der numerischen Berechnung der Modelle S 1.1 bis S 1.4 zwischen 1,94 N/mm<sup>2</sup> und 2,03 N/mm<sup>2</sup>. Die Berechnungen der Wölbspannungen bei einer Erwärmung von oben und der Berücksichtigung der schmalen Plattengeometrie ergeben eine gute Übereinstimmung. Die analytischen Berechnungen nach [9] ergeben exemplarisch für das Modell S 1.2 Wölbspannungen in x-Richtung (ungestörte Wölbspannungen) von  $\sigma_w = 2,14$  N/mm<sup>2</sup> (siehe Anhang C-3). Für die numerischen Berechnungen ergeben die Spannungen  $\sigma_x = 1,94$  N/mm<sup>2</sup>. Die



Abweichung zu den analytischen Berechnungen liegt im einstelligen Prozentbereich. Die erhöhten Spannungen bei der herkömmlichen Berechnungsmethode im Vergleich zu den FE-Ergebnissen zeigen sich auch in Untersuchungen von MEIER [15]. Die Spannungen  $\sigma_x$  der Modelle S 1.1 bis S 1.4 an der Betondeckenunterseite können Tabelle 5-5 entnommen werden.

Tabelle 5-5: Simulationsreihe S 1 – Spannungen  $\sigma_x$  an der Betonunterseite in Plattenmitte

Modell	Beschreibung	Spannungen $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S 1.1	LPF, Querrisse	1,95
S 1.2	keine LPF, Querrisse	1,94
S 1.3	LPF, keine Querrisse	2,03
S 1.4	keine LPF, keine Querrisse	2,01

### 5.8.3 Untersuchung des Einflusses der Betondeckendicke und Längsbewehrungslage – Simulationsreihe S 2

In Simulationsreihe S 2 wird der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten unter dem Temperaturlastfall LF 1 bis LF 3 bei Variation der Betondeckendicke und Längsbewehrungslage untersucht. Die Untersuchungsvarianten können Tabelle 5-6 entnommen werden.

Tabelle 5-6: Simulationsreihe S 2 – Untersuchungsvarianten

Modell	Bewehrungslage <sup>1)</sup>	Betondeckendicke [mm]	Belastung
S 2.1.1 <sup>2)</sup>	z	240	LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054$ K/mm)
S 2.1.2	t		
S 2.1.3	h		
S 2.2.1	z	260	
S 2.2.2	t		
S 2.2.3	h		
S 2.3.1	z	240	LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035$ K/mm)
S 2.3.2	t		
S 2.3.3	h		
S 2.4.1	z	260	
S 2.4.2	t		
S 2.4.3	h		
S 2.5	z	240	LF 2 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,09$ K/mm)

<sup>1)</sup>z = zentrisch in Betondecke, t = 20 mm tiefer als m, h = 20 mm höher als m  
<sup>2)</sup>entspricht Modell S 1.1 aus der Simulationsreihe S 1 (siehe Kapitel 5.8.1)

## 5.8.4 Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 2

### Verformungsverhalten

Bei den numerischen Berechnungen zeigt sich, dass die Variation der Betondeckendicken zwischen 240 mm und 260 mm keine signifikanten Abweichungen in den Ergebnissen des Verformungsverhaltens aufweist. Aus diesem Grund erfolgt die Verformungsbetrachtung nur für die Modelle mit einer Betondeckdicke von 240 mm.

In Abbildung 5-11 und Abbildung 5-12 ist die Verschiebung in y-Richtung in Längs- und Querrichtung dargestellt. Die Plattengeometrie der Modelle der Simulationsreihe S 2 entspricht dem Modell S 1.1. Die analytischen Berechnungen der Verformungsbilder kann Anhang C-3 entnommen werden.

Die Verformungsbilder stellen sich wie bei den Untersuchungen der Simulationsreihe S 1 (siehe Kapitel 5.8.3) ein. Auch hier zeigt der biaxiale Verformungszustand eine Überlagerung von zwei Verformungsbildern, resultierend aus der länglichen Plattengeometrie (nicht quadratische Platte).

Bei den Lastfällen LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) und LF 2 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,09 \text{ K/mm}$ ) wölbt sich die Betondecke, resultierend aus dem positiven Temperaturgradienten, auf. Der extreme Temperaturgradient von Lastfall LF 2 führt zu einer größeren Aufwölbung. Dies zeigen auch Untersuchungen von LECHNER [62]. Die maximalen Verschiebungen in positiver y-Richtung in Plattenmitte liegen beim Lastfall LF 1 bei Modell S 2.1.3 bei 0,07 mm und beim Lastfall LF 2 bei Modell S 2.5 bei 0,12 mm.

Beim Lastfall LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035 \text{ K/mm}$ ) tritt ein Aufschüsseln im Bereich der Plattenränder, resultierend aus dem negativen Temperaturgradienten, auf. Die maximale Verschiebung in negativer y-Richtung (Einsenkung) in Plattenmitte beträgt bei Modell S 2.3.3 0,13 mm. Diese Einsenkungen resultieren u.a. aus dem Eigengewicht und entspricht dem Verformungsbild aus [9, 51].

Die Variation der Höhenlage der simulierten Längsbewehrung zeigt nur einen geringen Einfluss. Dieser wird vor allem im Bereich der Querrisse deutlich, in welchem die Kurvenverläufe voneinander abweichen. Zur Plattenmitte hin wird der Einfluss der Längsbewehrung geringer (siehe Abbildung 5-11). Dabei zeigt sich, dass bei einem positiven Temperaturgradienten, bei den Modellen mit einer tieferen Lage der Bewehrung, ein leicht verringertes Wölben im Vergleich zu den Modellen mit höherer Lage der Bewehrung zu beobachten ist. Bei einem negativen Temperaturgradienten ist bei der tiefen Bewehrungslage ein etwas geringeres Einsenken zu beobachten.

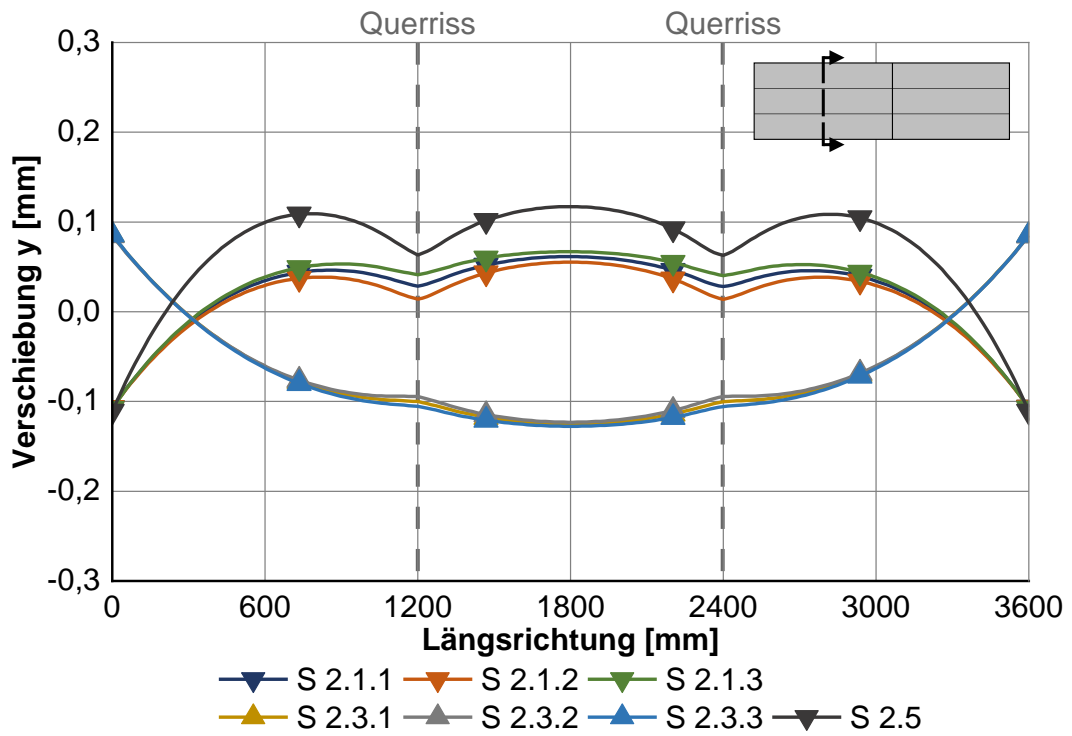


Abbildung 5-11: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

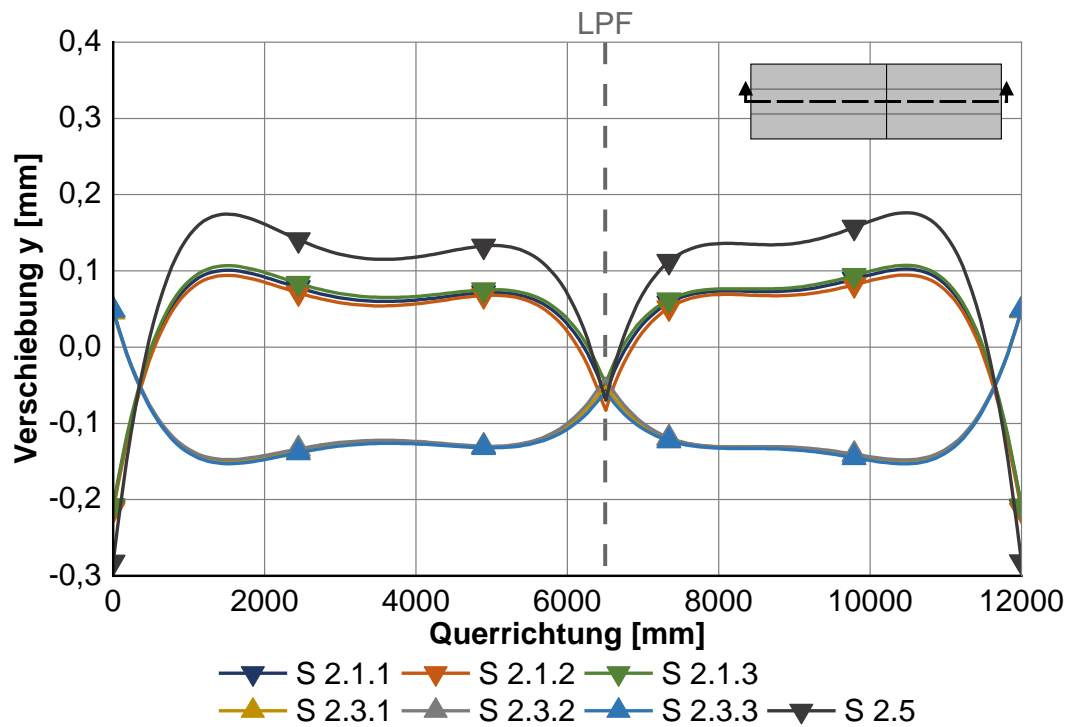


Abbildung 5-12: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

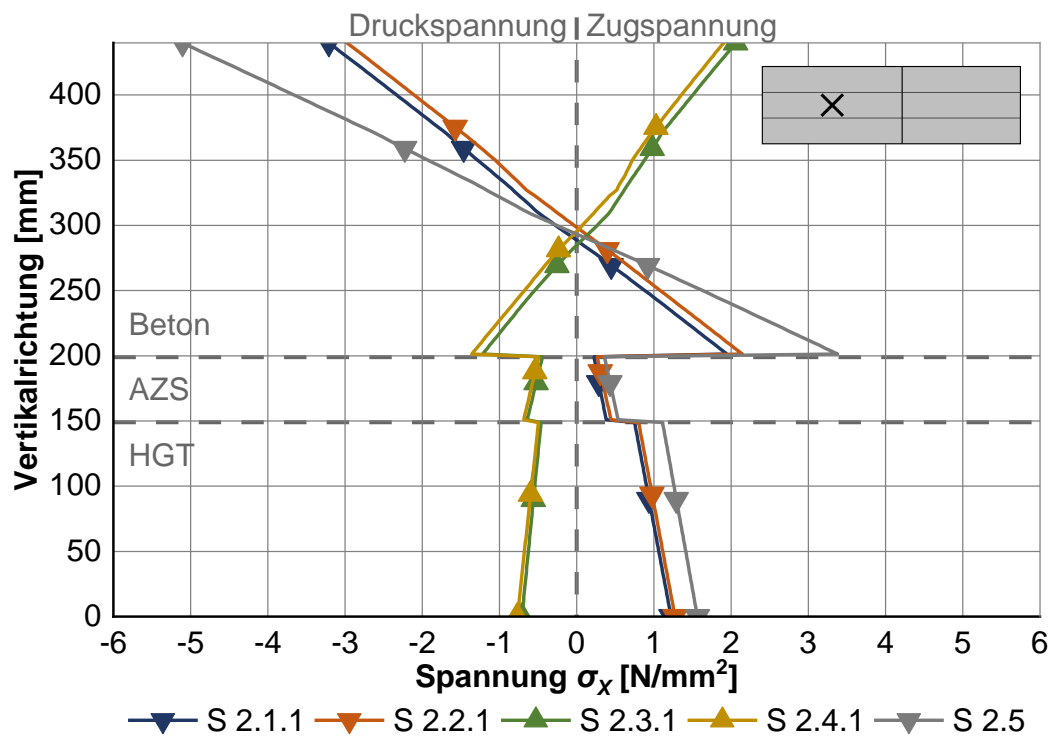
### Tragverhalten

Bei den positiven Temperaturgradienten von Lastfall LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) und LF 2 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,09 \text{ K/mm}$ ) treten Druckspannungen an der Betondeckenoberseite und Zugspannungen an der Betondeckenunterseite auf. Bei dem negativen Temperaturgradienten Lastfall LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035 \text{ K/mm}$ ) treten Zugspannungen an der Betonoberseite und Druckspannungen an der Betonunterseite auf.

Bei der Untersuchung des Tragverhaltens zeigt sich, dass die Variation der Betondeckendicke bei der Betrachtung der Spannungen in der Betondecke einen Einfluss hat. Dabei führt eine Betondeckendicke von 260 mm zu leicht erhöhten Spannungen an der Betondeckenunterseite (vgl. [9]). Bei der Variation der Bewehrungslage (zentrisch, hoch, tief) treten keine signifikanten Unterschiede in den Spannungsverläufen auf. Aus diesem Grund sind in der Betrachtung der Spannungen  $\sigma_x$  über die Querschnittshöhe in Plattenmitte nur die Modelle mit zentrischer Bewehrungslage in Abbildung 5-13 dargestellt.

Die Wölbspannungen werden maßgeblich durch den Temperaturgradienten und die Betondeckendicke bestimmt. Dabei führen höhere Temperaturgradienten und dickere Betondecken zu einer Erhöhung der Spannungen. Dies zeigt sich ebenfalls in den analytischen Berechnungen (vgl. [9, 51]). So tritt bei der Betondeckendicke von 260 mm Modell S 2.2.1 eine leicht höhere Biegezugspannung auf. Bei dem Modell S 2.5 mit dem Lastfall LF 2 ( $\Delta t = 0,09 \text{ K/mm}$ ) treten, resultierend aus dem hohen Temperaturgradienten, die größten Spannungen auf.

Die Berechnung der gestörten Wölbspannung  $\sigma_w$ , die sich bei der Plattenlänge in x-Richtung (6500 mm) bei  $\Delta t = 0,09 \text{ K/mm}$  nach den Rechenverfahren nach [9] einstellt, ergibt  $\sigma_w = 4,27 \text{ N/mm}^2$  (siehe Anhang C-3). Die Ergebnisse zeigen eine sehr gute Übereinstimmung. Der Vergleich mit der herkömmlichen Berechnungsmethode zeigt leicht höhere Spannungen als die FE-Ergebnisse (vgl. [15]).

Abbildung 5-13: Spannungen  $\sigma_x$  Modelle S 2 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte

Die Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite in Plattenmitte können Tabelle 5-7 entnommen werden. Bei dem negativen Temperaturgradienten LF 3 treten Druckspannungen an der Betondeckenunterseite auf.

Tabelle 5-7: Simulationsreihe S 2 – Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite in Plattenmitte

Modell	Beschreibung	Spannungen $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S 2.1.1	LF 1, Betondicke 240 mm	1,95
S 2.2.1	LF 1, Betondicke 260 mm	2,14
S 2.5	LF 2, Betondicke 240 mm	3,50
S 2.3.1	LF 3, Betondicke 240 mm	-1,22
S 2.4.1	LF 3, Betondicke 260 mm	-1,36

In Abbildung 5-14 sind die Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite in Querrichtung dargestellt. Dabei treten in Plattenmitte die größten Spannungen auf. Es wird deutlich, dass die Zugspannungen aus ungleichmäßiger Temperaturänderung bei dem hohen Temperaturgradienten maßgebend sind. Im Bereich der Längspressfuge sind die Unstetigkeiten im Modell ersichtlich. Diese entstehen durch die fehlenden Netzpunkte in der simulierten Längspressfuge, weshalb an dieser Stelle keine

Auswertung möglich ist. Die Auswertung der Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckunterseite in Längsrichtung kann Anhang C-4 entnommen werden.

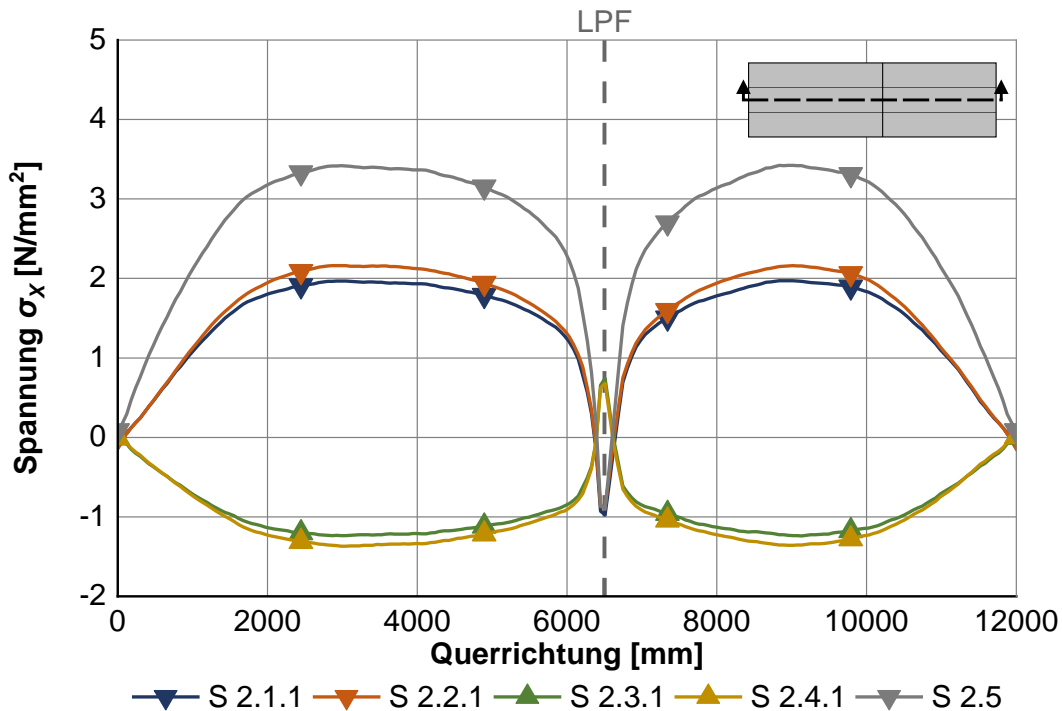


Abbildung 5-14: Spannung  $\sigma_x$ , Modelle S 2 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

Mit einer Reduzierung der Betonplattendicke werden die Wölbspannungen aus einer ungleichmäßigen Temperaturänderung reduziert, dies entspricht den Erläuterungen aus [51]. Eine zu dünne Betondecke führt allerdings zu einem deutlichen Anstieg der Beanspruchungen in der HGT (vgl. [9]). Die ist bei einer Deckendicke von 240 mm allerdings nicht zu beobachten (siehe Abbildung 5-13).

### 5.8.5 Untersuchungen des Einflusses der Betondeckendicke unter kombinierter Belastung – Simulationsreihe S 3

In Simulationsreihe S 3 wird der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten unter dem Temperaturlastfall LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) und LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035 \text{ K/mm}$ ) sowie unter Verkehrsbelastung und der Kombination dieser beiden Belastungen betrachtet. Die Untersuchungsvarianten können Tabelle 5-8 entnommen werden.

Tabelle 5-8: Simulationsreihe S 3 – Untersuchungsvarianten

Modell	Betondeckendicke [mm]	Belastung
S 2.1.1	240	LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054$ )
S 2.2.1	260	
S 2.3.1	240	LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035$ )
S 2.4.1	260	
S 3.0	240	Eigengewicht
S 3.1.1	240	Verkehr
S 3.1.2	260	
S 3.2.1	240	LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054$ ) + Verkehr
S 3.2.2	260	
S 3.3.1	240	LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035$ ) + Verkehr
S 3.3.2	260	

### 5.8.6 Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 3

#### Verformungsverhalten

Bei der Unterscheidung der Betondeckendicken zwischen 240 mm und 260 mm zeigen sich bei dem Verformungsverhalten, wie bei der Simulationsreihe S 2, keine signifikanten Abweichungen in den Auswertungen. Aus diesem Grund erfolgt die Verformungsbetrachtung nur für die Modelle mit einer Betondeckdicke von 240 mm.

In Abbildung 5-15 und Abbildung 5-16 ist die Verschiebung in y-Richtung in Längs- und Querrichtung dargestellt. Die Verformungsbilder stellen sich wie bei den Untersuchungen der Simulationsreihe S 1 bei Modell S 1.1 unter Kapitel 5.8.2 ein. Auch hier zeigt der biaxiale Verformungszustand, resultierend aus der länglichen Plattengeometrie (nicht quadratische Platte), eine Überlagerung von zwei Verformungsbildern.

Modell S.3.0 zeigt die Verformung der Betonplatte nur durch die Berücksichtigung des Eigengewichts. Dabei zeigt sich die typische Einsenkung infolge Eigengewicht nach [9, 51]. Diese liegt in Plattenmitte bei 0,2 mm.

Die Verkehrsbelastung wirkt dem Aufwölben bei dem Lastfall LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054$  K/mm) entgegen und reduziert diese bei der Betrachtung in Plattenmitte bei Modell S 3.2.1 auf 0,04 mm (ohne Verkehrsbelastung bei Modell S 2.1.1 auf 0,06 mm). Bei dem Lastfall LF 3 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = -0,035$  K/mm) erhöht sich die Einsenkung in Plattenmitte bei Modell

S 3.3.1 auf -0,15 mm (ohne Verkehrsbelastung bei Modell S 2.3.1 auf -0,13 mm), da die Verkehrslast das Einsenken begünstigt.

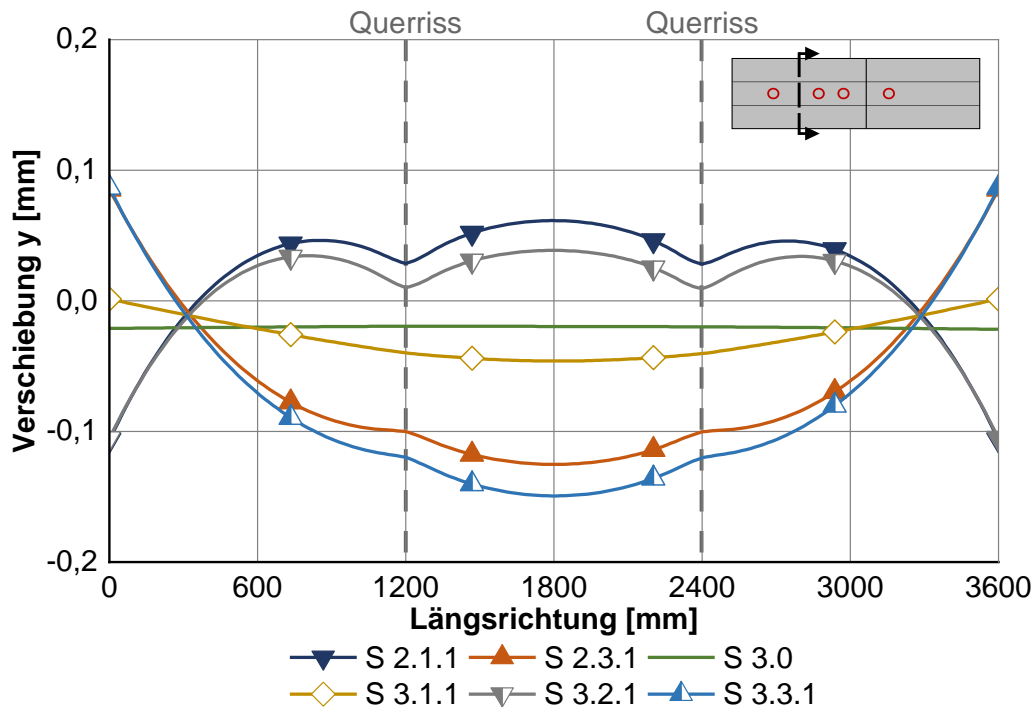


Abbildung 5-15: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

Bei Abbildung 5-16 verläuft der Auswertepfad in Querrichtung direkt unterhalb der Lasteinleitungspunkte. Im Bereich der Einzellast ist ein zusätzliches Einsinken in die negative y-Richtung zu erkennen. Dieses ist jedoch im Vergleich zur Verformung aus Temperaturbeanspruchung von untergeordneter Bedeutung. Bei der Betrachtung der Einsenkung infolge Verkehrsbelastung (Modell 3.1.1) zeigt sich das typische Verformungsbild (vgl. [9]). Unterhalb der Einzellast an der Auswerteposition D (siehe Abbildung 5-6) ergibt sich eine Einsenkung von 0,06 mm. Mit den Rechenverfahren nach EISENMANN [9] ergibt die Einsenkung bei einem vier-schichtigen System im Verbund unter einer 50 kN Einzellast eine Einsenkung von 0,07 mm. Es zeigt sich somit eine gute Übereinstimmung zwischen der analytischen Berechnung und den numerischen Berechnungen. Die analytische Berechnung befindet sich in Anhang C-3.



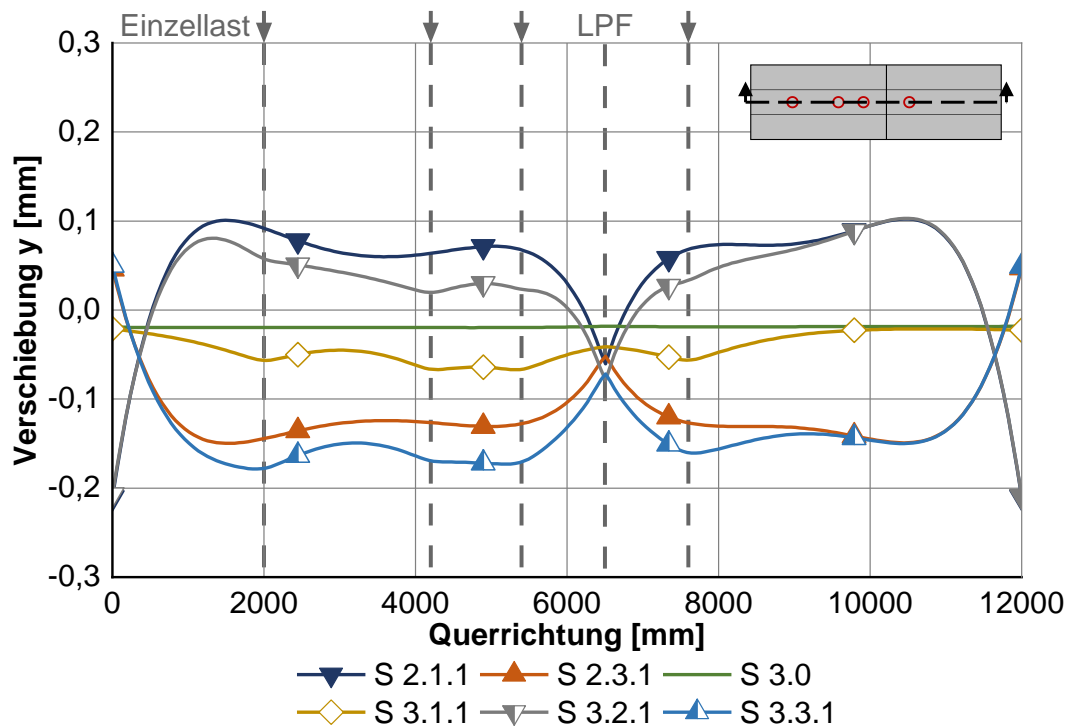


Abbildung 5-16: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

### Tragverhalten

Die Spannungen  $\sigma_x$  in Lastachse Auswertepfad D (siehe Abbildung 5-6) werden über die Querschnittshöhe ausgewertet und können Abbildung 5-17 entnommen werden. Dabei zeigt sich bei den Untersuchungen, dass, wie in der Simulationsreihe S 2 (siehe Kapitel 5.8.4), bei der Betondeckendicke von 260 mm leicht höhere Spannungen an der Betondeckenunterseite auftreten.

Um die zu untersuchenden Varianten zu bewerten, werden die kritischen Zugspannungen an der Betondeckenunterseite als maßgebende Parameter betrachtet.

Die Spannung  $\sigma_x$  bei den Modellen mit positivem Temperaturgradienten, aus denen die kritischen Zugspannungen an der Betondeckenunterseite entstehen, liegen zwischen 1,91 N/mm<sup>2</sup> bei Modell S 2.1.1 und 2,46 N/mm<sup>2</sup> bei Modell S 3.2.2.

Die Spannung  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite für das Modell S 3.1.1 unter Verkehrslast weist einen Wert von  $\sigma_x = 0,40$  N/mm<sup>2</sup> auf. Mit den Rechenverfahren nach EISENMANN in [9] ergibt die Biegezugspannung bei einem vier-schichtigen System mit Verbund unter einer 50 kN Einzellast eine Spannung in x-Richtung von  $\sigma_x = 0,32$  N/mm<sup>2</sup>. Es zeigt sich somit eine gute Übereinstimmung zwischen der analytischen Berechnung

und den numerischen Berechnungen. Die analytische Berechnung befindet sich in Anhang C-3.

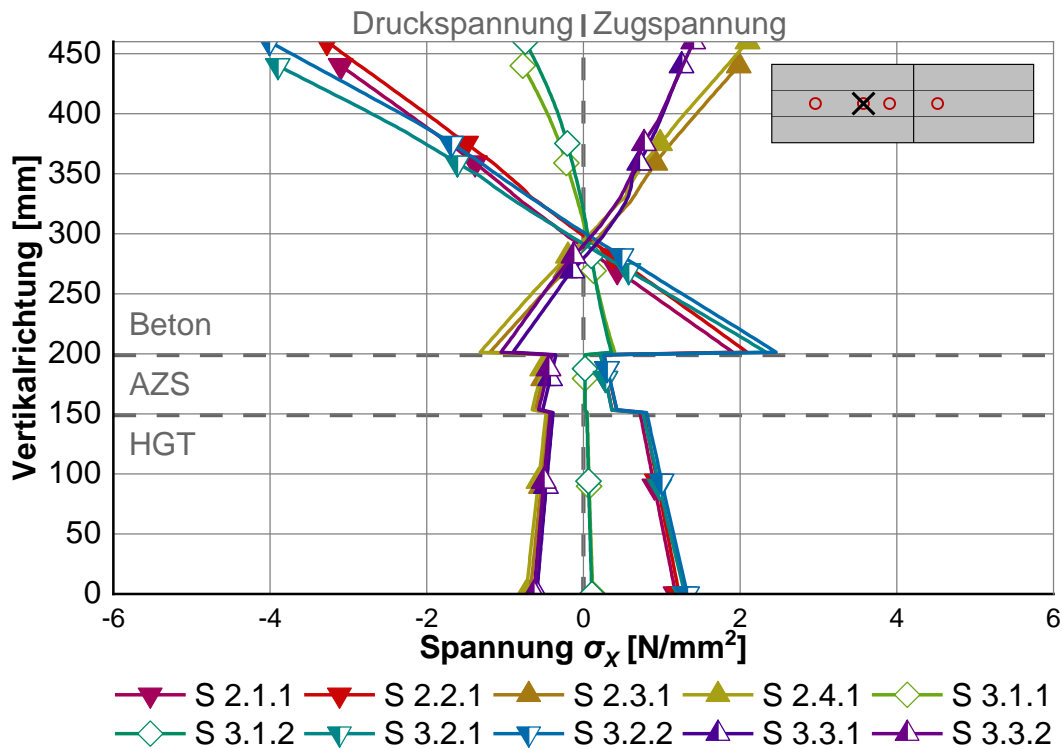


Abbildung 5-17: Spannung  $\sigma_x$ , Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Vertikalrichtung in Lastachse

Die Spannungen  $\sigma_x$  an der Unterseite der Betondecke können Tabelle 5-9 entnommen werden.

Tabelle 5-9: Simulationsreihen S 3 – Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite in Lastachse

Modell	Spannungen $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Modell	Spannungen $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S 2.1.1	1,91	S 3.1.2	0,36
S 2.2.1	2,09	S 3.2.1	2,33
S 2.3.1	-1,19	S 3.2.2	2,46
S 2.4.1	-1,32	S 3.3.1	-0,90
S 3.1.1	0,40	S 3.3.2	-1,05

Nach [25] ergibt sich die Bemessungslast aus der Summe der Verkehrsbelastung und der Temperaturbelastung. Wie aus der Literatur bekannt (vgl. [9, 51, 97]), resultieren aus Temperaturbeanspruchungen größere Spannungen als aus der Verkehrsbeanspruchung. Dies deckt sich mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen.

In Abbildung 5-18 sind die Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite in Querrichtung dargestellt. Zusätzlich werden die Positionen der Lastachsen der Einzellast abgebildet. Durch die Verkehrsbelastung erhöhen sich die Spannungen direkt unter der Belastungsachse. Daraus resultieren die Peaks in den Kurvenverläufen.

Die Biegezugspannungen sind im Bereich der Kombination der Verkehrslasteinleitung und Temperaturbelastung maßgebend, liegen aber unterhalb der definierten Dauer-Biegezugfestigkeit  $f_{ct,cf,fat} = 2,75 \text{ N/mm}^2$  (siehe Kapitel 5.7).

Die Auswertung der Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckunterseite in Längsrichtung kann Anhang C-4 entnommen werden.

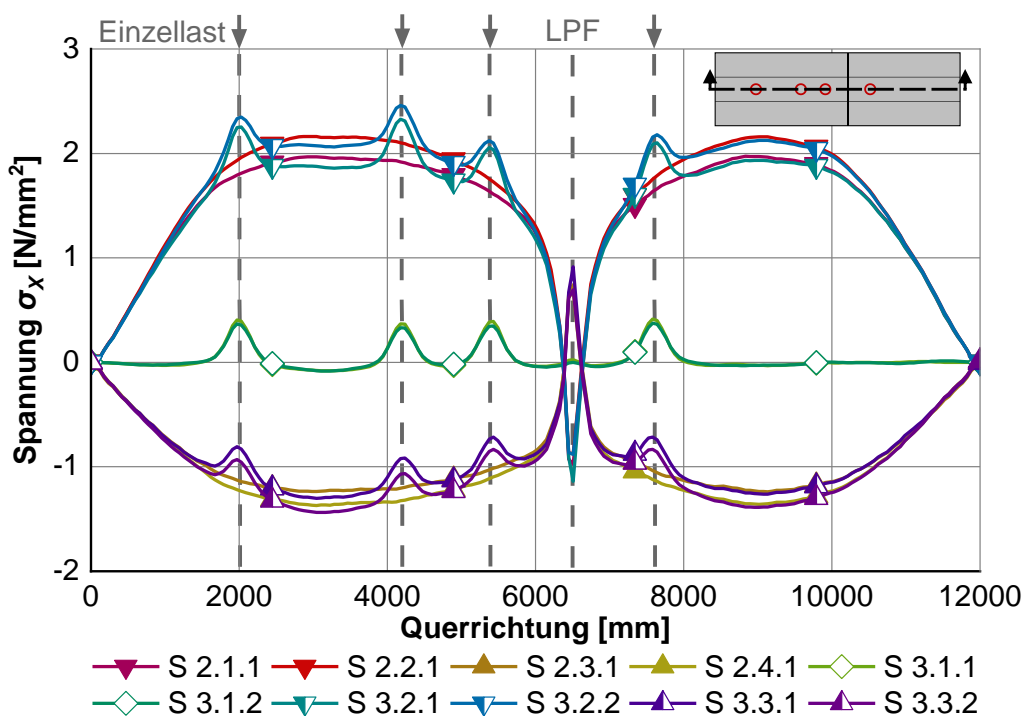


Abbildung 5-18: Spannung  $\sigma_x$ , Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

Die Spannungen an der Betondeckenunterseite erhöhen sich infolge einer zusätzlichen Verkehrsbelastung. Der Lastfall mit positivem Temperaturgradienten ist dabei der kritische Lastfall für die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite. Die zulässige Dauer-Biegezugfestigkeit wird für alle Simulationsmodelle eingehalten. Der Einfluss der Verkehrsbelastung ist im Vergleich zur Belastung durch Temperatur vergleichsweise gering.

## 5.9 Untersuchungen zur Längsfuge bei Variation der Querbewehrung

Im Weiteren erfolgt die Betrachtung der Längsfuge unter Variation der Querbewehrung im Rahmen der Simulationsreihen S 4 bis S 6. Dabei wird untersucht, ob der Querbewehrungsgrad reduziert werden kann, welchen Einfluss der Winkel der Querbewehrung auf die Längsfuge hat und ob die Bewehrung in Querrichtung auch entfallen kann. Für den letzten Fall kann zum einen der Einbauprozess deutlich vereinfacht werden und zum anderen können Materialkosten eingespart werden, was die Wirtschaftlichkeit der Bauweise erhöht.

### 5.9.1 Simulationsreihe S 4 bis S 6

In Simulationsreihe S 4 bis S 6 wird der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten unter dem Temperaturlastfall LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) bei Variation der Querbewehrung mit *verankerter Längspressfuge* (LPF) und *nicht zusätzlich verankerter Längsscheinfuge* (LSF) betrachtet. Die Untersuchungsvarianten können Tabelle 5-10 entnommen werden.

Tabelle 5-10: Simulationsreihen S 4 bis S 6 – Untersuchungsvarianten

Modell	Querbewehrung		Längsfuge
	Winkel [°]	$\rho_Q$ [%]	
S 4.1	60	0,14	verankerte LPF
S 4.1 LSF			nicht zusätzlich verankerte LSF
S 4.2		0,07	verankerte LPF
S 4.2 LSF			nicht zusätzlich verankerte LSF
S 5.1	90	0,14	verankerte LPF
S 5.1 LSF			nicht zusätzlich verankerte LSF
S 5.2		0,07	verankerte LPF
S 5.2 LSF			nicht zusätzlich verankerte LSF
S 6	-		verankerte LPF
S 6 LSF			nicht zusätzlich verankerte LSF

Das Modellieren der Querbewehrung erfolgt mit Stäben mit einem Durchmesser von 16 mm bei einem Bewehrungsgrad von  $\rho_Q = 0,14 \%$  und einem Durchmesser von 12 mm bei einem Bewehrungsgrad von  $\rho_Q = 0,07 \%$ . In numerischen Voruntersuchungen wird in einer Parameterstudie der Einfluss der Längsbewehrung auf das zu untersuchende Zwangs- und Verformungsverhalten, in Abhängigkeit der Ausführung der Längsfuge,

untersucht. Dabei zeigt sich, dass der Einfluss auf den zu betrachteten Bereich der Längsfuge vernachlässigbar gering ist. Aus diesem Grund wird auf eine Modellierung der Längsbewehrung in der Simulationsreihe S 4 bis S 6 verzichtet.

In Anhang C-5 sind die Modellgeometrien der Modelle S 4.1, S 5.1 und S 6 abgebildet.

### 5.9.2 Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 4 bis S 6

Beim Vergleich der Simulationsergebnisse mit verankerter LPF und nicht zusätzlich verankerter LSF zeigt sich, dass die Art der Verankerung in der Längsfuge keine signifikanten Auswirkungen auf das Verformungs- und Tragverhalten hat. Dies lässt sich, wie in Kapitel 2.2 erläutert, auf die fast identischen Bewehrungsgrade in der Längsfuge zurückführen. Diese Erkenntnis deckt sich mit den Ergebnissen aus Untersuchungen in [15]. Auch dort zeigt sich, dass die Ausbildung der Längsfuge bei ausreichender Verankerung, ob mit einer durchgehenden Querbewehrung oder mit Ankern, wenig Einfluss auf die konstruktive Ausbildung der Bemessung hat.

Bei der Variation des Querbewehrungsgrads sind keine signifikanten Unterschiede feststellbar. Es zeigen sich bei einem geringeren Bewehrungsgrad von  $\rho_Q = 0,07\%$  keine nennenswerten Unterschiede zum Verformungs- und Tragverhalten im Vergleich zu einem Bewehrungsgrad von  $\rho_Q = 0,14\%$ .

Aus den oben genannten Erkenntnissen werden im Folgenden nur die Winkel von  $60^\circ$  und  $90^\circ$  sowie der Wegfall der Querbewehrung berücksichtigt. Die Modelle mit nicht zusätzlich verankerter LSF und mit einem Bewehrungsgrad von  $\rho_Q = 0,07\%$  werden im Weiteren nicht dargestellt. Somit werden im Folgenden die Modelle S 4.1, S 5.1 und S 6 gegenübergestellt.

#### Verformungsverhalten

In Abbildung 5-19 und Abbildung 5-20 ist die Verschiebung in y-Richtung der maßgebenden drei Modellvarianten in Längs- und Querrichtung an der Betondeckenunterseite dargestellt. Auch hier zeigt der biaxiale Verformungszustand eine Überlagerung von zwei Verformungsbildern aus der nicht quadratischen Plattengeometrie.

Infolge der Erwärmung von oben LF 1 tritt ein Aufwölben der Platte auf. Die Verschiebung in die positive y-Richtung in Plattenmitte beträgt  $0,07\text{ mm}$  und ergibt sich bei dem Modell S 5.1 mit einem Winkel der Querbewehrung von  $90^\circ$ . Das geringste Aufwölben von  $0,03\text{ mm}$  in Plattenmitte ergibt sich bei dem Modell S 6 ohne

Querbewehrung. Das Modell S 4.1 weist in Plattenmitte eine Aufwölbung von 0,04 mm auf. Durch die Querbewehrung entsteht grundsätzlich ein steiferes System. In Abbildung 5-19 zeigt sich der Einfluss einer gedrehten Lage der Querbewehrung im Querriss. Im Modell S 5.1 liegt die Querbewehrung im 90° Winkel direkt unterhalb des Querrisses. Durch die Annahme des starren Verbundes wirkt diese als Rissüberbrückung, sodass der übliche Steifigkeitsverlust infolge der Rissbildung teilweise kompensiert wird. Durch diese Kontaktdefinition zwischen Bewehrung und Beton tritt nur ein geringes Absenken im Querrissbereich auf. Bei den Modellen S 4.1 (60° Winkel) und S 6 (keine Querbewehrung) senkt sich die Platte im Rissbereich deutlicher ab. Die geringsten Verschiebungen zeigen sich bei dem Modellen S 4.1 und S 6. Die Kurvenverläufe liegen sehr eng beieinander.

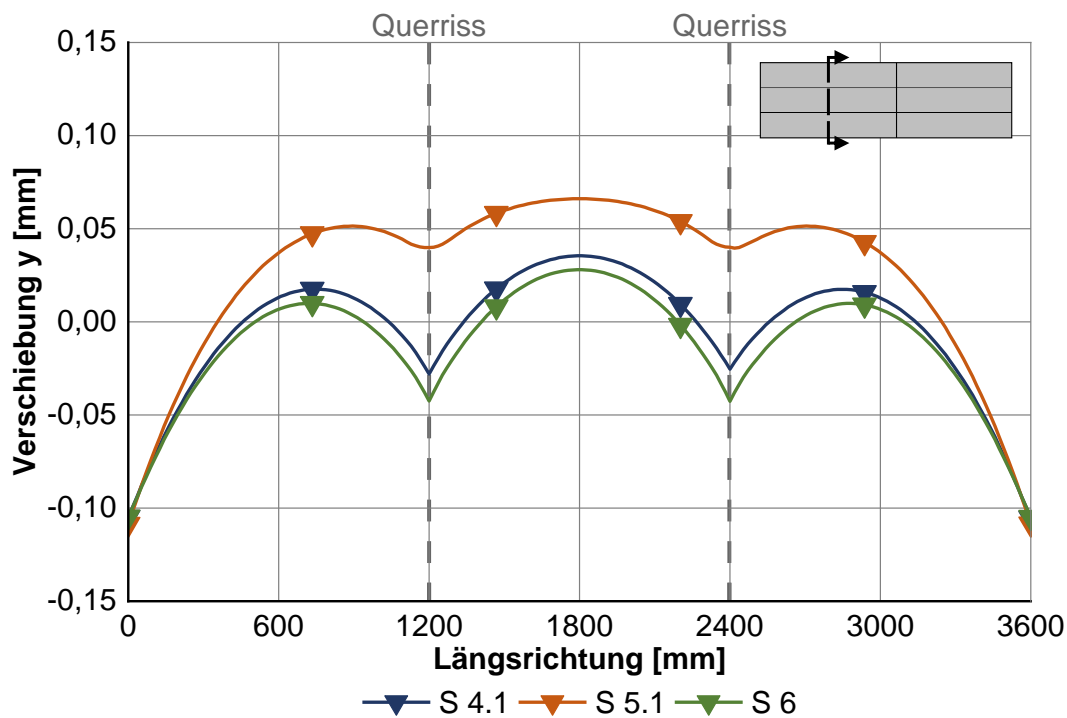


Abbildung 5-19: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

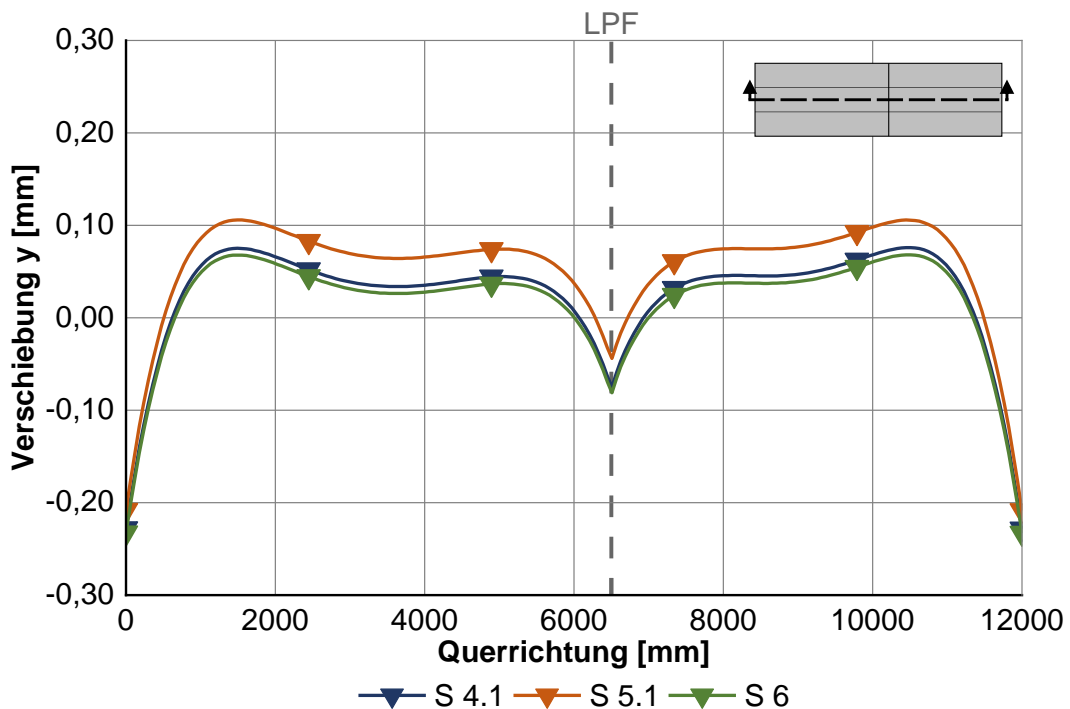


Abbildung 5-20: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

Das Modell mit der 90 ° Querbewehrung zeigt leicht größere Abweichungen von dem Modell ohne Querbewehrung und mit 60 ° Querbewehrung. Es zeigt sich, dass bei der Variation der Querbewehrung die Variation des Winkels zu einer Abweichung in den Ergebnissen führt, aber das Fehlen der Querbewehrung keine signifikanten Unterschiede aufweist.

### Tragverhalten

Die Darstellung der Spannungen  $\sigma_x$  über die Querschnittshöhe befindet sich in Abbildung 5-21. Bei dem Modell S 5.1 verläuft der Auswertepfad durch die Querbewehrung, dort treten durch das größere E-Modul des Stahls höhere Spannungen auf.

Die größten Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite in Plattenmitte entstehen bei dem Modell S 5.1 (Winkel 90°) mit einem Wert von  $\sigma_x = 1,95 \text{ N/mm}^2$ . Die geringste Spannung von  $\sigma_x = 1,85 \text{ N/mm}^2$  ergibt sich bei dem Modell S 6 (keine Querbewehrung). Bei dem Modell S 4.1 (Winkel 60°) treten Spannungen von  $\sigma_x = 1,87 \text{ N/mm}^2$  auf. Wie bereits bei der Verschiebung, wirkt sich ein Winkel der Querbewehrung von 90° ungünstig auf die Biegezugspannung an Betondeckenunterseite aus. Für die Modelle S 4.1 und S 6 ergeben sich vergleichbare Ergebnisse.

Allerdings sind die Unterschiede im Tragverhalten bei allen Querbewehrungsvarianten als vernachlässigbar zu bewerten.

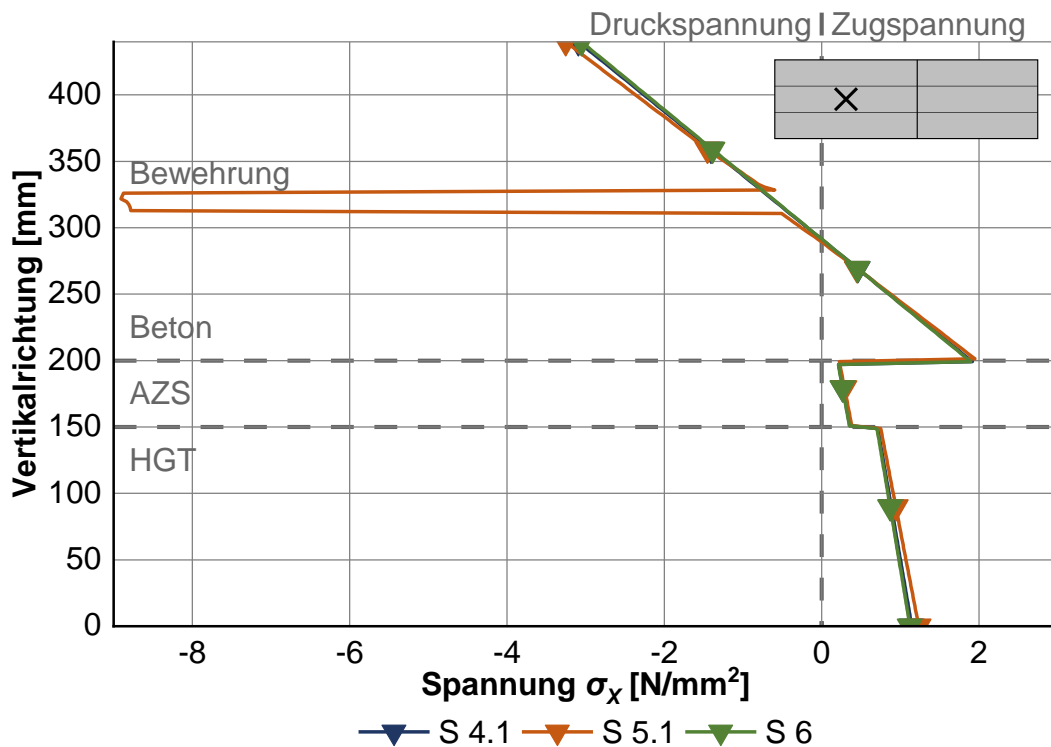


Abbildung 5-21: Spannung  $\sigma_x$  Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte

Bei der Auswertung der Spannungen über die Querschnittsbreite an der Betonunterseite zeigt sich bei Modell S 4.1 ein sinusförmiger Kurvenverlauf (vgl. Abbildung 5-22). Dieser Kurvenverlauf begründet sich durch die Querbewehrung, die in einem 60° Winkel simuliert ist.

Zusammenfassend zeigt sich, dass die Querbewehrung zu einer erhöhten Steifigkeit in Verbindung mit einer Erhöhung der Spannungen führt. Für die Modelle S 4.1 und S 6 sind vergleichbare Ergebnisse zu beobachten. Dies bestätigt, dass die fehlende Querbewehrung keinen negativen Einfluss auf die Biegezugspannung an der Unterseite der Betondecke hat. Das Modell mit einer Querbewehrung im Winkel von 90° zeigt minimal höhere Werte im Hinblick auf die Verschiebungen und Spannungen. Die Unterschiede zwischen den untersuchten Varianten sind allerdings sehr gering.



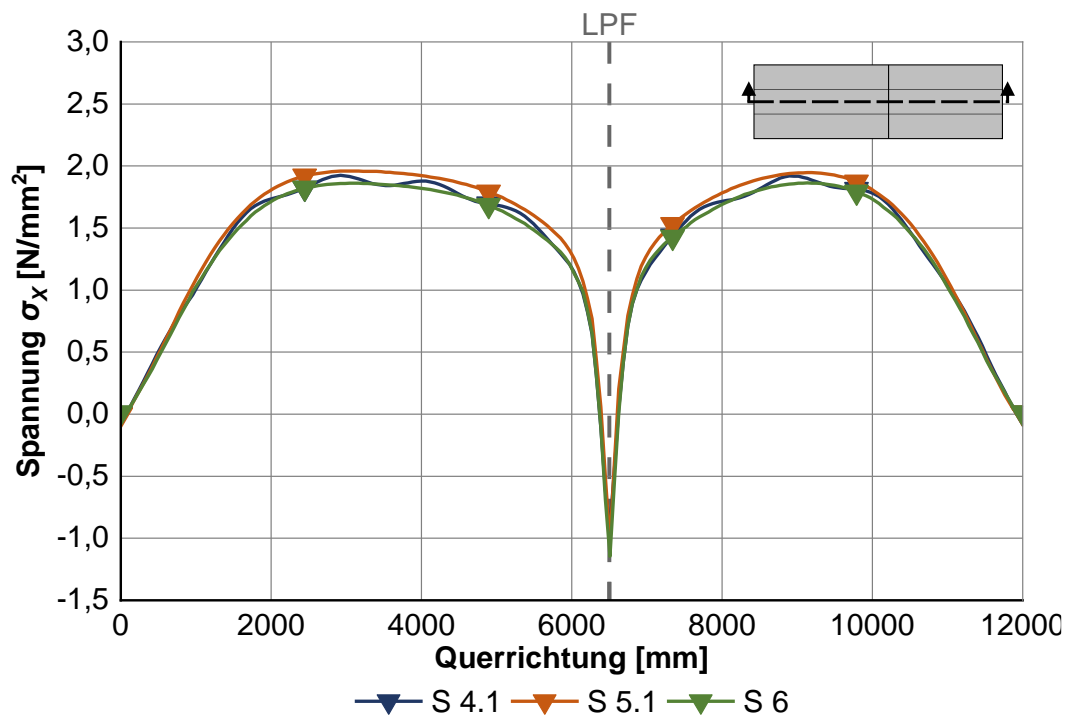


Abbildung 5-22: Spannung  $\sigma_x$ , Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite

### Fazit

Bei der Auswertung ist kein erheblicher Unterschied im Trag- und Verformungsverhalten in Hinblick auf die Ausführung der Längsfuge als Längsscheinfuge (nicht zusätzlich verankert) oder als Längspressfuge (verankert) ersichtlich. Dies kann darauf zurückgeführt werden, dass die Verankerung der Längsfuge zur Vermeidung des Auseinanderdriftens der Platten dient und weniger zur Kraftübertragung. Da die Querbewehrung im Falle der Längsscheinfuge und die Anker im Falle der Längspressfuge fast identische Querbewehrungsgrade haben, ist das gesamte Tragverhalten ähnlich. Dies lässt sich bei allen durchgeführten Simulationsreihen beobachten. Somit hat auch die Unterbrechung der Querbewehrung bei der Variante mit Längspressfuge keinen Einfluss.

Schlussfolgernd, kann unter Betrachtung der gewonnenen Ergebnisse aus den Simulationen festgestellt werden, dass die Querbewehrung für eine Abtragung von Lasten aus Temperaturänderung nicht zwingend erforderlich ist. Sie dient vielmehr der Lagesicherung der rissbreitenbegrenzenden Längsbewehrung (vgl. [38]). Zusätzlich wirkt die Querbewehrung in der Längsfuge wie ein Anker und sichert somit die Betonplatte gegen Abwandern in Fahrbahnquerrichtung sowie das Öffnen der

Längsfuge. Durch geeignete Alternativen, beispielsweise durch das Verwenden von ausreichend Ankern und durch die Einplanung von Abstandshaltern unterhalb der Längsbewehrung, um diese in der Lage zu sichern, kann jedoch auf den Einsatz einer Querbewehrung bei einer DBB verzichtet werden.

Ebenfalls ist durch den Wegfall der Querbewehrung eine maschinelle Zuführung der Längsbewehrung direkt am Einbaugerät (Gleitschalungsfertiger) möglich. Durch die damit verbundene Optimierung der Materiallogistik und der Einbauprozesse auf der Baustelle sowie durch die Reduzierung der Materialkosten wird die Wirtschaftlichkeit der Bauweise erhöht.

## 5.10 Untersuchungen an örtlich veränderlichen Auflagerbedingungen

Diese numerischen Untersuchungen schließen an die experimentellen Untersuchungen des Überrollversuchs und die Problematik der Unterbrechung der Bauweise DBB über Brückenbauwerke an (siehe Kapitel 4.5).

Die derzeitige Regelung für Betonstraßen in der ZTV Beton-StB 07 [26] fordert auf Brücken eine gleichbleibende Dicke der Betondecke mit Anpassung der Querritzen im Widerlagerbereich. Es ist eine Konstruktion anzustreben, die eine freie Dehnung der Betondecke ermöglicht. In Abschnitten von Übergangsbereichen werden deshalb in der Betondecke Raumfugen angeordnet [26]. Dabei müssen jedoch die Dauerhaftigkeiten der Fugenabdichtungen infolge der erwarteten großen Bewegungen kritisch betrachtet werden. Mit einer Synchronisation des Rissbildes vor und nach der Brücke soll der Übergang durch die Anpassung des Querrissabstandes verbessert werden und somit die bewehrte Betondecke über das Brückenbauwerk hinweg geführt werden.

In der Simulationsreihe S 7 werden das Trag- und Verformungsverhalten infolge von Temperaturbeanspruchung und Verkehrsbeanspruchung an örtlich veränderlichen Auflagerbedingungen bei einem Wechsel der Auflagersteifigkeit im Übergangsbereich zu Brückenbauwerken untersucht. Zusätzlich erfolgt eine Synchronisation des Rissbildes vor dem lokalen Wechsel der Auflagersteifigkeiten.

### 5.10.1 Simulationsreihe S 7

In Simulationsreihe S 7 wird der Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten unter Temperaturlastfall LF 1 ( $\Delta t_{\text{Beton}} = 0,054 \text{ K/mm}$ ) und Verkehrsbelastung bei Variation der

Längsfuge mit *verankerte Längspressfuge* (LPF) und *nicht zusätzlich verankerte Längsscheinfuge* (LSF) untersucht.

Dabei wird der Übergangsbereich zwischen *Straße auf Erdkörper* und *Straße auf Bauwerk* betrachtet und das Rissbild und somit der Querrissabstand vor dem Bauwerk variiert. Die gewählten Querrissabstände liegen im Bereich nationaler und internationaler Erfahrungen [10, 15, 17, 49]. Bei Querrissabständen von unter 600 mm wird in der Literatur von der Gefahr von auftretenden Punch-Outs gesprochen [10, 15, 16]. Daher wird bei den Simulationen auf der sicheren Seite liegend, zur Reduzierung der Gefahr von auftretenden Punch-Outs, ein minimaler Querrissabstand von 1000 mm gewählt. Die Untersuchungsvarianten können Tabelle 5-11 entnommen werden.

Tabelle 5-11: Simulationsreihe S 7 – Untersuchungsvarianten

Modell	Längsfuge	Querrissabstand auf Erdkörper [mm]
S 7.1	verankerte LPF	1200
S 7.1 LSF	nicht zusätzlich verankerte LSF	
S 7.2	verankerte LPF	1000
S 7.2 LSF	nicht zusätzlich verankerte LSF	
S 7.3	verankerte LPF	1500
S 7.3 LSF	nicht zusätzlich verankerte LSF	

Bei der Simulationsreihe S 7 wird nur die Längsbewehrung simuliert, da diese den Querrissabstand beeinflusst. Die Abbildung der Längsbewehrung erfolgt mit Stäben mit einem Durchmesser von 20 mm und einem Abstand von 175 mm (Längsbewehrungsgrad  $\rho_L = 0,76\%$ ).

Für die Untersuchung der unterschiedlichen Auflagersteifigkeiten an der Unstetigkeitsstelle werden kleinmaßstäbliche Modelle zur Kalibrierung des Modells angefertigt. Im Bereich des Erdkörpers wird der gleiche Aufbau, wie in Kapitel 5.4 dargestellt, gewählt. Der Wechsel der Auflagersteifigkeit im Bereich des Brückenbauwerks wird durch eine Erhöhung des Bettungsmoduls von  $k_{\text{Erdkörper}} = 0,5 \text{ N/mm}^3$  auf  $k_{\text{Bauwerk}} = 5 \text{ N/mm}^3$  abgebildet. Um realistische Einsenkungswerte in der Simulation abzubilden, ergeben sich die im Rahmen einer Parameterstudie ermittelten Grenzwerte aus der Begrenzung der maximalen Einsenkung.

Um den Bereich des Brückenbauwerks zu simulieren, ändern sich neben der steiferen Auflagerung auch die Abmessungen und der Schichtaufbau. Die HGT wird nicht über

das Brückenbauwerk gezogen und endet ohne Verbund zum Brückenbauwerk. Der Schichtaufbau im Bereich des Bauwerks wird durch eine zusätzliche Betonschicht ergänzt. Die Asphaltzwischenenschicht wird als durchgehende Schicht über das Brückenbauwerk durchgezogen. Diese ersetzt somit das Geotextil nach ZTV Beton 07 [26]. Die bewehrte Betondecke wird in der Simulation nach [26] durchgehend über das Brückenbauwerk weitergeführt, wobei die Querrisse auf dem Brückenbauwerk in einem Abstand von 1200 mm simuliert werden. Im Bereich des Straßenaufbaus über dem Erdkörper werden die Abstände der Querrisse zwischen 1200 mm, 1000 mm und 1500 mm variiert. Dabei werden jeweils drei Platten auf dem Erdkörper und drei Platten auf dem Bauwerk modelliert. Die Platte bezeichnet jeweils den Bereich zwischen zwei Querrissen. Im Folgenden werden die sechs Platten als Abschnitte 1 bis 3 auf dem Erdkörper und Abschnitte 4 bis 6 auf dem Bauwerk bezeichnet. Es wird, wie in Kapitel 5.5 einwirkend als Einzellasten, die Belastungskonfiguration *Lkw auf Hauptfahrstreifen und auf Überholfahrstreifen* simuliert. Die angepasste Geometrie sowie die Belastungskonfiguration der Lasteinleitungspunkte können Abbildung 5-23, beispielhaft für das Modell S 7.1 mit einem Querrissabstand von 1200 mm auf dem Erdkörper, entnommen werden.

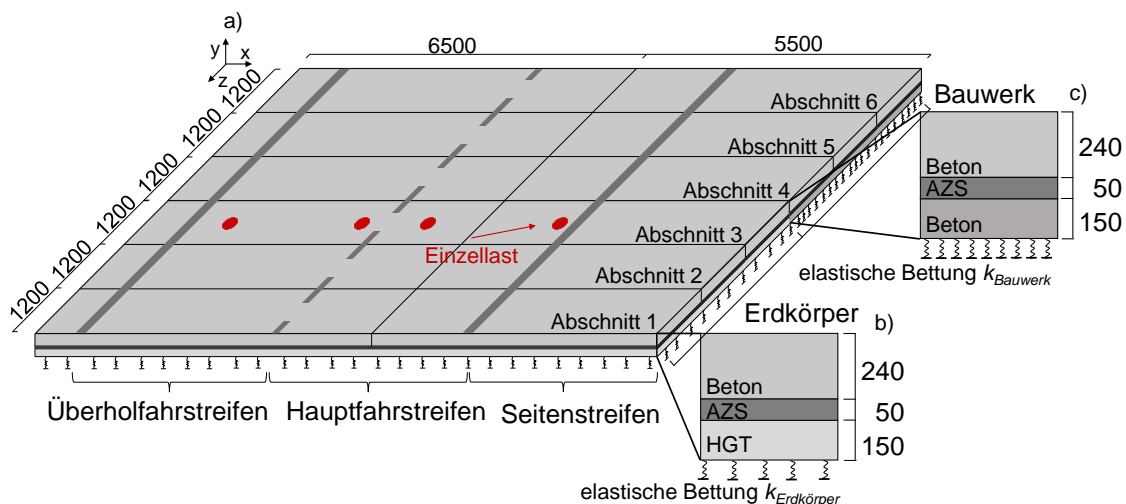


Abbildung 5-23: Modell S 7.1 a) Modellgeometrie mit Darstellung der Belastungskonfiguration und Abschnitte 1 bis 6 b) Schichtenaufbau Erdkörper c) Schichtenaufbau Bauwerk, Abmessungen in mm

Es werden in einer Voruntersuchung, zur Betrachtung des resultierenden Verformungs- und Tragverhaltens, die Lasteinleitungspositionen ermittelt, die zu der maßgebenden Belastung an der Unstetigkeitsstelle führen. Es werden zwei unterschiedliche Belastungskonfigurationen der Verkehrslast unterschieden. Im ersten Belastungsfall

wirken die Lasteinleitungspunkte der Verkehrslast auf der letzten Platte des Erdkörpers (Abschnitt 3). Im zweiten Belastungsfall wirken die Lasteinleitungspunkte der Verkehrslast auf die erste Platte des Bauwerks (Abschnitt 4). Die Ergebnisse der Variantenuntersuchung zeigen, dass die ungünstigste Lastkonfiguration bei der Simulation *Last auf Erdkörper* auftritt. Dies ist durch den weicheren Unterbau des Erdkörpers bedingt. Daher wird für die Simulationen der Lastfall *Last auf Erdkörper* als maßgebender Belastungsfall angenommen und weiter untersucht (siehe Abbildung 5-23).

### 5.10.2 Auswertung des Verformungs- und Tragverhaltens S 7

Im Rahmen dieser Untersuchungsreihe hat sich wiederum bestätigt, dass sich keine signifikanten Unterschiede zwischen den Modellen verankerte LPF und nicht zusätzlich verankerte LSF in Bezug auf die Verformungen, als auch in Bezug auf die Spannungen unter Temperatur- und Verkehrsbelastung zeigen. Aus diesem Grund werden im Folgenden nur die verankerten Modellvarianten S 7.1, S 7.2 und S 7.3 dargestellt.

#### Verformungsverhalten

In Abbildung 5-24 ist die Verschiebung der maßgebenden drei Modellvarianten in y-Richtung entlang der Auswertepfade in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite dargestellt. Dabei sind die in Abbildung 5-23 definierten Abschnitte 1 bis 6 (A 1 bis A 6) in dem Diagramm gekennzeichnet.

Durch die Erwärmung von oben (LF 1) tritt ein Aufwölben mit einem Verformungsbild  $l < 0,9 \cdot l_{krit}$  nach [9] auf (siehe Anhang C-3). Der Einfluss aus der Verkehrsbelastung auf die vertikale Verformung wird an dem gestörten Aufwölben in Abschnitt A 3 ersichtlich. Je näher der Abschnitt im Bereich der Verkehrslasteinleitung liegt, desto geringer ist das Aufwölben über dem Bauwerk. Da die Verkehrslast dem Aufwölben entgegenwirkt.

Im Bereich des Bauwerks tritt ein geringeres Aufwölben der einzelnen Abschnitte auf, da zwischen Erdkörper und Bauwerk Verbund definiert ist und somit das höhere Eigengewicht aus Oberbau und Bauwerk das Aufwölben behindert. Zusätzlich führt die steifere Bettung zu einem geringeren Aufwölben.

Es können Rückschlüsse auf den Einfluss der Rissabstände hinsichtlich der vertikalen Verformung gezogen werden. Während bei einem Rissabstand von 1500 mm bei Modell S 7.3 die größten Verformungen auftreten, kann bei einem Rissabstand von 1000 mm bei Modell S 7.2 die geringste Verformung im Bereich des Erdkörpers beobachtet werden. Durch die größeren Platten entstehen größere Verformungen in vertikaler

Richtung, da diese sich durch den positiven Temperaturgradienten und durch die größere Ausdehnung stärker aufwölben.

Durch die unterschiedlichen Auflagersteifigkeiten im Übergangsbereich und die einwirkende Verkehrslast, die der Aufwölbung entgegenwirkt, kommt es an der Position der wechselnden Auflagerbedingungen in Abschnitt 3 und Abschnitt 4 zu einer Kippbewegung beidseits des Querrisses. Da die Längsbewehrung wie eine Drehachse wirkt, kommt es infolge der einlagigen, zentrischen Bewehrungslage zu einer Gelenkausbildung der Abschnitte in der Betondecke zwischen den Querrissen.

Die Auswertepfade in Abbildung 5-24 sind, bedingt durch die unterschiedlichen Modellabmessungen (variierenden Plattenlängen), unterschiedlich lang.

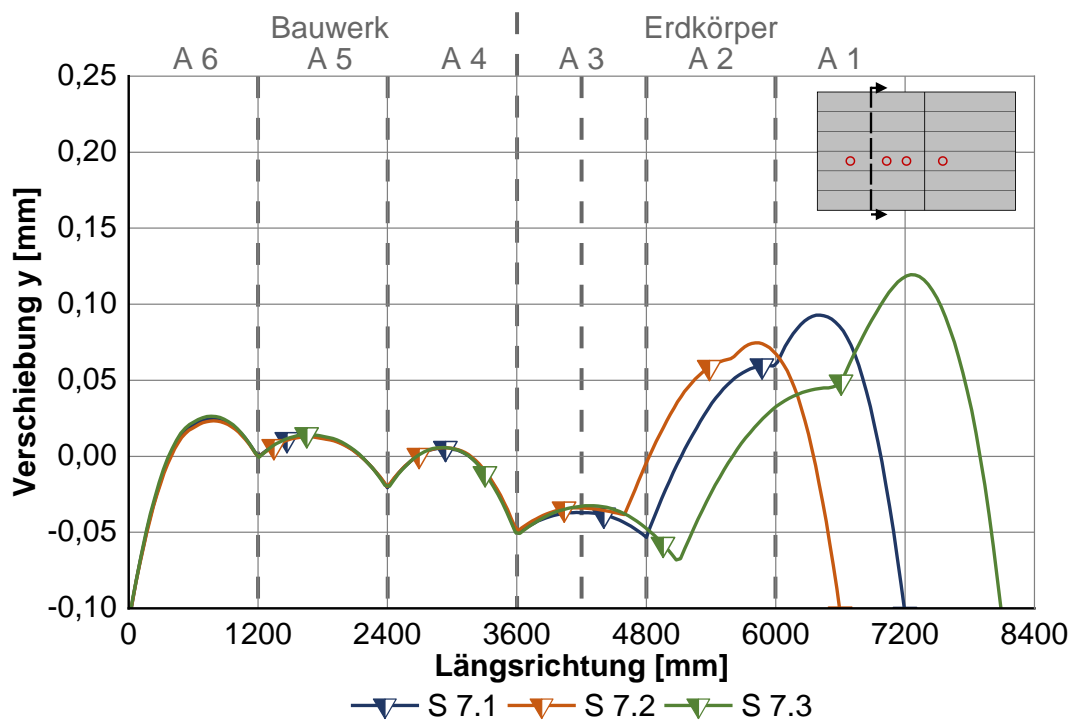


Abbildung 5-24: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 7 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite, mit Beschriftung der Abschnitte

### Tragverhalten

Im Folgenden werden die Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckenunterseite unterhalb der Lastachse jeweils im Abschnitt 3 und Abschnitt 4 betrachtet (siehe Tabelle 5-12).

Tabelle 5-12: Simulationsreihe S 7 – Spannungen  $\sigma_x$  an der Betondeckunterseite in Lastachse

Modell	Beschreibung	Spannungen $\sigma_x$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
	Querrissabstand auf Erdkörper [mm]	Abschnitt 3	Abschnitt 4
S 7.1	1200	1,78	0,92
S 7.2	1000	1,76	0,92
S 7.3	1500	1,80	0,94

Die Spannungen  $\sigma_x$  zeigen, dass innerhalb der Auswertungen auf den jeweiligen Abschnitten geringe Unterschiede in Abhängigkeit der drei unterschiedlichen Querrissabstände auftreten. Es zeigen sich geringfügig geringere Spannungen bei dem Modell S 7.2 mit dem Querrissabstand von 1000 mm auf dem Erdkörper. Dies entspricht ebenfalls den Annahmen aus [9, 51], wonach eine Verkürzung der Plattenlänge eine Verkleinerung der Wölbspannungen infolge ungleichmäßiger Temperaturänderung aufweist.

Allerdings zeigt sich ein deutlicher Unterschied in den Spannungen  $\sigma_x$  bei der Betrachtung des Abschnitts 3 und des Abschnitts 4. Die simulierten Spannungen im Bereich des Abschnitts 3 sind höher, da die Spannungen aus Wölbung  $\sigma_w$  und Verkehr  $\sigma_v$  nach [9] zu einer höheren Gesamtspannung führen (siehe Gl. 5-3).

$$\sigma_{gesamt} = \sigma_w + \sigma_v \quad \text{Gl. 5-3}$$

Der Spannungsverlauf in Fahrbahnquerrichtung an der Unterseite der Betondecke ist in Abbildung 5-25 dargestellt. Zusätzlich werden die Positionen der Lastachsen der Einzellast abgebildet. Im Bereich der Längspressfuge sind die Unstetigkeiten im Modell ersichtlich (siehe Kapitel 5.7).

Der Auswertepfad liegt einmal auf dem Abschnitt 3 und einmal auf dem Abschnitt 4. In der Achse der vier Einzellasten sind in den Spannungsverläufen auf Abschnitt 3 deutliche Peaks in den Kurvenverläufen zu erkennen. Die höheren Spannungen auf Abschnitt 3, resultierend aus der Verkehrslast, werden hier veranschaulicht. Die Spannungen liegen unterhalb der Dauer-Biegezugfestigkeit (siehe Kapitel 5.7).

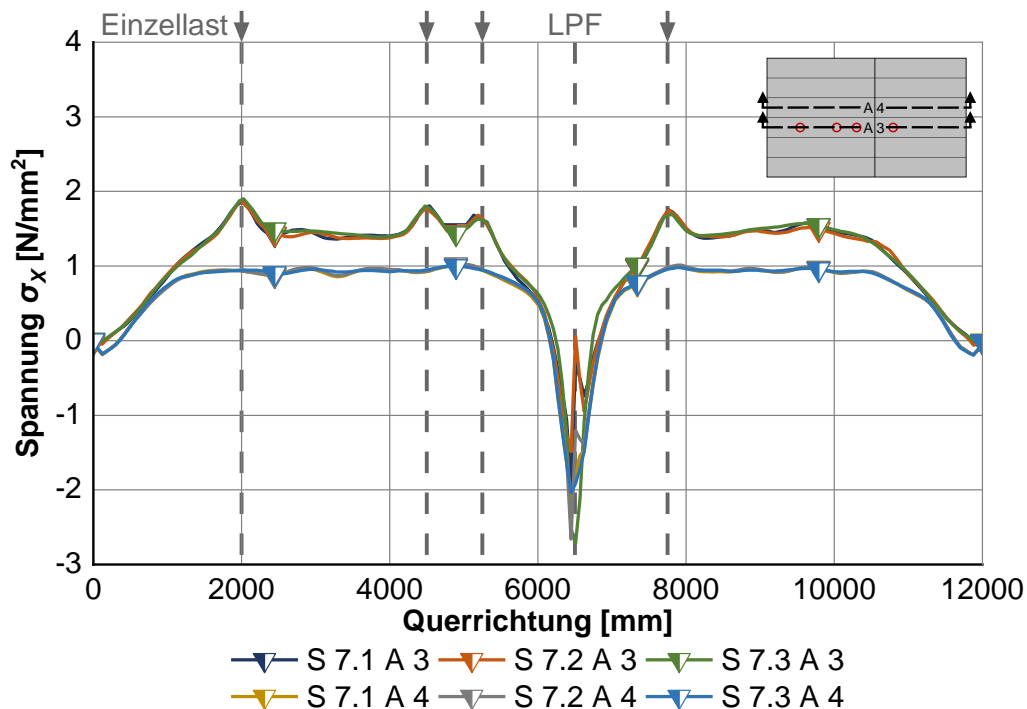


Abbildung 5-25: Spannungen  $\sigma_x$ , Modelle S 7 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite, auf Abschnitt 3 und Abschnitt 4

### Fazit

Die Betrachtung des Abschnitts 3 mit Verkehrsbelastung führt zu deutlich höheren Spannungen in der Lastachse als die Spannungen in Abschnitt 4 ohne die zusätzliche Verkehrsbelastung.

Die Auswertung der Spannungen auf Abschnitt 3 und Abschnitt 4 in Abhängigkeit der unterschiedlichen Querrissabstände auf dem Erdkörper weisen ähnliche Ergebnisse auf. Es treten leicht erhöhte Spannungen bei dem Modell S 7.3 mit einem Querrissabstand von 1500 mm auf. Grundsätzlich führen somit kürzere Platten zu geringfügig kleineren Spannungen. Um die Rissbreite gering zu halten und um eine hohe Rissverzahnung zu gewährleisten, sowie zum Überwinden des Steifigkeitssprungs, werden kleinere Querrissabstände angestrebt. Auch führen kleinere Rissabstände in Fahrbahnlängsrichtung zu geringeren Wölbspannungen [9, 17].

Obwohl die Zugspannungen an der Betondeckenunterseite bei einem größeren Querrissabstand minimal zunehmen, gilt auch für die größeren Rissabstände, dass die Dauer-Biegezugfestigkeit von  $f_{ct,cf,fat} = 2,75 \text{ N/mm}^2$  nach [9] nicht überschritten wird. Im Rahmen der Simulationen sind die ermittelten Zugspannungen an der Unterseite der



Betondecke für alle Varianten weit unterhalb dieses Wertes und als nicht kritisch zu betrachten.

In der Simulationsreihe wird der Einfluss der Brückenlänge nicht betrachtet. Es erfolgt ausschließlich eine punktuelle Untersuchung des Übergangsbereichs. Inwiefern sich die Brückenlänge auf Spannungen und Verformungen im Übergangsbereich auswirkt, ist in weiteren Forschungen zu untersuchen.

## 5.11 Zusammenfassung der Ergebnisse

In den numerischen Berechnungen werden das Verformungs- und Tragverhalten in Abhängigkeit von Temperatur- oder Verkehrsbelastung und der Kombination aus beiden Belastungen untersucht. Die folgenden Erkenntnisse resultieren daraus:

### Allgemeines

- Durch die numerische Betrachtung kann festgestellt werden, dass die Bewehrungsführung in der Längsfuge der Platten keinen Einfluss auf die Zwangspannungen und Verformungen hat. Eine zusätzliche Verankerung der Platten ist daher nur aus konstruktiver Sicht notwendig, um das Abdriften der Platten und zu große Längsfugenbewegungen zu verhindern.
- Die Verkehrsbelastung wirkt in die negative y-Richtung und führt somit zu einer Reduzierung des Aufwölbens bei einem positiven Temperaturgradienten. Bei einem negativen Temperaturgradienten wird die Einsenkung in die negative y-Richtung durch die Verkehrsbelastung erhöht.
- Durch die nicht quadratische Plattengeometrie, resultierend aus den kurzen Querrissabständen, überlagern sich bei einer biaxialen Betrachtung des 3D-Modells zwei verschiedene Verformungsbilder in den beiden Betrachtungsachsen in Längs- und Querrichtung.
- Die auftretenden Wölbspannungen, resultierend aus ungleichmäßiger Temperaturänderung, führen durch die entstehenden kurzen Platten aus den kleinen Querrissabständen zu geringeren Spannungen.
- Die geringeren Betondeckendicken bei DBB führen ebenfalls zu geringeren Wölbspannungen.
- Die Spannungen an der Betondeckenunterseite erhöhen sich infolge einer zusätzlichen Verkehrsbelastung. Dabei resultieren aus Temperaturbeanspruchung größere Spannungen als aus der Verkehrsbeanspruchung.

S 1 bis S 3

- Querrisse im Modell führen zu einem geringeren Aufwölben durch die Reduzierung der effektiven Plattenlänge. Dies hat einen positiven Einfluss auf das Tragverhalten.
- Die Variation der Höhenlage der simulierten Längsbewehrung zeigt einen geringen Einfluss. Dieser wird vor allem im Bereich der Querrisse deutlich. Dies resultiert aus der definierten Kontaktdefinition des Verbunds zwischen Beton und Bewehrung.
- Die Variation der Betondeckendicke zwischen 240 mm und 260 mm zeigt keine Unterschiede in der Betrachtung des Verformungsverhaltens.
- Eine dickere Betondecke (260 mm) bewirkt leicht erhöhte Spannungen an der Betondeckenunterseite in Plattenmitte im Vergleich zu einer Betondeckendicke von 240 mm. Die Variation der Bewehrungslage hat keinen Einfluss auf die Spannungen.
- Eine Betondeckendicke von 240 mm ist im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten unter dem Ansatz eines in der Praxis auftretenden Temperaturgradienten ausreichend.

S 4 bis S 6 – Querbewehrung, Längsfuge

- Die Variation des Querbewehrungsgrads ( $\rho_q = 0,07 \%$ ,  $\rho_q = 0,14 \%$ ) liefert keinen signifikanten Unterschied bei der Betrachtung der Verformungen und Spannungen.
- Das Modell mit einer Querbewehrung im  $90^\circ$  Winkel zeigt unter Einfluss eines positiven Temperaturgradienten ein größeres Aufwölben der Platte. Dies führt zu größeren Spannungen im Beton. Auch die Spannungen an der Betondeckenunterseite sind bei diesem Winkel maximal. Die Unterschiede sind allerdings sehr gering. Aufgrund der empirischen Erfahrungen sollte die Querbewehrung daher weiterhin mit einem Winkel von  $60^\circ$  eingebaut werden. Dadurch wird die Gefahr von Bewehrungskorrosion im Fall, dass sich Querbewehrung und Riss direkt überlagern, vermindert.
- Auf Grundlage der durchgeführten Simulationen kann die Notwendigkeit der Querbewehrung in Frage gestellt werden, da diese nur einen geringen Einfluss auf die Verformung und die Zugspannung an der Betondeckenunterseite hat. Der Entfall der Querbewehrung hat somit keinen negativen Einfluss auf das Trag- und Verformungsverhalten in der Längsfuge und im Gesamtsystem. Aus Gründen der Sicherheit gegen das Abdriften der Platten und um die Längsfuge

eng geschlossen zu halten, sollte dies jedoch beim Wegfall der Querbewehrung mit Ankern ausgeführt werden. Der Entfall der Querbewehrung hat unter anderem geringere Materialkosten sowie einen vereinfachten Einbauprozess zur Folge.

- Die Querbewehrung wird bisher vor allem aus baupraktischen Gründen zur Auflagerung der Längsbewehrung eingebaut. Durch den Wegfall der Verlegung der Querbewehrung ist eine maschinelle Zuführung der Längsbewehrung am Einbaugerät möglich. Durch die damit verbundene Optimierung der Materiallogistik und der Prozesse auf der Baustelle ergibt sich eine Erhöhung der Wirtschaftlichkeit der Bauweise.

#### S 7 – Örtlich veränderliche Auflagerbedingungen

- Der maßgebende Lastfall bei Unstetigkeitsstellen ergibt sich aus einer Kombination aus Temperatur- und Verkehrsbelastung. Der kritischste Fall tritt bei der Verkehrslasteinleitung im Bereich des Erdkörpers auf.
- Bei der Variation des Querrissabstandes über dem Erdkörper führt ein kürzerer Querrissabstand vor dem Bauwerksübergang zu geringeren Verformungen und zu geringeren Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite.
- Um die Setzungsdifferenzen aus dem Wechsel der Steifigkeiten aufnehmen zu können, zur Überwindung des Steifigkeitssprungs im Übergangsbereich, sind kürzere Querrissabstände vorzuziehen.
- Durch ein mit dem Brückenbauwerk synchronisiertes Rissbild können vorhandene Steifigkeitssprünge in der Auflagerung der DBB sowie möglicherweise auftretende Setzungsdifferenzen schadlos aufgenommen werden. Bei verkleinerten Rissabständen vor dem Bauwerk verringern sich die Setzungsdifferenzen.

## 6 Diskussion der Ergebnisse und Ausblick

Die Aussagen zur Optimierung des Gesamtsystems einer DBB und die daraus resultierenden konstruktiven Empfehlungen beruhen auf den Erkenntnissen aus den durchgeführten experimentellen Versuchen sowie den durchgeführten numerischen Berechnungen unter Einbezug der Erkenntnisse aus der Grundlagenermittlung. Es werden praxisrelevante Parameter für die Konstruktion und den Bau von DBB zusammengetragen sowie die Erkenntnisse der Rissentstehung und -steuerung erläutert, diskutiert und es wird ein Ausblick auf zukünftig zu untersuchende, offene Forschungsfragen gegeben.

### 6.1 Diskussion der Ergebnisse

#### Verbund

Die durchgeführten Laborversuche zur Bestimmung der Scherkraft zwischen Betonfahrbahn und gebundener bzw. ungebundener Unterlage zeigen, dass die Scherkraft von der Art der Unterlage abhängig ist. Bei einem Aufbau mit einer gebundenen Tragschicht zeigt sich, dass die Schichten einen hohen Verbund aufweisen. Vor allem lässt sich eine Abhängigkeit vom Größtkorn der Unterlage in Verbindung mit einer raueren und poröseren Oberflächenstruktur erkennen. Bei einem Aufbau mit Verbundtrennung (Vliesstoff) zwischen Beton und HGT zeigt sich, dass sich durch das Durchsickern des Zementleims durch den Vliesstoff, keine gleichmäßige vollflächige Verbundtrennung, sondern teilweise ein Verbund, der zu höheren Scherkräften führt einstellt.

Die Untersuchungen in [19] zeigen, dass ein voller Verbund zu einer feinen Rissbildung führt. Liegt kein Verbund zwischen der DBB und der Unterlage vor, so werden die Plattenzwänge reduziert, wodurch die Erstrissbildung später und mit größeren Rissabständen auftritt, was zu größeren Rissbreiten führt. Somit wird ein Schichtaufbau empfohlen, der einen Verbund zwischen Beton und der Unterlage aufweist. Die aktivierte, mittragende Wirkung der gebundenen Tragschicht reduziert die Beanspruchung der Betondecke ebenfalls, da durch den Schichtenverbund auch Normal- und Schubspannungen von den darunterliegenden Schichten mitgetragen werden [9, 15].

Zur Begünstigung der Verbundwirkung empfiehlt WIEDEMANN [87] bei einem Schichtenaufbau mit einer Asphaltzwischen-schicht diese mit einem Asphalttragschichtmaterial mit einem Größtkorn von 16 mm herzustellen. Dies führt

durch das größere Größtkorn zu einer Erhöhung des Scherwiderstandes infolge der gröberen Porenstruktur an der Oberfläche der Asphaltzwischen-schicht. Diese Erkenntnisse decken sich mit den Ergebnissen aus den durchgeführten Untersuchungen zum Schichtenverbund.

#### Konstruktionsaufbau

Als Konstruktionsaufbau unter einer bewehrten Betondecke empfiehlt die H DBB [10] eine Asphaltzwischen-schicht. Dieser Schichtaufbau hat sich in anderen Ländern wie den USA und Belgien, bereits bewährt [10, 59, 128].

Bei Aufbauten mit gebundener Unterlage, wie Asphaltzwischen-schichten und -tragschichten, treten keine Schädigungen, wie Betonausbrüche und Erosion auf [9]. Deshalb sollte eine direkte Auflagerung auf ungebundenen Schichten vermieden werden. [17, 59]

Durch die Herstellung einer ebenen und gleichmäßigen Unterlage ergeben sich konstante Reibungsverhältnisse, dies bedingt einen gleichmäßigeren Rissabstand [19]. Die Ausführung der Unterlage mit einer Asphalt-schicht führt im Gegensatz zu einer Ausführung mit einer HGT zu einer ebeneren und gleichmäßigeren Unterlage. Dies kann auch den Anforderungen an die Ebenheiten der ZTV Asphalt-StB 07/13 [86] und der ZTV Beton-StB 07 [26] entnommen werden.

Beim Einbau der Unterlage unter der Betondecke einer DBB ist in besonderem Maße auf Ebenheit und profilgerechte Lage zu achten, damit die Bewehrung gleichmäßig und in der gewünschten Lage verlegt werden kann. Wenn die Längsbewehrung auf Gitterträgern oder Abstandshaltern zu liegen kommt, führen Unebenheiten der Unterlage zu einer Abweichung der Höhenlage der Bewehrung im Betonquerschnitt. Diese Änderung der Höhenlage hat Auswirkungen auf das entstehende Rissbild. Zudem wird durch eine exakte Ausführung der Unterlage eine einheitliche Dicke der Betondecke gewährleistet, was ebenfalls einen Einfluss auf das Rissbild hat.

#### Betondeckendicke

Die Betondeckendicke kann angesichts der bisherigen internationalen und nationalen Erfahrungen (vgl. [8, 10, 15–17, 37]), sowie basierend auf den Ergebnissen der numerischen Berechnungen, mit einer Dicke von 240 mm ausgeführt werden. Dies führt zu einer Reduktion des Materialverbrauchs und somit zu einer Ressourcenschonung sowie zu einer Erhöhung der Wirtschaftlichkeit.

Bei der Bauausführung ist in einem hohen Maß darauf zu achten, dass die planmäßige Einbaudicke eingehalten wird. Da die auf der Unterlage befestigten Abstandshalter und Gitterträger zur Auflagerung der Längsbewehrung eine fixe Höhe haben, würde das Abweichen von der Sollbaudicke dazu führen, dass die Bewehrung nicht in der gewünschten Höhenlage zum Liegen kommt. Des Weiteren führt eine Erhöhung der Deckendicke, im Vergleich zum konventionellen Betonstraßenbau, nicht zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit, sondern zu einer Reduzierung des in der Dimensionierung angesetzten Bewehrungsgrads. Daraus resultieren größere Rissbreiten und eine Erhöhung der Stahlspannungen. Folglich führt in diesem Fall eine dickere Betondecke zu einer Verschlechterung der gewünschten Eigenschaften des Gesamtsystems. Aus diesem Grund sollten abweichende Regelungen zu den in der ZTV Beton-StB 07 [26] geforderten Grenzwerten definiert werden. MEIER [15] empfiehlt den Grenzwert der Einbaudicke auf 20 mm bis -5 mm zu begrenzen.

#### Längsbewehrungsgrad

In guter Übereinstimmung mit den im In- und Ausland gemachten Erfahrungen wird ein Bewehrungsgrad der Längsbewehrung zwischen 0,75 % bis 0,80 % empfohlen, wodurch die Überschreitung der Streckgrenze des Stahls ausgeschlossen wird und klaffende Risse vermieden werden können. [10, 15–17, 33, 49] Dies kann mit den experimentellen Untersuchungen im Groß- und Überrollversuch bestätigt werden, wobei durch einen Längsbewehrungsgrad von 0,75 % die Anforderung an eine maximale Rissbreite von kleiner 0,5 mm eingehalten wird und die Streckgrenze der eingebauten Bewehrung nicht überschritten wird.

#### Durchmesser der Längsbewehrung

Nach LEYKAUF et al. [33] wird für die Längsbewehrung ein Nenndurchmesser von 20 mm vorgeschlagen. Aufgrund der durchgeführten Untersuchungen wird von dieser Empfehlung nicht abgewichen, was auch durch die Forschungen in [19] bestätigt wurde. Vor allem im Hinblick auf die bautechnischen Aspekte sollte auf die Reduzierung des Stahlstabdurchmessers verzichtet werden, da beim Betoneinbau das Abladen des Frischbetons vor den Gleitschalungsfertiger auf die bereits verlegte Bewehrung meist mit großen Schaufelvolumen erfolgt. Die daraus resultierenden großen Massen und hohen Lasten stellen eine Gefahr der Durchbiegung der Eisen dar. Dies würde zu einer Änderung der Position der Bewehrung im Querschnitt führen, woraus ein verändertes Rissbild resultiert. Im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit sollte dies vermieden werden.

### Lage der Längsbewehrung in Querschnittshöhe

Bei den numerischen Untersuchungen hat eine exzentrische Bewehrungslage kein negatives Trag- und Verformungsverhalten gezeigt. Allerdings sollte im Hinblick auf das Rissbild und die strukturellen Schädigungen einer DBB die Längsbewehrung zentrisch in der neutralen Achse der Betondecke zum Liegen kommen. Dieses Ergebnis konnte ebenfalls mit den Erkenntnissen aus den experimentellen Untersuchungen bestätigt werden. Bei Untersuchungen in [19] sind bei der Bewehrungslage im unteren Bereich der DBB größere Rissabstände und somit größere Rissbreiten aufgetreten. Bei einer Längsbewehrungslage oberhalb der neutralen Zone werden die Rissabstände geringer und die Rissbreiten kleiner. Durch die geringeren Rissabstände steigt allerdings die Gefahr von Rissverästelungen und das Auftreten von daraus resultierenden Punch-outs. [49] Eine exzentrische Bewehrungslage wird auch in [19] nicht empfohlen. Die zentrische Bewehrungslage in den experimentellen Versuchen zeigt im Hinblick auf die Rissbreiten über die Querschnittshöhe eine deutliche Reduzierung dieser, wodurch eine Korrosionsgefahr der Bewehrung ausgeschlossen werden kann.

Die Längsbewehrung liegt zur Sicherstellung der gewünschten Höhenlage entweder auf Abstandshaltern oder, falls die Querbewehrung in Form von Gitterträgern ausgeführt wird, auf dieser auf. Falls die Querbewehrung entfällt und keine Verlegung der Längsbewehrung auf der freien Strecke vorab erfolgen soll, wird die Längsbewehrung direkt während des Betoneinbaus mit dem Gleitschalungsfertiger mit eingelegt. Hierbei entsteht ein deutlich vereinfachter Einbauprozess mit Entfall einer separaten Baustraße, allerdings besteht die Problematik der Höhenlagestabilität der Längsbewehrung. Da der relativ steife Beton durch das Rütteln der Betoninnenrüttler des Gleitschalungsfertigers verflüssigt wird, sackt der Stahl mit einer hohen Wichte im Beton ab. Diese Zusammenhänge sind in der Praxis bereits aus der Plattenbauweise beim Setzen der Dübel bekannt. Dem lässt sich entgegenwirken, indem die Bewehrung zunächst etwas höher gesetzt wird, damit die Lage der Bewehrung nach der Verdichtung in der gewünschten Höhe zum Liegen kommt. [129]

### Querbewehrung

Nach LEYKAUF et al. [33] wird in Querrichtung ein Durchmesser von 16 mm empfohlen. Das kann mit den Untersuchungen aus Kapitel 4 und Kapitel 5 und den guten Ergebnissen im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten bestätigt werden. Auch die Forschungen in [19] bestätigen dies.

Aufgrund der empirischen Erfahrungen sollte die Querbewehrung daher weiterhin mit einem Winkel von  $60^\circ$  eingebaut werden, da bei einer um  $90^\circ$  gedrehten Querbewehrung die Möglichkeit besteht, dass sich Querrisse oberhalb der Bewehrung einstellen. Dadurch wird die Gefahr von Bewehrungskorrosion im Fall, dass sich Querbewehrung und Riss direkt überlagern, erhöht.

In der numerischen Untersuchung wird festgestellt, dass die Querbewehrungsführung in der Längsfuge keinen signifikanten Einfluss auf das Verformungs- und Tragverhalten hat. Die Querbewehrung ist somit nur aus konstruktiver Sicht notwendig: Zum einen dient sie zur Lagesicherung der Längsbewehrung und zum anderen zur Verankerung der Längsfuge.

Auf Grundlage der numerischen Simulationen kann somit die Anordnung einer Querbewehrung entfallen. Da der Einfluss der Querbewehrung auf die zu untersuchenden Spannungen und Verformungen nicht signifikant ist, ist somit eine Reduzierung bzw. der Entfall der Querbewehrung grundsätzlich möglich. Dies hätte unter anderem geringere Materialkosten sowie einen vereinfachten Einbauprozess zur Folge, da durch den Wegfall der Querbewehrung eine maschinelle Zuführung der Längsbewehrung direkt am Einbaugerät möglich ist. Durch die damit verbundene Optimierung der Materiallogistik und der Prozesse auf der Baustelle ergibt sich eine Erhöhung der Wirtschaftlichkeit der Bauweise. Beim Verzicht einer Querbewehrung sollte die konstruktive Ausbildung der Längsfuge mit Ankern ausgeführt werden um das Abdriften der Platten zu verhindern und zu großen Fugenöffnungen zu vermeiden.

#### Übergangsbereiche bei veränderlichen Auflagerungsbedingungen

Im Rahmen der experimentellen Untersuchungen wird gezeigt, dass auch an Unstetigkeitsstellen bei wechselnden Auflagerungsverhältnissen die Querkraftübertragung in den Querrissen gewährleistet werden kann, da die Rissbreiten im Bereich der Unstetigkeitsstelle weit unterhalb von 0,5 mm liegen. Zusätzlich weisen die Stahlspannungen Werte unterhalb der Streckgrenze auf, wodurch sich rückschließen lässt, dass es im Bereich der Unstetigkeitsstelle zu keinem Fließen in der Bewehrung kommt und somit unkontrollierte Rissöffnungen durch klaffende Risse auch im Bereich wechselnder Auflagerbedingungen unter dynamischer Belastung vermieden werden.

Somit können Steifigkeitssprünge, wie sie im Übergangsbereich auf Brückenbauwerken auftreten, überwunden werden, ohne dass die maximal angestrebten Rissbreiten und die Streckgrenze des Bewehrungsstahls erreicht werden. Folglich könnten Brücken mit einer DBB überbaut werden und die kostenintensive und zeitaufwendige Unterbrechung



der Betondecke über Brückenkonstruktionen entfallen. Dies muss koordinativ und planungstechnisch allerdings rechtzeitig mit den Gewerken des Ingenieurbaus abgestimmt werden, da die Statik der Brückenbauwerke an die veränderten Konstruktionsparameter bei einer Überbauung mit einer Betondecke angepasst werden muss.

Bei den numerischen Simulationen zeigt sich, dass durch ein mit dem Brückenbauwerk synchronisiertes Rissbild in Übergangsbereichen bei vorhandenen Steifigkeitssprüngen keine der untersuchten Rissabstände zur Überschreitung der Dauer-Biegezugfestigkeit des Betons führt. Allerdings zeigt sich bei kleineren Querrissabständen ein günstigeres Trag- und Verformungsverhalten. Mittels aktiver Risssteuerung oder Variation des Längsbewehrungsgrades ist eine Steuerung des Rissbilds in den Übergangsbereichen möglich. Damit lassen sich sowohl zu geringe Rissabstände als auch zu große Rissabstände, die zu großen Rissbreiten führen, vermeiden. Somit kann eine hohe Querkraftübertragung am Riss sichergestellt werden und Schädigungen an der Konstruktion vermieden werden.

Die Untersuchungen ergeben somit, dass bei einem Längsbewehrungsgrad wie oben erläutert an Unstetigkeitsstellen mit veränderlichen Auflagerungsbedingungen kein Fließen in der Bewehrung auftritt. Das Auftreten von einer unkontrollierten Rissöffnung wird somit vermieden.

#### Nachbehandlung

Betondecken der DBB sollten nach dem Einbau, vor allem bei hohen Temperaturen, intensiv nachbehandelt werden. Somit kann die Nullspannungstemperatur, die bei der Rissentstehung in einer DBB von großer Bedeutung ist, positiv beeinflusst werden [130]. Bei den experimentellen Untersuchungen zeigt sich, dass sich bei Betonagen mit hohen Temperaturen und sonniger Witterung, hohe zweite Nullspannungstemperaturen einstellen, die sich negativ auf das Rissbild auswirken können.

## **6.2 Ausblick**

Aufgrund der Ergebnisse aus den Untersuchungen kann die Aufnahme der Konstruktionsart der durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke ins Regelwerk empfohlen werden. Vorab sollten allerdings offene Forschungsfragen beantwortet werden.

Durch die erweiterten konstruktiven Ansätze kann der Einbauprozess vereinfacht und die Herstellungskosten reduziert werden, um somit die Wirtschaftlichkeit der Bauweise DBB zu verbessern.

Der Einsatz einer DBB ist im Einzelfall zu prüfen. Es sollten die Lebenszykluskosten und die Wirtschaftlichkeit in Zusammenhang mit den höheren Herstellungskosten sowie die aufwendigeren Planungs- und Einbauprozesse im Vergleich zur unbewehrten Betonbauweise geprüft werden. Die primäre Auslegung einer DBB sollte im Bereich der Dauerhaftigkeit in Bezug auf eine lange Nutzungsdauer und die Ressourcenschonung gelegt werden. Die Anwendung einer DBB empfiehlt sich vor allem für stark belastete Straßen mit einem hohen Schwerverkehrsanteil, bei Flächen mit besonders aggressiven Lastkollektiven, sowie auf Straßen, bei denen eine hohe Verfügbarkeit der Strecke mit einer geringen Anzahl an periodischen Instandsetzungszyklen gefordert wird.

Im Rahmen der Untersuchungen sind weiterführende Fragestellungen aufgetreten, die nicht abschließend geklärt werden konnten und in künftige Forschungen einfließen sollten:

- Detaillierte Untersuchung des Schichtenverbunds auf die Rissbildung in der bewehrten Betondecke bei unterschiedlichen Schichtaufbauten
- Untersuchungen zur konstruktiven Ausführung sowie Wirksamkeit der aktiven Risssteuerung durch experimentelle Validierungsversuche oder numerische Untersuchungen
- Einfluss der Brückenlänge an Unstetigkeitsstellen bei veränderlichen Auflagerungsbedingungen
- Sicherung der Höhenlage der Längsbewehrung in der Betondecke bei Verzicht auf die Querbewehrung als Gitterträger oder Abstandshalter für einen direkten Einbau der Längsbewehrung parallel zum Betoneinbauprozess.

## 7 Zusammenfassung

Die Bauweise der durchgehend bewehrten Betonfahrbahn ist im Hinblick auf das prognostizierte zunehmende Verkehrsaufkommen und vor allem im Hinblick auf den steigenden Schwerlastanteil auf Bundesautobahnen, eine dauerhafte und instandhaltungsarme Alternative zu der im Betonstraßenbau unbewehrten Standardbauweise.

In Deutschland ist die DBB derzeit nur auf kurzen Streckenabschnitten, ausgeführt als Versuchsstrecken, vorhanden. Diese Tatsache lässt sich vor allem auf die zusätzlichen Investitionskosten, bestehend aus den Kosten für die Bewehrung, die erhöhten Einbaukosten sowie den erhöhten planerischen und logistischen Aufwand zurückführen. Demgegenüber stehen bei einer gesamtwirtschaftlichen Lebenszyklusbetrachtung zahlreiche Vorteile: einerseits die Reduzierung der Betondeckendicke, andererseits der Entfall der Herstellung der Querscheinfugen durch die Risssteuerung mittels der Längsbewehrung sowie die kosten- und wartungsintensive Fugenpflege. Ebenfalls erhöht sich dadurch der Fahrkomfort und die Lärmemissionen werden gesenkt. [8, 11, 34–36] Durch den Wegfall der schadensanfälligen Fugenbereiche wird die Verfügbarkeit der Straßeninfrastruktur für eine Nutzungsdauer von 50 Jahren prognostiziert [11, 17]. Durch die Erhöhung der Lebensdauer wird die Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit erhöht.

Das Ziel der Forschungsarbeit ist die Optimierung der DBB im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit und Wirtschaftlichkeit der Bauweise und eine Vereinfachung des Einbauprozesses. Die Erkenntnisse der vorliegenden Arbeit dienen als konstruktive Empfehlungen für die Praxis sowie als Grundlage zur Einführung in das deutsche Regelwerk.

Mittels experimenteller und numerischer Untersuchungen zum Verformungs- und Tragverhalten einer DBB sowie mittels theoretischer und empirischer Betrachtungen werden neue Ansätze zur konstruktiven Ausführung sowie zur Optimierung des Einbauprozesses gewonnen.

Für die Dauerhaftigkeit einer DBB steht vor allem das Sicherstellen eines regelmäßigen Rissbilds im Vordergrund. Dabei werden Rissabstände zwischen 0,7 bis 2,5 m und Rissbreiten an der Betonoberfläche von maximal 0,5 mm angestrebt. Ebenfalls darf die Streckgrenze des Bewehrungsstahls zur Vermeidung von klaffenden Rissen nicht erreicht werden.

Um das Verhalten einer DBB detailliert untersuchen zu können, sind Kenntnisse über den Fahrbahnaufbau, die Materialparameter und vorliegende Verbundverhältnisse zwischen Betonfahrbahn und Unterlage nötig. Um das Gesamtsystem der DBB zu betrachten, werden Laborversuche, großmaßstäbliche Versuche und numerische Simulationen durchgeführt.

Der Bau von DBB in Deutschland beruht bisher vor allem auf empirischen Erkenntnissen, die meistens aus Erfahrungen im Ausland abgeleitet wurden. Für die Durchführung der experimentellen Versuche wird auf diese Erfahrungsparameter zurückgegriffen.

Die durchgeführten Laborversuche zur Bestimmung der Scherspannung zwischen Betonfahrbahn und Unterlage zeigen, dass Aufbauten mit gebundener Unterlage einen hohen Verbund aufweisen, welcher vor allem vom Größtkorn und dadurch von der Porenstruktur der Oberfläche der Unterlage abhängig ist. Bei dem Aufbau mit Verbundtrennung (Vliesstoff) zeigt sich, dass sich, trotz dem Ziel der Verbundtrennung, durch das Durchsickern des Zementleims durch den Vliesstoff, teilweise ein Verbund einstellt. Dies führt somit zu ungleichmäßigen Verbundeigenschaften in der Schichtgrenzfläche und sollte zur Sicherstellung einer zuverlässigen Rissprognose vermieden werden.

Die Ergebnisse der großmaßstäblichen Versuche zur Untersuchung der Rissentstehung und -entwicklung und zu Spannungsentwicklung in der Längsbewehrung bestätigen, dass die Anforderungen der Rissbreiten an eine DBB unter thermischer und hygrischer Belastung sowie unter dynamischer Belastung eingehalten werden. Auch im Bereich von Brückenbauwerken bei unterschiedlichen Auflagersteifigkeiten werden die Anforderungen an die Rissbreiten und Stahlspannungen eingehalten. Somit können die Steifigkeitssprünge an Brückenbauwerken von einer DBB aufgenommen werden ohne dass es zu einer kritischen Rissbreitenvergrößerung kommt.

Im Rahmen der numerischen Berechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode wird das Trag- und Verformungsverhalten an 3D-Modellen bei Variation von konstruktiven Parametern wie der Betondeckendicke und der Bewehrungslage, der Ausführung der Querbewehrung und Längsfuge sowie bei der Untersuchung an Unstetigkeitsstellen im Übergangsbereich von Brückenbauwerken untersucht. Unter der Einwirkung von Temperatur- und Verkehrsbelastung wird die Beanspruchung der unterschiedlichen Systeme ermittelt. Der Bewehrungsgrad hat nur vernachlässigbare Auswirkungen auf die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite. Die Schichtdicke des Betons beeinflusst die Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite maßgebend, wobei

die reduzierte Betondecke einer DBB sich positiv auf die Wölbspannungen aus ungleichmäßiger Temperaturänderung auswirkt. Die numerischen Untersuchungen an Unstetigkeitsstellen zeigen, dass im Übergangsbereich bei einem Steifigkeitssprung keine kritischen Verformungen oder Spannungen in der Betondecke auftreten. Somit ist eine Überbauung des Brückenbauwerks möglich und auf die Unterbrechung der Betondecke kann verzichtet werden. Damit einhergehend kann auf die kosten- und zeitintensiven Endverankerungskonstruktionen verzichtet werden. Mit der Synchronisation des Querrissabstands vor Brückenbauwerken wird gezeigt, dass sich ein geringerer Querrissabstand positiv auf die Verformungen und Spannungen auf dem Erdkörper mit geringeren Steifigkeiten auswirkt. Auch bei den Untersuchungen zur Variation der Querbewehrung zeigt sich, dass wenn die Lagesicherung der Längsbewehrung anderweitig realisiert werden kann, auf die Querbewehrung verzichtet werden kann. Allerdings sollten in diesem Fall im Bereich der Längsfuge Anker eingebaut werden, um ein Auseinanderwandern der Betonplatten sowie das unkontrollierte Öffnen der Längsfuge zu vermeiden. Daraus ergeben sich unter anderem erhebliche Beschleunigungen im Bauablauf, einhergehend mit einer Reduzierung der Baukosten und des Materialbedarfs.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass die Versuchsergebnisse im Hinblick auf die weiterhin steigenden Belastungen auf den Straßenoberbau sowie den immer größer werdenden Fokus auf eine hohe Verfügbarkeit des Streckennetzes, aber auch auf die steigende Relevanz von Nachhaltigkeit und Klimaschutz zeigen, dass die Bauweise DBB im Straßenbau seine Berechtigung hat. Die in dieser Arbeit vorgestellten neuen Erkenntnisse zur Ausführung einer DBB sollten in die Konstruktion zukünftiger Versuchsstrecken einfließen und als Grundlage zur Fortschreibung des Regelwerks dienen. Weiterführende Forschungen und Untersuchungen werden nötig sein, um die Bauweise DBB in die Regelwerke zu integrieren und um die DBB als eine zuverlässig umsetzbare neue Bauweise zu etablieren.

## Literaturverzeichnis

- [1] *Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch das Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (BMUV), dieses vertreten durch den Präsidenten des Umweltbundesamtes: Fahrleistungen, Verkehrsleistungen und „Modal Split“*, 2021, <https://www.umweltbundesamt.de/daten/verkehr/fahrleistungen-verkehrsaufwand-modal-split> [Zugriff am: 04.01.2022].
- [2] *Bundesanstalt für Straßenwesen: Manuelle Straßenverkehrszählung 2015 – Ergebnisse auf Bundesautobahnen*, Stand 26.01.2017, Ausgabe 2017.
- [3] *Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur: Verkehrsverflechtungsprognose 2030 – Schlussbericht. Forschungsbericht FE-Nr.: 96.0981/2011*, Ausgabe 2014.
- [4] *Kouroumli, U.: Experimentelle und theoretische Ermittlung der Straßenbeanspruchung bei unterschiedlichen Radlasten, Rad- und Achsanordnungen. Diplomarbeit. Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München*, 1984.
- [5] *Friedrich, M.: Analyse des Schwerverkehrs und Quantifizierung seiner Auswirkungen auf die Straßenbeanspruchung mit Hilfe der Potenzregel. Dissertation. Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen der Technische Universität München*, 1998.
- [6] *Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit: Umweltbewusstsein in Deutschland 2018 – Ergebnisse einer repräsentativen Bevölkerungsumfrage*. Umweltbundesamt, 2019.
- [7] *Umweltbundesamt Fachgebiet 1.4: 25 Jahre Umweltbewusstseinsforschung im Umweltressort – Langfristige Entwicklungen und aktuelle Ergebnisse*. Gellrich, Angelika, 2021.
- [8] *Oesterheld, R.; Peck, M.; Villaret, S.: Straßenbau heute, Schriftenreihe der Zement- und Betonindustrie, Bau + Technik GmbH, Erkrath*, 2018.
- [9] *Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen, Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau*, Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2003.
- [10] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Hinweise zur durchgehend bewehrten Betonfahrbahndecke – H DBB, FGSV W1 - Wissensdokumente Heft 815*, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2020.
- [11] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (Hrsg.): Schmerbeck, R.; Höller S. Bewehrte Betondecke, Black Topping und Grinding - Die*

- Versuchsstrecke A 94. Deutscher Straßen- und Verkehrskongress 2012 in Leipzig, 2012.
- [12] *Eisenmann, J.; Leykauf, G.*: Sonderdruck aus Betonkalender, Feste Fahrbahn für Schienenbahnen. Ernst & Sohn Verlag, Berlin, 2000.
- [13] *Freudenstein, S.; Geisler, K.; Mölter, T. et al.*: Beton Kalender – Feste Fahrbahn in Betonbauweise. Sonderdruck. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, 2015.
- [14] *Geisler, K.*: Einfluss einer Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf die Dimensionierung einer Festen Fahrbahn. Dissertation. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau, Technische Universität München, 2016.
- [15] *Meier, S.*: Durchgehend bewehrte Betondecke. Dissertation. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität München, 2005.
- [16] *Höller, S.*: Optimierung der Bauweise "Durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecke". Diplomarbeit. Fakultät Bauingenieurwesen Institut Stadtbauwesen und Strassenbau, Technische Universität Dresden, 2009.
- [17] *Dirnhofer, H.C.*: Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Asphaltdeckschichten auf durchgehend bewehrten Betondecken. Dissertation. Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München, 2015.
- [18] *Bollin, M.; Freudenstein, S.*: Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Bewehrungsgrad in Längs- und Querrichtung sowie zur gesteuerten Rissbildung bei Unstetigkeitsstellen – Bericht zum Teilprojekt der TU München IGF-Vorhaben Nr.: 20667 N/3. In: *Hegger, J.; Freudenstein, S.; Empelmann, M. et al.* (Hrsg.): Optimierung von durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen (DBB) – Zielsichere Prognose von Rissabstand und Rissbreite und Wirksame Risssteuerung – Schmidt, C.; Bollin, M.; Jonas, C.; Zühlsdorf, M. (Hrsg.-Mitarbeiter). Schlussbericht IGF-Vorhaben Nr. 20667 N. AiF Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V., RWTH Aachen, TU München, TU Braunschweig, 2021.
- [19] *Hegger, J.; Freudenstein, S.; Empelmann, M. et al.* (Hrsg.): Optimierung von durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen (DBB) – Zielsichere Prognose von Rissabstand und Rissbreite und Wirksame Risssteuerung – Schmidt, C.; Bollin, M.; Jonas, C.; Zühlsdorf, M. (Hrsg.-Mitarbeiter). Schlussbericht IGF-Vorhaben Nr. 20667 N. AiF Arbeitsgemeinschaft industrieller Forschungsvereinigungen „Otto von Guericke“ e.V., RWTH Aachen, TU München, TU Braunschweig, 2021.
- [20] *InformationsZentrum Beton GmbH*: Bundesfernstraßen: Dauerhafte Betondecken – störungsfreier Fernverkehr. InformationsZentrum Beton GmbH,

- <https://www.beton.org/wissen/infrastruktur/bundesfernstrasse/>  
[Zugriff am: 18.03.2022].
- [21] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton – M VaB Teil 1: Kreisverkehre, Busverkehrsflächen und Rastanlagen, FGSV R2 - Regelwerke Heft 821,1, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2013.
- [22] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton – M VaB Teil 2: Stadt- und Landstraßen sowie plangleiche Knotenpunkte mit Hinweisen zur Baulichen Erhaltung, FGSV R2 - Regelwerke Heft 821,2, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2015.
- [23] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Merkblatt für Planung, Konstruktion und Bau von Verkehrsflächen aus Beton – M VaB Teil 3: Container- und Logistikflächen, FGSV R2 - Regelwerke Heft 821,3, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2018.
- [24] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen – RStO 12, FGSV R1 - Regelwerke Heft 499, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2012.
- [25] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen – RDO Beton 09, FGSV R1 - Regelwerke Heft 497, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2010.
- [26] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton – ZTV Beton-StB 07, FGSV R1 - Regelwerke Heft 899, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2007.
- [27] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Technische Lieferbedingungen für Baustoffe und Baustoffgemische für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton – TL Beton-StB 07, FGSV R1 - Regelwerke Heft 891, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2007.
- [28] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Technische Prüfvorschriften für Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton – TP Beton-StB 10, FGSV R1 - Regelwerke Heft 892, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2010.
- [29] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Fugen in Verkehrsflächen – ZTV Fug-



- StB 15. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV R1 - Regelwerke Heft 897/1, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2016.
- [30] *Eisenmann, J.; Lempe, U.*: Experimentelle Prüfung an Fugenkonstruktionen durchgehend bewehrter Betondecken. *In: Straßen- und Tiefbau* (1975), Heft 29, S. 23-26.
- [31] *Ren, D.*: Optimisation of the Crack Pattern in Continuously Reinforced Concrete Pavements. Dissertation. Faculty of Civil Engineering and Geosciences, Delft University of Technology, 2015.
- [32] *Leykauf, G.*: Umdrucke zur Vertiefervorlesung, Betondecken. Lehrstuhl und Prüfamnt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München Ausgabe 2001.
- [33] *Leykauf, G.; Birmann, D.; Meier, S. (Hrsg.)*: Durchgehend bewehrte Betondecke – Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben 08.176-2003-CGB des Bundesministeriums für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 941, Wirtschaftsverl. NW Verl. für Neue Wiss, Bremerhaven, 2006.
- [34] *Peschel, U.; Reichart, U.*: Lärmindernde Fahrbahnbeläge – Ein Überblick über den Stand der Technik. Hrsg. Umweltbundesamt Ausgabe 2014.
- [35] *Rasoulian, M.; Titi, H.; Martinez, M.*: Evaluation of Narrow Transverse Contraction Joints in Jointed Plain Concrete Pavements – LTRC Project No. 98-6P, State Project No. 736-99-1022. Louisiana Department of Transportation and Development - Louisiana Transportation Research Center, 2006.
- [36] *Rasmussen, R.O.; Wiegand, P.D.; Fick, G.J. et al.*: How to Reduce Tire-Pavement Noise: Better Practices for Constructing and Texturing Concrete Pavement Surfaces – Report No. DTFH61-06-H-00011 Work Plan 7 TPF-5 (139). National Concrete Pavement Technology Center, 2012.
- [37] *Meier, S.*: Bemessung und Konstruktion von durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen. *In: Beton* (2005), Heft 11, S. 540-542.
- [38] *Pfeiffer, L.; Pfeiffer, U.; Villaret, S.*: Kurzbericht Bemessung kontinuierlich bewehrter Betondecken. Teilthema zum Forschungsbericht FE 04.0189/2002/AGB. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen - vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, 2005.
- [39] DIN EN 1990:2021-10, Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung; Deutsche Fassung EN 1990:2002 + A1:2005 + A1:2005/AC:2010. DIN Deutsche Institution für Normen e.V., Ausgabe 2021.

- [40] EN 1992-1-1:2004+AC:2010: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010. DIN Deutsche Institution für Normen e.V., Ausgabe 2011.
- [41] DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04, Nationaler Anhang- National festgelegte Parameter- Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau.
- [42] *Eisenmann, J.*: Bemessungen von Zementbetondecken – Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 82. Nachdruck im Betonstraßen-Jahrbuch 1969/71 Ausgabe 1970.
- [43] *König, G.; Tue, N.V.*: Grundlagen und Bemessungshilfen für die Rißbreitenbeschränkung im Stahlbeton und Spannbeton – sowie Kommentare, Hintergrundinformationen und Anwendungsbeispiele zu den Regelungen nach DIN 1045, EC 2 und Model Code 90. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, DAfStb-HEFT 466, 1996.
- [44] *Schießl, P.*: Grundlagen der Neuregelung zur Beschränkung der Rißbreite. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton. Beuth Verlag GmbH, DAfStb-HEFT 400, 1989, S. 158-175.
- [45] *Höller, S.*: Durchgehend bewehrte Fahrbahndecke aus Beton – Abschlussbericht des Referates S3: Versuchsstrecke BAB A5 bei Darmstadt. Bundesanstalt für Straßenwesen, 2010.
- [46] *Orval, L.; Veer, G.*: Duurzame wegdekken voor de toekomst – Verbreding en verbetering A12 gedeelte Bunnik - Lunetten in doorgaand-gewapend beton. In: Betonwegen-nieuws (1997), Heft 105, S. 3-8.
- [47] *Won, M.; Hankins, K.; McCullough, B.F.*: Mechanistic Analysis of Continuously Reinforced Concrete Pavements Considering Material Characteristics Variability, and Fatigue. Research Report Number 1169-2. Center for Transportation Research, Texas State Department of Highways and Public Transportation in Cooperation with the U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, März 1991.
- [48] *Fingerloos, F.; Hegger, J.; Zilch, K. (Hrsg.)*: Eurocode 2 für Deutschland – DIN EN 1992-1-1 Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau mit Nationalem Anhang : kommentierte und konsolidierte Fassung.

- Bundesvereinigung der Prüfengeure für Bautechnik; Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein; Institut für Stahlbetonbewehrung e.V. *et al.*, Kommentar, Beuth; Ernst & Sohn, Berlin, 2016.
- [49] *Roesler, J.R.; Hiller, J.E.; Brand, A.S.*: Continuously Reinforced Concrete Pavement Manual – Guidelines for Design, Construction, Maintenance, and Rehabilitation. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2016.
- [50] *Breitenbücher, R.*: Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme. Dissertation. Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Technische Universität München, 1989.
- [51] *Eisenmann, J.*: Theoretische Betrachtung zur Fortentwicklung der Fahrbahndecke aus unbewehrtem Beton. *In: Beton* (1965), Heft 1, S. 19-27.
- [52] *Springenschmid, R.*: Die Ermittlung der Spannungen infolge Schwinden und Hydratationswärme im Beton. *In: Beton- und Stahlbetonbau* (1984), Heft 10.
- [53] *Falkner, H.*: Fugenlose und wasserdichte Stahlbetonbauten ohne zusätzliche Abdichtung. Deutscher Betontag, 1983.
- [54] *Freudenstein, S.*: Beanspruchungskonforme Dimensionierung von Betonfahrbahnen. *In: Straße und Autobahn* (2014), Heft 6, S. 437-440.
- [55] *Springenschmid, R.; Nischer, P.*: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. *In: Beton- und Stahlbeton* 9 (1973), S. 221-226.
- [56] *Yeon, J.H.; Choi, S.; Won, M.C.*: Evaluation of Zero-stress Temperature Prediction Model for Portland Cement Concrete Pavements. *Construction and Building Materials*, Auflage 40, 2013.
- [57] *Won, M.C.*: Evaluation of MEPDG with TxDOT Rigid Pavement Database. Center for Transportation Research at The University of Texas at Austin, Texas, Report No. FHWA/TX-09/0-5445-3, 2009.
- [58] *Foos, S.*: Unbewehrte Betonfahrbahnplatten unter witterungsbedingten Beanspruchungen. Dissertation. Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2005.
- [59] *Eger, M.; Dirnhofner, H.C.*: Schlussbericht Optimierung Kompositbauweise – Durchgehend bewehrter Betondecken mit dünner flexibler Deckschicht. Lehrstuhl und Prüfamf für Verkehrswegebau, Technische Universität München, 2016.
- [60] *Schmidt, C.; Bollin, M.; Cramer, J. et al.*: Untersuchungen zur Rissbildung in durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen. *In: Bauingenieur* 96 (2021), Heft 10, S. 358-375. <https://doi.org/10.37544/0005-6650-2021-10-56>.

- [61] *Springenschmid, R.; Fleischer, W.:* Über das Schwinden von Beton, Schwindmessungen und Schwindrisse. *In: Beton- und Stahlbeton* (1993), Heft 11.
- [62] *Lechner, B.:* Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München, 1996.
- [63] *Eger, W.:* Langzeitverhalten von Betonstraßen - eine Untersuchung mit statistischen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden. Dissertation. Prüfam für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München, 1995.
- [64] *Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz:* Straßenverkehrs-Zulassungs-Ordnung (StVZO) § 34 Achslast und Gesamtgewicht. Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz.
- [65] *Lange, J.; Benning, W.:* Verfahren zur Rissanalyse bei Betonbauteilen. Geodätisches Institut, RWTH Aachen. Fachtagung Bauwerksdiagnose Praktische Anwendungen Zerstörungsfreier Prüfungen, 23.-24. Februar 2006, Berlin, DGZfP-Berichtsband 100-CD Poster 13.
- [66] *Röhling, S.:* Zwangsspannungen infolge Hydratationswärme, edition beton, Verlag Bau + Technik, Düsseldorf, 2009.
- [67] *Bosold, D.; Grünwald, A.:* Risse im Beton. *In: Zement-Merkblatt Betontechnik*, InformationsZentrum Beton GmbH (2020), B 18.
- [68] *Model Code 10: fib Model Code for Concrete Structures 2010*, Ernst Sohn, s.l., (2013).
- [69] *Zilch, K.; Zehetmaier, G.:* Bemessung im konstruktiven Betonbau – Nach DIN 1045-1 (Fassung 2008) und EN 1992-1-1 (Eurocode 2). Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg, 2010.
- [70] *Baumgart, R.:* Begrenzung der Rissbreiten, <https://rudolfbaumgart.de/scripte/rissbreiten.pdf> [Zugriff am: 01.04.2022].
- [71] *Eierle, B.:* Berechnungsmodelle für rissgefährdete Betonbauteile unter frühem Temperaturzwang. Dissertation. erschienen als Bericht aus dem konstruktiven Ingenieurbau, Technische Universität München, 2000.
- [72] *Füllsack-Köditz, R.:* Verbundverhalten von GFK-Bewehrungsstäben und Rissentwicklung in GFK-stabbewehrten Betonbauteilen. Dissertation. Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Bauhaus-Universität Weimar, 2004.

- [73] Doorgaand gewapende betonverhardingen – Autosnelwegen en overige toepassingen, Publicatie / C.R.O.W Heft 160, CROW, Ede, 2001.
- [74] Kohler, E.; Roesler, J.: Active Crack Control for Continuously Reinforced Concrete Pavements. *In: Transport Research Record Journal of the Transportation Research Board* (2004), S. 19-29.
- [75] *The Transtec Group, Inc. Austin, TX: CRCP in Texas – Five Decades of Experience. In: CRSI* (2004), Heft 11.
- [76] Höller, S.: Durchgehend bewehrte Betonfahrbahndecke – in der Erprobung auf der BAB A5 in Darmstadt. *In: Griffig* (2007), Heft 2, S. 2-7.
- [77] McCullough, B.F.; Zollinger, D.; Dossey, T.: Evaluation of the Performance of Texas Pavements made with Different Coarse Aggregates – Research Report Number 3925-1, Project No. 7-3925. University of Texas at Austin - Center for Transportation Research, Texas Transportation Institute, 2000.
- [78] Houben, L.; Ren, D.; Beeldens, A. et al.: Durable Continuously Reinforced Concrete Pavements through Active Crack Control. 3rd International Conference on Best Practices for Concrete Pavements, 2015.
- [79] Depuydt, S.: Active crack control in continuously reinforced concrete pavements (CRCP). Masterarbeit. Department of Civil Engineering, Ghent University, 2016.
- [80] Kashif, M.; Naseem, A.; Iqbal, N. et al.: Evaluating the Early-Age Crack Induction in Advanced Reinforced Concrete Pavement Using Partial Surface Saw-Cuts. *In: Applied Science* (2021), Heft 11.
- [81] *Centrum Baustoffe und Materialprüfung MPA BAU - cbm, Abteilung Baustoffe, Technische Universität München: Untersuchungsbericht - Untersuchung von Frisch- und Festbetoneigenschaften, Nr.: 20-19-0077, 10.03.2020.*
- [82] *Centrum Baustoffe und Materialprüfung MPA BAU - cbm, Abteilung Baustoffe, Technische Universität München: Untersuchungsbericht – Entwicklung einer Rezeptur einer hydraulisch gebundenen Tragschicht, Nr.: 20-19-0066, 16.01.2020.*
- [83] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Technische Prüfvorschriften für Asphalt – TP Asphalt-StB Teil 80: Abscherversuche, FGSV R1 - Regelwerke Heft 756/80, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2021.*
- [84] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen: Arbeitspapier zur Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen – Reihe B: Berechnungsmodelle Teil B 4: Schichtenverbund bei der Dimensionierung von*

- Asphaltbefestigungen, FGSV W2 - Wissensdokumente Heft 425, B4, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2011.
- [85] *Wellner F.; Ascher D.:* Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Schlussbericht zum AiF-Projekt Nr. 13589 BR/1. Deutsches Asphaltinstitut e.V., 2007.
- [86] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen:* Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt – ZTV Asphalt-StB 07/13, FGSV R1 - Regelwerke Heft 799, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2007 geänderte Fassung 2013.
- [87] *Wiedemann, S.:* Untersuchungen zur Bauweise Asphaltzwischen-schicht unter Betonfahrbahnen. Dissertation. TUM School of Engineering and Design, Technische Universität München, 2021.
- [88] *Freudenstein, S.; Neudert, B.; Eger, M.:* Bewertung von Asphaltzwischen-schichten unter Betondecken – FE 08.0212/2011/KGB Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur BMVI. Forschungsbericht. Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, Technische Universität München, 2014.
- [89] *Eger, M.H.P.:* Untersuchung von nachträglich erzeugten Endbereichen an Betonfahrbahnen unter Berücksichtigung der Reibungsverhältnisse auf unterschiedlichen Tragschichten. Dissertation. Ingenieur-fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München, 2019.
- [90] *Bundesministerium für Verkehr Abteilung Straßenbau (Hrsg.):* Eisenmann, J.; Kühn, A. – Streifenweise Erneuerung von alten abgängigen Betondecken unter Beibehaltung der meist vorkommenden Dicke von 20 bis 22 cm. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, 1997. Typo-Druck & Verlagsgesellschaft mbH, Heft 748, 1997.
- [91] *Eisenmann, J.; Birmann, D.:* Erforschung des Langzeitverhaltens eines neuartigen Deckensystems mit Geotextil-Einlagen zur flächenhaften Entwässerung. Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Heft 56, 1988.
- [92] *Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (Hrsg.):* Leykauf, G.; Birmann, D. – Verhalten von Betondecken auf Geotextil, Einlagen und Anforderungen an Geotextilien. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrs-technik. Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Heft 901, 2004.

- [93] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Merkblatt für die Anwendung von Vliesstoffen unter Fahrbahndecken aus Beton – M VuB, FGSV R2 - Regelwerke Heft 830, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2010.
- [94] *Heinemann, M.; Witt, K.J.*: E 3-8 Reibungsverhalten von Geokunststoffen. Bauhaus-Universität Weimar, <http://www.gdaempfehlungen.de/pdf/E3-08.pdf>, 2018 [Zugriff am: 08.02.2022].
- [95] *Gerthsen, C.; Kneser, H.O.; Vogel, H.*: Physik – Ein Lehrbuch zum Gebrauch neben Vorlesungen; mit 855 Abbildungen und über 900 Aufgaben. Springer, Berlin, 1977.
- [96] *Weil, G.*: Der Verschiebewiderstand von Betonfahrbahnplatten. Betonstrassen Jahrbuch 1960, Fachverband Zement e.V. Köln, 1960.
- [97] *Weil, G.*: Die Formänderung von Betonfahrbahnplatten und Folgerungen für die Straßenkonstruktion. *In*: Beton (1964), Heft 7, S. 277-284.
- [98] DIN EN ISO 9863-1:2020-04, Geokunststoffe- Bestimmung der Dicke unter festgelegten Drücken - Teil 1: Einzellagen (ISO 9863-1:2016 + Amd.1:2019); Deutsche Fassung EN ISO 9863-1:2016 + A1:2019. Ausgabe 2019.
- [99] *Produktdatenblatt*: Multifunktionaler Trenn- und Filtervliesstoff – Secutex R 501 (Betonvliesstoff). Vliesstoff zum Einsatz unter Betondecken. Naue GmbH & Co. KG, 2016.
- [100] *Weingart, W.; Wieland, M.*: Hochwertiges Recycling von Beton auf Geotextil – Bericht zum Forschungs- und Entwicklungsvorhaben FE 08.186/2005/LGB des Bundesministeriums für Verkehr Bau und Stadtentwicklung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1069, Fachverlag NW in Carl Ed. Schünemann KG, 2012.
- [101] *Me-go GmbH*: Me-go 2D Messsysteme, <https://www.me-go.de/messsysteme/me-go-2d-messsystem/> [Zugriff am: 08.02.2022].
- [102] GOM GmbH: ARAMIS Professional 2020 Version GOM Software 2020 Hotfix 6 [Software].
- [103] *Hoffmann, K.*: Anwendung der Wheatstoneschen Brückenschaltung. Hottinger Baldwin Messtechnik - HBM.
- [104] *Centrum Baustoffe und Materialprüfung MPA BAU - cbm, Abteilung Baustoffe, Technische Universität München*: Prüfprotokoll, Serie 20-20-0051, 22.09.2020.
- [105] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächen-

- befestigungen – TL Asphalt-StB 07, FGSV R1 - Regelwerke Heft 797, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2007.
- [106] *Centrum Baustoffe und Materialprüfung MPA BAU - cbm, Abteilung Baustoffe, Technische Universität München*: Untersuchungsbericht – Forschungsprojekt AZSuB; Untersuchung von 6 Bohrkernen, Nr.: 50-20-0639, 01.02.2021.
- [107] *Kampen, R.*: Bereiten und Verarbeiten von Beton – Zement-Merkblatt Betontechnik. InformationsZentrum Beton GmbH, 2013.
- [108] *Deutscher Wetterdienst*: CDC - Climate Data Center, 2021, <https://cdc.dwd.de/portal/> [Zugriff am: 13.07.2021].
- [109] *Witt, M.H.*: Untersuchungen zur Kerbtiefe bei Querscheinfugen in Betonfahrbahnen. Dissertation. Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt, Technische Universität München, 2019.
- [110] *Häußler-Combe, U.; Harting, J.*: Rissbildung von Stahlbeton bei Zwangsbeanspruchung. *In: Bauingenieur* (2009), Heft 84.
- [111] *Deutscher Wetterdienst*: Klimadiagramm von München (Flughafen) / Deutschland – Koordinaten: geographische Breite: 48° 22' N, geographische Länge: 11° 48' E.
- [112] ANSYS, Inc. License Manager: ANSYS Version 2019 R3 [Software].
- [113] *Röhling, S.; Meichsner, H.*: Rissbildungen im Stahlbetonbau – Ursachen - Auswirkungen - Maßnahmen. Fraunhofer IRB-Verlag. Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart, 2018.
- [114] *Westergaard, H.M.*: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. *In: Public Roads Vol.7* (1926), Heft 2, S. 25-35.
- [115] Shell International Oil Products B.V., The Hague: BISAR 3.0 [Software].
- [116] *Gebhardt, C.*: Praxisbuch FEM mit ANSYS Workbench – Einführung in die lineare und nichtlineare Mechanik. Carl Hanser Verlag München, 2014.
- [117] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Richtlinien für die Anlage von Autobahnen – RAA, FGSV R1 - Regelwerke Heft 202, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2008.
- [118] Ausschuss für Arbeitsstätten, Technische Regeln für Arbeitsstätten ASR A5.2: Anforderungen an Arbeitsplätze und Verkehrswege auf Baustellen im Grenzbereich zum Straßenverkehr - Straßenbaustellen, Dezember 2018.
- [119] *Bergmeister, K.; Fingerloos, F.; Wörner, J.-D. (Hrsg.)*: Beton-Kalender 2019 – Parkbauten Geotechnik und Eurocode 7. Wilhelm Ernst & Sohn, Beton-Kalender (VCH) Heft 108.2019, Ernst et Sohn, Berlin, Germany, 2019.



- [120] *Schneider, K.-J.; Albert, A.*: Bautabellen für Ingenieure – Mit Berechnungshinweisen und Beispielen. Werner Verlag, 2020.
- [121] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht – RDO Asphalt 09. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV R1 - Regelwerke Heft 498, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2009.
- [122] *Kiehne, A.*: Rechnerische Dimensionierung von Verkehrsflächenbefestigungen in Asphaltbauweise - Entwicklung und Umsetzung eines Verfahrens, 2007.
- [123] *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen*: Technische Prüfvorschrift für Asphalt – TP Asphalt-StB. Teil 26 Spaltzug-Schwellversuch - Bestimmung der Steifigkeit. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, FGSV R1 - Regelwerke, FGSV Verlag GmbH, Köln, 2018.
- [124] *Eisenmann, J.; Leykauf, G.*: Bemessung von Betondecken unter Berücksichtigung der Einsenkung. *In*: Mitteilung des Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München (1981), Heft 33.
- [125] *Eid, J.A.*: Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping). Dissertation. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München, 2012.
- [126] *Koennecke, W.*: Beanspruchung der Straße durch Kraftfahrzeuge. Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen. VS Verlag für Sozialwissenschaften, Wiesbaden, 1959.
- [127] *Litzka, J.; Molzer, C.; Blab, R.*: Modifikation der österreichischen Methode zur Dimensionierung des Straßenoberbaus. *In*: Straßenforschungsheft Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, Wien (1996), Heft 465.
- [128] *Beeldens, A.; Caestecker, C.; Rens, L.*: Durchgehend bewehrte Fahrbahndecken aus Beton – Stand der Technik in Belgien. *In*: Beton (2005), Heft 11, S. 536-538.
- [129] *Freudenstein, S.*: Untersuchungen über den Einfluss reduzierter Dübeleinbindelängen auf die Wirksamkeit der Fugenkonstruktion bei Betonstraßen. Dissertation. Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen, Technische Universität München, 2001.
- [130] *Maliha, R.*: Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen in Fahrbahndecken aus Beton. Dissertation. Bauingenieur- und Vermessungswesen, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, 2006.

- [131] DIN EN 12390-3:2009-07, Prüfung von Festbeton - Teil 3: Druckfestigkeit von Probekörpern; Deutsche Fassung EN-12390-3:2009. Ausgabe 2009.
- [132] DIN EN 12390-5: Prüfung von Festbeton - Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern. Ausgabe 2019.

## Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2-1: Prinzipskizze einer DBB a) Draufsicht b) Längsschnitt des Schichtaufbaus mit Ausführung der Querbewehrung als Gitterträger.....	7
Abbildung 2-2: Bemessung der Längsbewehrung nach niederländischem Nomogramm nach [46], mit dargestellten Vorgehen zur Ermittlung des mittleren Rissabstandes für zwei übliche Bewehrungsgrade .....	10
Abbildung 2-3: Ermittlung des Längsbewehrungsgrades nach US-amerikanischem Vorgehen nach [47], mit dargestelltem Vorgehen zur Ermittlung des Bewehrungsgrades für die Rissbreite von 0,5 mm, dem angestrebten minimalen Rissabstand und der angestrebten Stahlspannung.....	11
Abbildung 2-4: Idealisierte Überlagerung der auftretenden Spannungen infolge innerer und äußerer Einwirkungen nach [17, 54].....	13
Abbildung 2-5: Hydratationsphase – Verlauf a) Betontemperatur $T$ b) Betonspannung $\sigma_c$ nach [55] .....	14
Abbildung 2-6: Temperatur- und Spannungsverlauf bei Erwärmung bzw. Abkühlung von oben nach [58, 61].....	16
Abbildung 2-7: Verformung und Spannung infolge ungleichmäßiger Erwärmung von oben und ungleichmäßiger Abkühlung von oben a) Verformungsbilder b) Spannungsbilder nach [9, 51].....	17
Abbildung 2-8: Spannungsverteilung bei einem Stahlbetonbalken nach [69] .....	18
Abbildung 2-9: Qualitativer Verlauf der Spannungs-Dehnungs-Beziehung eines Stahlbeton-zugstabs unter Zugbeanspruchung nach [43, 44] .....	19
Abbildung 2-10: Rissverhalten bei a) vollem Verbund b) nachgiebigem Verbund eines Stahlbetonzugstabs nach [71].....	20
Abbildung 2-11: Dreiaxialer Spannungszustand nach [69].....	21
Abbildung 2-12: Schematische Darstellung der Ausbruchskegel, Eintragungslänge $l_E$ und der Bereich der Verbundstörung nach [14, 69].....	22
Abbildung 2-13: Parameter, die das Rissbild der DBB beeinflussen .....	23
Abbildung 2-14: Verlauf der sich einstellenden Rissabstände bei DBB nach [75] .....	24
Abbildung 2-15: Arten von Rissverläufen in DBB mit Gefahrenkategorisierung nach [74, 76].....	24

Abbildung 3-1:	a) Schematischer Versuchsaufbau Längsschnitt, b) Versuchsaufbau im Labor (Aufbau ATS), mit Beschriftung der Kraft $F$ , den Wegaufnehmern WA 1 und WA 2 sowie dem Bohrkern .....	31
Abbildung 3-2:	Mittelwerte der maximalen Scherkraft $F_{m,max}$ und Scherspannungen $\tau_{m,max}$ über die Aufbauten und das Betonalter .....	33
Abbildung 3-3:	Wirkung der Reibung in Schichtgrenze nach [89].....	37
Abbildung 3-4:	a) Schematischer Versuchsaufbau Längsschnitt b) Versuchsaufbau im Labor, mit Beschriftung Träger, Schubkraft $F_S$ und Wegaufnehmer WA 1 und WA 2 .....	39
Abbildung 3-5:	Auswertungsdiagramme 24 h Probekörper 1 – 3 und 48 h Probekörper 4 – 6 .....	40
Abbildung 3-6:	Maximale Schubkraft $F_{max}$ und Scherspannung $\tau_{max}$ der Probekörper 1 bis 3 nach 24 h Probekörper 4 bis 6 nach 48 h.....	41
Abbildung 3-7:	Unterseite des Vliesstoffs, keine Durchdringung von Zementleim Probekörper 2 (links), mit Durchdringung von Zementleim Probekörper 5 (rechts) .....	43
Abbildung 4-1:	Rissverlauf (links), Erzeugung der Bilddatei mit 100-facher Vergrößerung mit digitalem Mikroskop (Mitte), digitale Messung der Rissbreite exemplarisch an drei Stellen (rechts).....	46
Abbildung 4-2:	Schichtaufbau im Längsschnitt mit Darstellung der Längs- und Querbewehrung .....	50
Abbildung 4-3:	3D-Visualisierung des Großversuchs mit Abmessungen und konstruktiven Details .....	52
Abbildung 4-4:	Darstellung der Messtechnik im Großversuch a) integrierte b) applizierte .....	53
Abbildung 4-5:	Temperaturmessstelle a) im Versuchsfeld mit Markierung der Temperatursensoren in Betondecke b) schematische Darstellung mit Bezeichnung und Höhenlage der Messsensoren für TM 1 und TM 2 .....	54
Abbildung 4-6:	DMS-Anordnung auf Längsbewehrung für M 1 bis M 3 – Großversuch .....	55
Abbildung 4-7:	Temperaturentwicklung der ersten sieben Tage mit den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur $T_2$ , dem maximalen Temperaturgradienten $\Delta t_{max, TM1}$ und des Erstrisses $T_{R1}$ für die Temperaturmessstelle TM 1 .....	58

Abbildung 4-8: Temperaturentwicklung der ersten sieben Tage mit den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur $T_2$ , dem maximalen Temperaturgradienten $\Delta t_{max.TM2}$ und des Erstrisses $T_{R1}$ für die Temperaturmessstelle TM 2.....	58
Abbildung 4-9: Vertikales Temperaturprofil zu den Zeitpunkten der zweiten Nullspannungstemperatur $T_2$ , den maximalen Temperaturgradienten $\Delta t_{max.TM1/2}$ und des Erstrisses $T_R$ , für TM 1 (links) und TM 2 (rechts) .....	59
Abbildung 4-10: 3D-Visualisierung der Rissverläufe mit Bemaßung .....	61
Abbildung 4-11: Darstellung der Sollrissstellen SR mit Überlagerung der Rissverläufe .....	62
Abbildung 4-12: Einordnung der Rissbreitenmessungen in den Temperaturverlauf (Lufttemperatur, stündliche Messungen), DWD Stations-ID 3379 [108].....	63
Abbildung 4-13: Rissbreiten des 1. Risses, Lufttemperatur $T_{Luft}$ und Zeitpunkt der Entstehung des 2. Risses $T_{R2}$ .....	64
Abbildung 4-14: Rissbreiten des 2. Risses und Lufttemperatur $T_{Luft}$ .....	65
Abbildung 4-15: Vertikaler Rissverlauf über die Betonquerschnittshöhe, Bohrkern BK 1 (links) und Bohrkern BK 2 (rechts).....	66
Abbildung 4-16: Vertikale Rissbreitenverläufe in der Betondecke bei Bohrkern BK 1 und BK 2, Auswertung nördlicher Rissverlauf mit Darstellung der Bewehrungslage .....	67
Abbildung 4-17: Spannung $\sigma$ der Kompensationsmessung K 1 und K 2, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020 .....	68
Abbildung 4-18: Gemittelte Stahlspannungen $\sigma$ an den Messstellen M 1 bis M 3 und Lufttemperatur $T_{Luft}$ über die ersten sieben Tage mit Darstellung des Zeitpunkts des Erstrisses $T_{R1}$ .....	69
Abbildung 4-19: Stahlspannungen $\sigma$ Messstelle M 1, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020.....	71
Abbildung 4-20: Stahlspannungen $\sigma$ Messstelle M 2, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020.....	72
Abbildung 4-21: Stahlspannungen $\sigma$ Messstelle M 3, Messzeitraum: 19.08.2020 – 11.11.2020.....	72
Abbildung 4-22: Eingebauter Versuchskörper im Überrollprüfstand .....	76
Abbildung 4-23: Schematische Darstellung des Versuchskörpers im Längsschnitt.....	77

Abbildung 4-24: 3D-Visualisierung der Längs- und Querbewehrung im Versuchskörper mit Abmessungen.....	78
Abbildung 4-25: Darstellung der Messtechnik im Überrollversuch a) integrierte b) applizierte .....	81
Abbildung 4-26: DMS-Anordnung auf Längsbewehrung für M 1 bis M 3 – Überrollversuch.....	82
Abbildung 4-27: Darstellung Position der Radlaststellung mit Abbildung des Reifens in maximaler Radlaststellung .....	83
Abbildung 4-28: Numerisch ermittelter Spannungsverlauf an der Oberseite der bewehrten Betonplatte bei einer Belastung $F_{\text{stat}} = 59 \text{ kN}$ .....	84
Abbildung 4-29: Auswertung des 2D-Kamerasystems von oben, Rissverlauf Riss Ost und Riss West zu zwei Belastungszeitpunkten mit DIC .....	85
Abbildung 4-30: 3D-Visualisierung der Rissverläufe Riss Ost und Riss West .....	86
Abbildung 4-31: Auswertung der Bewegungsanalyse des 3D-Kamerasystems über die Querschnittshöhe bei unterschiedlichen Lastwechselzahlen bei Riss Ost und Riss West (oben), Darstellung der Auswertepositionen (unten), mit DIC.....	87
Abbildung 4-32: Absolute Rissbreiten zu unterschiedlichen Lastwechseln entlang des Riss Ost mit Angabe der Zeitpunkte der hygrische Belastung $T_B$ und der Variation des Unterbaus $T_U$ .....	89
Abbildung 4-33: Schematische Darstellung der Längs- und Querbewehrung mit Überlagerung der Rissverläufe und Darstellung der Abstände der Messpositionen und der Querbewehrung.....	89
Abbildung 4-34: Absolute Rissbreiten zu unterschiedlichen Lastwechseln entlang des Riss West mit Angabe der Zeitpunkte der hygrische Belastung $T_B$ und der Variation des Unterbaus $T_U$ .....	90
Abbildung 4-35: Stahlspannungen $\sigma$ an der Messposition M 1-1 für ausgewählte Lastwechsel.....	92
Abbildung 4-36: Vertikale Wegänderung des freien Endes für ausgewählte Lastwechsel.....	94
Abbildung 4-37: Schnittlinien der Segmente .....	96
Abbildung 4-38: Gemittelte Rissbreiten über vertikalen Rissverlauf des Riss Ost (links) und des Riss West (rechts).....	97
Abbildung 4-39: Rissbreiten über vertikalen Rissverlauf an unterschiedlichen Segmenten des Riss Ost (links) und des Riss West (rechts).....	98

Abbildung 4-40: Zone des gestörten Verbundes am Beispiel Riss Ost Segment S 7 mit eingefärbten Epoxidharz .....	98
Abbildung 5-1: a) Modellgeometrie, mit Darstellung Querrisse, Längsfuge und Fahrstreifen b) Schichtenaufbau, Abmessungen in mm .....	104
Abbildung 5-2: 3D-Modell, Abbildung der Längs- und Querbewehrung mit Längspressfuge und Anker .....	105
Abbildung 5-3: Temperaturabhängiger Ansatz Asphalt nach RDO Asphalt 09 [121], E-Modul nach Tabelle A 6.3 und Querdehnzahl nach Gl. 5-1	108
Abbildung 5-4: Vertikale Temperaturgradienten $\Delta t$ für die Lastfälle LF 1 bis LF 3 ...	110
Abbildung 5-5: Lasteinleitungspunkte zur Abbildung der Einzellasten, Maße in mm .....	111
Abbildung 5-6: Auswertepfade und -position für Verformungs- und Spannungsbetrachtung in den Simulationsmodellen .....	113
Abbildung 5-7: Verschiebung in y-Richtung, Modell S 1.1, überhöhte Darstellung ..	114
Abbildung 5-8: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 1 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite .....	116
Abbildung 5-9: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 1 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	117
Abbildung 5-10: Spannungen $\sigma_x$ , Modelle S 1 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte .....	118
Abbildung 5-11: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite .....	121
Abbildung 5-12: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	121
Abbildung 5-13: Spannungen $\sigma_x$ , Modelle S 2 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte .....	123
Abbildung 5-14: Spannung $\sigma_x$ , Modelle S 2 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	124
Abbildung 5-15: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite .....	126
Abbildung 5-16: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	127
Abbildung 5-17: Spannung $\sigma_x$ , Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Vertikalrichtung in Lastachse .....	128

---

Abbildung 5-18: Spannung $\sigma_x$ , Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	129
Abbildung 5-19: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite .....	132
Abbildung 5-20: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	133
Abbildung 5-21: Spannung $\sigma_x$ , Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Vertikalrichtung in Plattenmitte .....	134
Abbildung 5-22: Spannung $\sigma_x$ , Modelle S 4 bis S 6 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite .....	135
Abbildung 5-23: Modell S 7.1 a) Modellgeometrie mit Darstellung der Belastungskonfiguration und Abschnitte 1 bis 6 b) Schichtenaufbau Erdkörper c) Schichtenaufbau Bauwerk, Abmessungen in mm .....	138
Abbildung 5-24: Verschiebung in y-Richtung, Modelle S 7 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite, mit Beschriftung der Abschnitte .....	140
Abbildung 5-25: Spannungen $\sigma_x$ , Modelle S 7 – Auswertung in Querrichtung an der Betondeckenunterseite, auf Abschnitt 3 und Abschnitt 4.....	142



## Tabellenverzeichnis

Tabelle 2-1:	Konstruktionsansätze zur Ausführung einer DBB in Deutschland nach [10, 15–17, 33, 37, 38] .....	12
Tabelle 3-1:	Untersuchungsparameter der Laborversuche .....	27
Tabelle 3-2:	Kennwerte des Betons und der HGT.....	28
Tabelle 3-3:	Materialkennwerte Beton und HGT [81, 82] .....	28
Tabelle 3-4:	Kennwerte Asphalttragschicht und -zwischen-schicht .....	28
Tabelle 3-5:	Übersicht der Versuchsreihen mit Probekörperanzahl .....	31
Tabelle 3-6:	Übersicht der Versuchsreihen mit Probekörperanzahl .....	39
Tabelle 4-1:	Betonrezeptur .....	48
Tabelle 4-2:	Betonkennwerte und Materialkennwerte des Festbeton nach 28 d ...	48
Tabelle 4-3:	Materialparameter Asphaltzwischen-schicht.....	48
Tabelle 4-4:	Konstruktive Details und mechanische Kenngrößen des Betonstahls [19].....	49
Tabelle 4-5:	Konstruktionsparameter – Großversuch.....	50
Tabelle 4-6:	Integrierte und applizierte Messtechnik – Großversuch.....	53
Tabelle 4-7:	Zeitpunkte und –räume der Rissbildung .....	61
Tabelle 4-8:	Konstruktionsparameter – Überrollversuch .....	77
Tabelle 4-9:	Integrierte und applizierte Messtechnik – Überrollversuch .....	80
Tabelle 4-10:	Symbole zur Datenbeschriftung in den Auswertediagrammen .....	96
Tabelle 5-1:	Übersicht der Elementgrößen .....	106
Tabelle 5-2:	Übersicht der Materialkennwerte.....	109
Tabelle 5-3:	Symbole zur Datenbeschriftung in den Auswertediagrammen .....	113
Tabelle 5-4:	Simulationsreihe S 1 – Untersuchungsvarianten.....	114
Tabelle 5-5:	Simulationsreihe S 1 – Spannungen $\sigma_x$ an der Betonunterseite in Plattenmitte.....	119
Tabelle 5-6:	Simulationsreihe S 2 – Untersuchungsvarianten.....	119
Tabelle 5-7:	Simulationsreihe S 2 – Spannungen $\sigma_x$ an der Betondeckenunterseite in Plattenmitte.....	123
Tabelle 5-8:	Simulationsreihe S 3 – Untersuchungsvarianten.....	125
Tabelle 5-9:	Simulationsreihen S 3 – Spannungen $\sigma_x$ an der Betondeckenunterseite in Lastachse .....	128
Tabelle 5-10:	Simulationsreihen S 4 bis S 6 – Untersuchungsvarianten .....	130
Tabelle 5-11:	Simulationsreihe S 7 – Untersuchungsvarianten.....	137

Tabelle 5-12: Simulationsreihe S 7 – Spannungen $\sigma_x$ an der Betondeckunterseite in Lastachse.....	141
--	-----

## Anhangsverzeichnis

<b>Anhang A</b>	<b>Laborversuche</b> .....	<b>178</b>
Anhang A-1	Materialkennwerte HGT und Beton.....	178
Anhang A-2	Abscherversuche – Herstellung der Probekörper.....	181
Anhang A-3	Abscherversuche – Bruchflächenbilder der Schichtgrenzflächen.....	183
Anhang A-4	Abscherversuche – Darstellung der Kraft-Weg-Diagramme.....	185
Anhang A-5	Abscherversuche – Auswertung der maximalen Abscherkräfte .....	187
Anhang A-6	Abscherversuche – Oberflächen der Asphaltsschichten .....	188
Anhang A-7	Schubversuche – Herstellung der Probekörper .....	189
Anhang A-8	Schubversuche – Untersuchung Unterseite Vliesstoff.....	189
<b>Anhang B</b>	<b>Großmaßstäbliche Versuche</b> .....	<b>190</b>
Anhang B-1	Großversuch – Versuchsaufbau .....	190
Anhang B-2	Großversuch – Auswertung .....	191
Anhang B-3	Überrollversuch – Versuchsaufbau.....	195
Anhang B-4	Überrollversuch – Messtechnik.....	196
Anhang B-5	Überrollversuch – Auswertung.....	197
Anhang B-6	Überrollversuch – hygriische Belastung.....	200
Anhang B-7	Überrollversuch – Rissverpressung .....	201
<b>Anhang C</b>	<b>Numerische Berechnungen</b> .....	<b>204</b>
Anhang C-1	Modellgeometrie .....	204
Anhang C-2	Auswertung Simulationsreihe S 1 .....	205
Anhang C-3	Analytische Berechnungen .....	206
Anhang C-4	Auswertung Simulationsreihe S 2 und S 3.....	211
Anhang C-5	Modellgeometrien – Simulationsreihe S 4 bis S 6.....	212

# Anhang

## Anhang A Laborversuche

### Anhang A-1 Materialkennwerte HGT und Beton

Tabelle A-1: Betonrezeptur

Ausgangsstoff	Masse
	[kg/m <sup>3</sup> ]
Gesteinskörnung 0/4 mm	649
Gesteinskörnung 4/8 mm	427
Gesteinskörnung 8/16 mm	779
Summe Gesteinskörnung	1865
Zement CEM II A-S 42,5 R	350
Frischwasser	158
Luftporenbildner	1,23
Fließmittel	2,45

Tabelle A-2: Konsistenz und Luftporengehalt des Frischbetons [81]

Ausbreitmaß <sup>1)</sup>	Luftporengehalt <sup>1)</sup>	Ausbreitmaß während Probenherstellung	Luftporengehalt während Probenherstellung
[mm]	[Vol.-%]	[mm]	[Vol.-%]
44,0	6	45,5	7,9

<sup>1)</sup> nach Angaben des Werks

Tabelle A-3: Rohdichte und Druckfestigkeit der Zylinder des Festbetons [81]

Bohrkern	Durchmesser	Prüfhöhe	Rohdichte	Bruchlast	Druckfestigkeit	Typ des Bruchbildes <sup>1)</sup>
	[mm]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
1	100,3	199,2	2360	292,2	37,0	zufriedenstellend nach Bild 3
2	99,8	197,8	2360	379,2	48,1	zufriedenstellend nach Bild 3
3	100,3	200,1	2340	329,4	41,7	zufriedenstellend nach Bild 3

<sup>1)</sup> nach DIN EN 12390-3 [131]

Tabelle A-4: Rohdichte und Spaltzugfestigkeit der Zylinder des Festbetons [81]

Bohrkern	Durchmesser	Prüfhöhe	Rohdichte	Bruchlast	Spaltzugfestigkeit
	[mm]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1 <sup>1)</sup>	100,3	200,6	2340	110,10	3,5
2	100,2	50,6	2410	37,66	4,7
3	99,8	50,7	2380	31,74	4,0

<sup>1)</sup> Prüfung in Anlehnung an DIN EN 12390-5 [132]

Tabelle A-5: Rohdichte und Biegezugfestigkeit am Balken des Festbetons [81]

Balken	Länge	Breite	Höhe	Rohdichte	Bruchlast	Biegezugfestigkeit
	[mm]	[mm]	[mm]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1	700,0	151,6	150,5	2370	42,15	5,5
2	700,0	151,3	150,7	2310	36,45	4,8
3	700,0	151,7	150,3	2310	34,74	4,6

Tabelle A-6: E-Modul und Querdehnzahl der Zylinder des Festbetons [81]

Zylinder	Durchmesser	Prüfhöhe	Untere Prüfspannung	Obere Prüfspannung	Untere/Obere Dehnung	E-Modul	Querdehnzahl
	[mm]	[mm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[%]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[-]
1	100,0	196,4	0,62	14,01	0,002/0,050	27.740	0,15
2	99,3	196,4	0,58	14,18	0,001/0,047	29.710	0,18
3	100,2	196,6	0,57	113,96	0,003/0,048	29.790	0,18

Tabelle A-7: Rezeptur HGT [82]

Ausgangsstoff		Masse
Gesteinskörnung 0/4 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	764
Gesteinskörnung 4/8 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	462
Gesteinskörnung 8/16 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	513
Gesteinskörnung 16/32 mm	[kg/m <sup>3</sup> ]	818
Summe Gesteinskörnung	[kg/m <sup>3</sup> ]	2556
Zement CEM II A-S 42,5 R	[M.-%] <sup>1)</sup>	4,0
Wasser	[M.-%] <sup>1)</sup>	4,5

<sup>1)</sup> bezogen auf das trockene Gesteinskörnungsgemisch

Tabelle A-8: Festigkeiten HGT nach 7 d und 28 d [82]

Alter	Durchmesser	Prüfhöhe <sup>1)</sup>	Rohdichte <sup>1)</sup>	Bruchlast	Druckfestigkeit	Typ Bruchbild <sup>2)</sup>
[d]	[mm]	[mm <sup>2</sup> ]	[kg/m <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]	
7	150,5	125,2	2460	412,8	23,2	zufriedenstellend nach Bild 3
	150,0	126,9	2480	411,0	23,2	zufriedenstellend nach Bild 3
28	150,0	123,4	2480	589,8	33,4	zufriedenstellend nach Bild 3
	149,9	124,5	2480	550,3	31,2	zufriedenstellend nach Bild 3
<sup>1)</sup> inkl. Abgleichschicht <sup>2)</sup> nach DIN EN 12390-3 [131]						

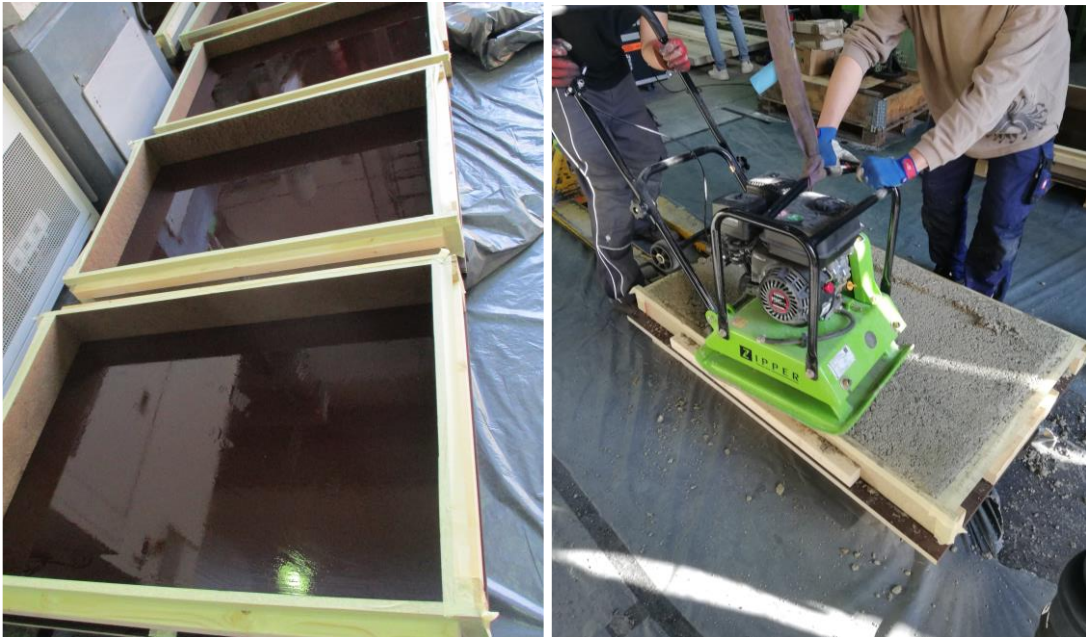
**Anhang A-2      Abscherversuche – Herstellung der Probekörper**

Abbildung A-1: Hergestellte Schalungen (links), HGT Einbau (rechts)



Abbildung A-2: Asphalteinbau AC 22 TS (links), Betonage Probekörper (rechts)

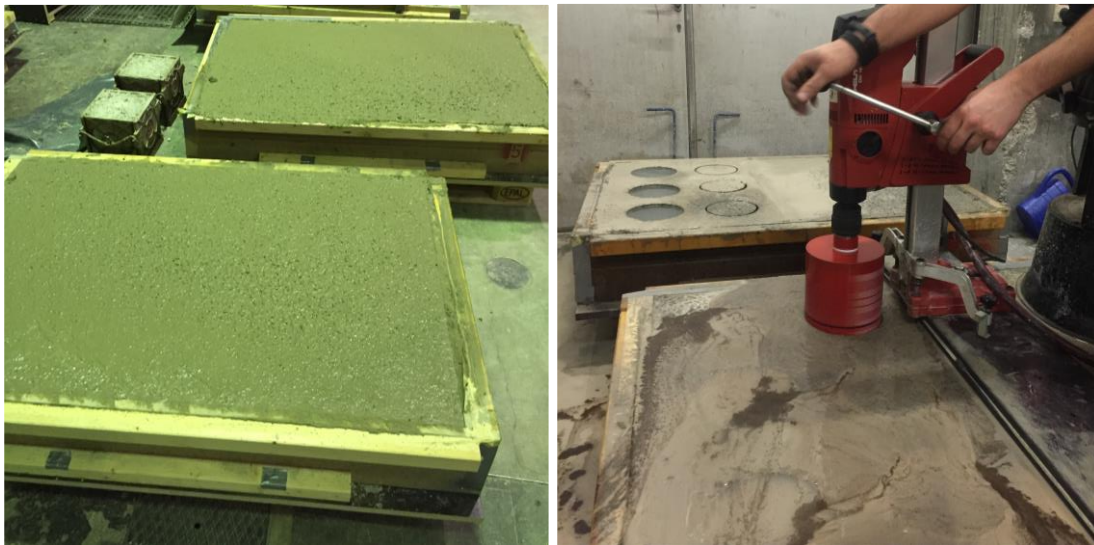


Abbildung A-3: Hergestellte Probekörper (links), Bohrkernentnahme (rechts)



### Anhang A-3 Abscherversuche – Bruchflächenbilder der Schichtgrenzflächen

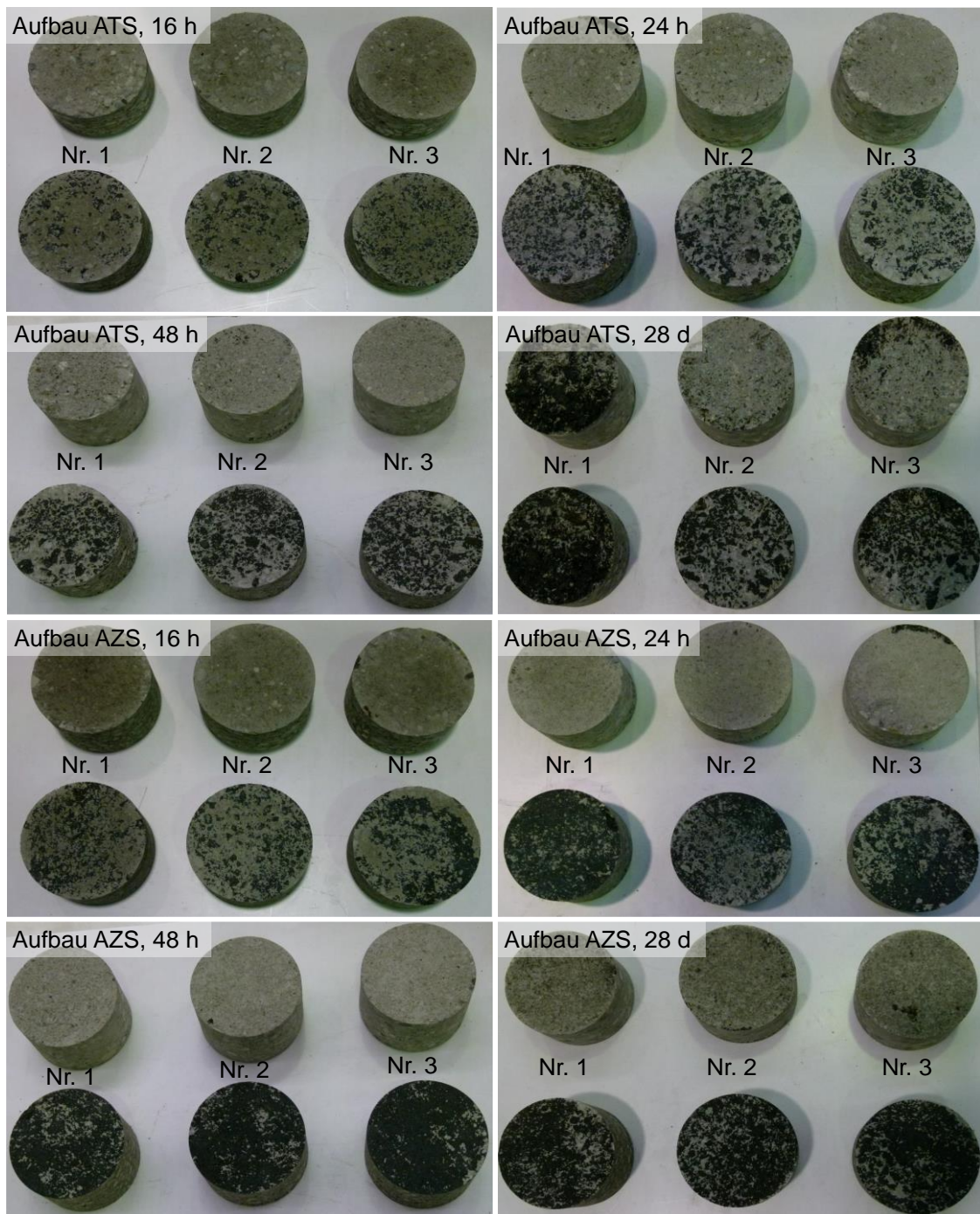


Abbildung A-4: Bruchflächen der Schichtgrenzflächen der Bohrkerne, Aufbau ATS und Aufbau AZS

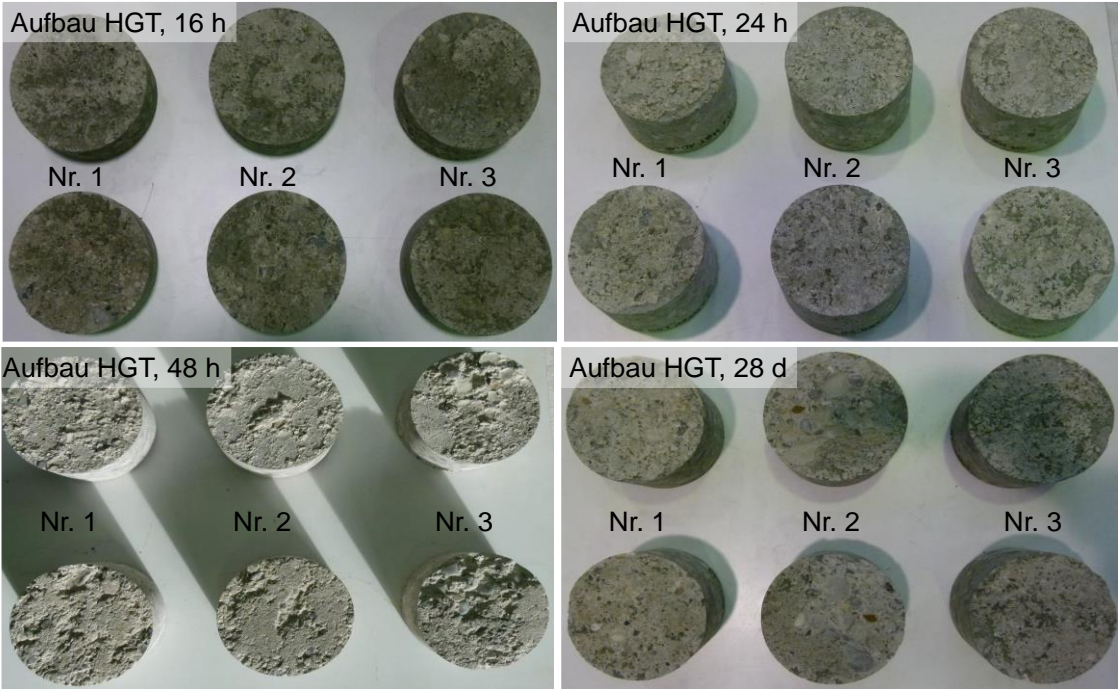


Abbildung A-5: Bruchflächen der Schichtgrenzflächen der Bohrkerne, Aufbau HGT

### Anhang A-4 Abscherversuche – Darstellung der Kraft-Weg-Diagramme

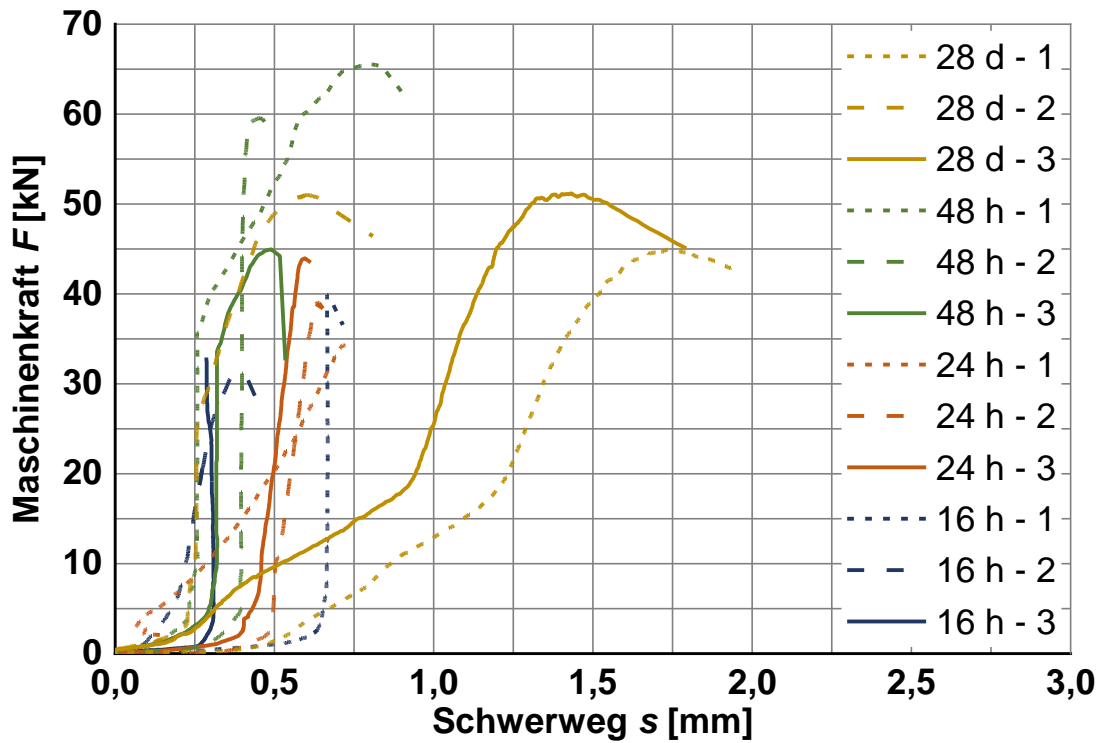


Abbildung A-6: Aufbau ATS, Maschinenkraft  $F$  über Scherweg  $s$  (Mittelwert WA 1 und WA 2)

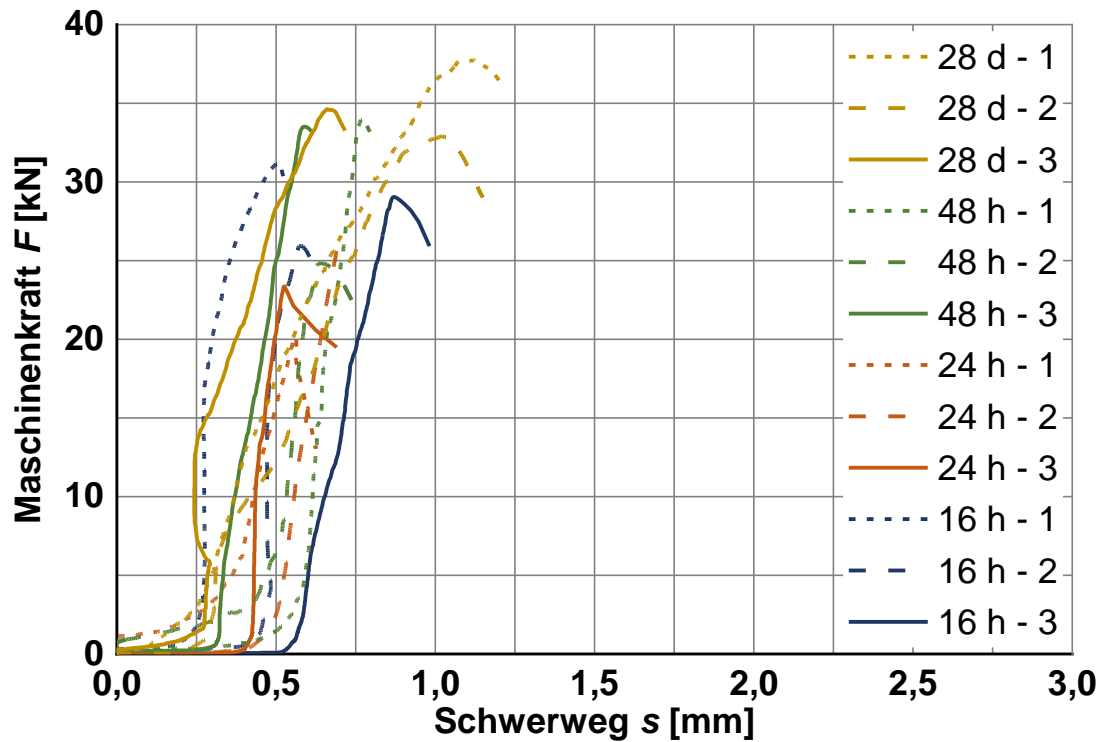


Abbildung A-7: Aufbau AZS, Maschinenkraft  $F$  über Scherweg  $s$  (Mittelwert WA 1 und WA 2)

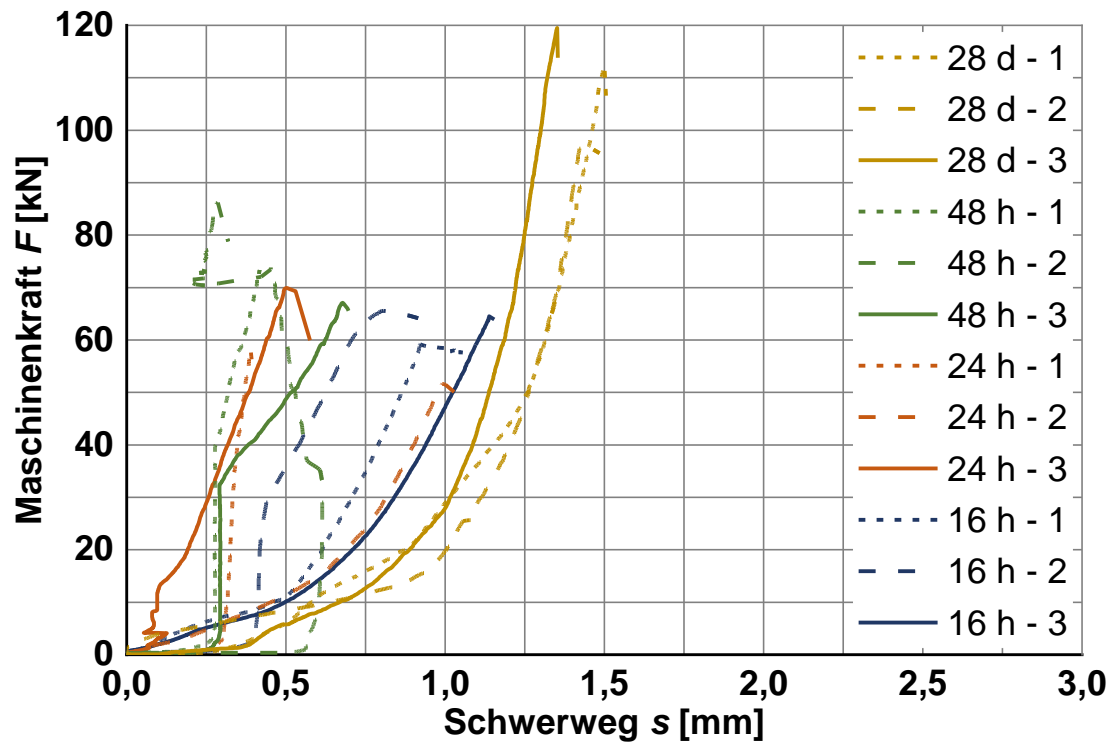


Abbildung A-8: Aufbau HGT, Maschinenkraft  $F$  über Scherweg  $s$  (Mittelwert WA 1 und WA 2)

## Anhang A-5      Abscherversuche – Auswertung der maximalen Abscherkräfte

Tabelle A-9:      Maximale Abscherkräfte und Mittelwerte der jeweiligen Versuchsreihen

Aufbau	Probekörper Nr.	Max. Abscherkraft [kN]	Mittelwert [kN]	
ATS (AC 22 TS)	1	39,9	34,81	16 h
	2	31,14		
	3	33,38		
	4	34,28	39,09	24 h
	5	39,03		
	6	43,95		
	7	65,53	56,68	48 h
	8	59,54		
	9	44,96		
	13	44,96	49,04	28 d
	14	51		
	15	51,17		
AZS (AC 11 DN)	1	31,22	28,74	16 h
	2	25,94		
	3	29,05		
	4	20,23	23,17	24 h
	5	25,92		
	6	23,37		
	7	34,05	30,80	48 h
	8	24,84		
	9	33,52		
	13	37,79	35,11	28 d
	14	32,91		
	15	34,63		
HGT	1	59,2	63,11	16 h
	2	65,56		
	3	64,56		
	4	58,04	59,87	24 h
	5	51,64		
	6	69,92		
	7	74,37	75,88	48 h
	8	86,18		
	9	67,08		
	13	112,38	109,86	28 d
	14	97,69		
	15	119,5		

## Anhang A-6      Abscherversuche – Oberflächen der Asphaltschichten

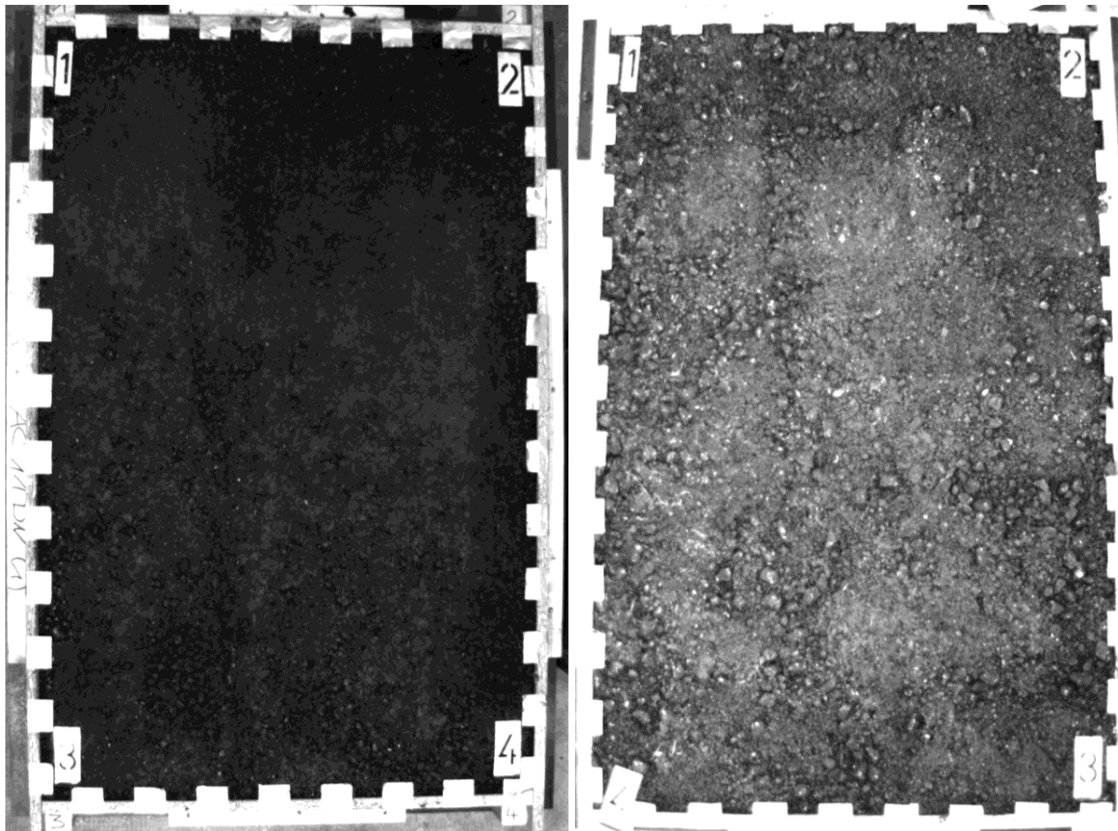


Abbildung A-9: Oberfläche AZS (links), Oberfläche ATS (rechts)

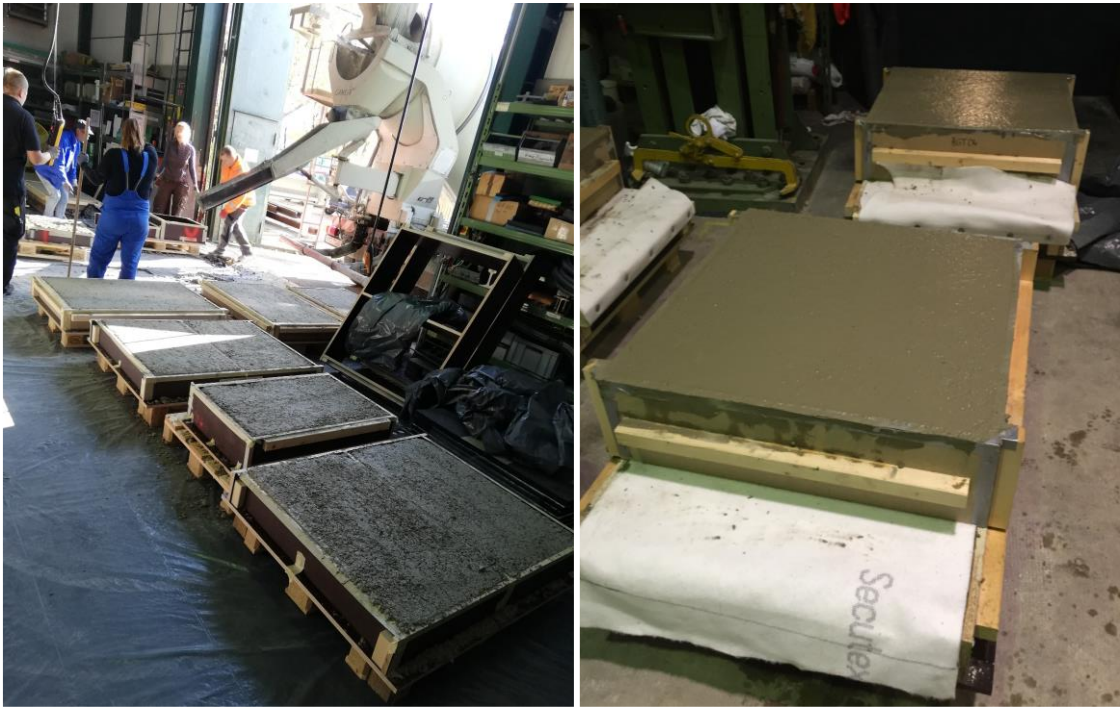
**Anhang A-7 Schubversuche – Herstellung der Probekörper**

Abbildung A-10: Probekörper – HGT (links), Probekörper – Vliesstoff und Beton (rechts)

**Anhang A-8 Schubversuche – Untersuchung Unterseite Vliesstoff**

Abbildung A-11: Probekörper 4, Unterseite des Vliesstoffs (links), Ausschnitt (rechts)

## Anhang B Großmaßstäbliche Versuche

### Anhang B-1 Großversuch – Versuchsaufbau



Abbildung B-1: Asphaltteinbau – Straßenfertiger (links), Tandemwalze (rechts)

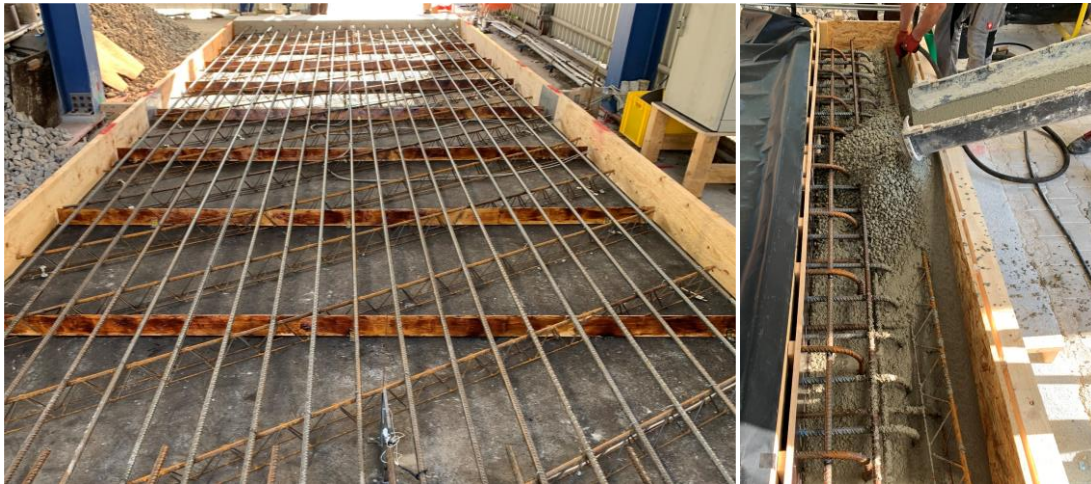


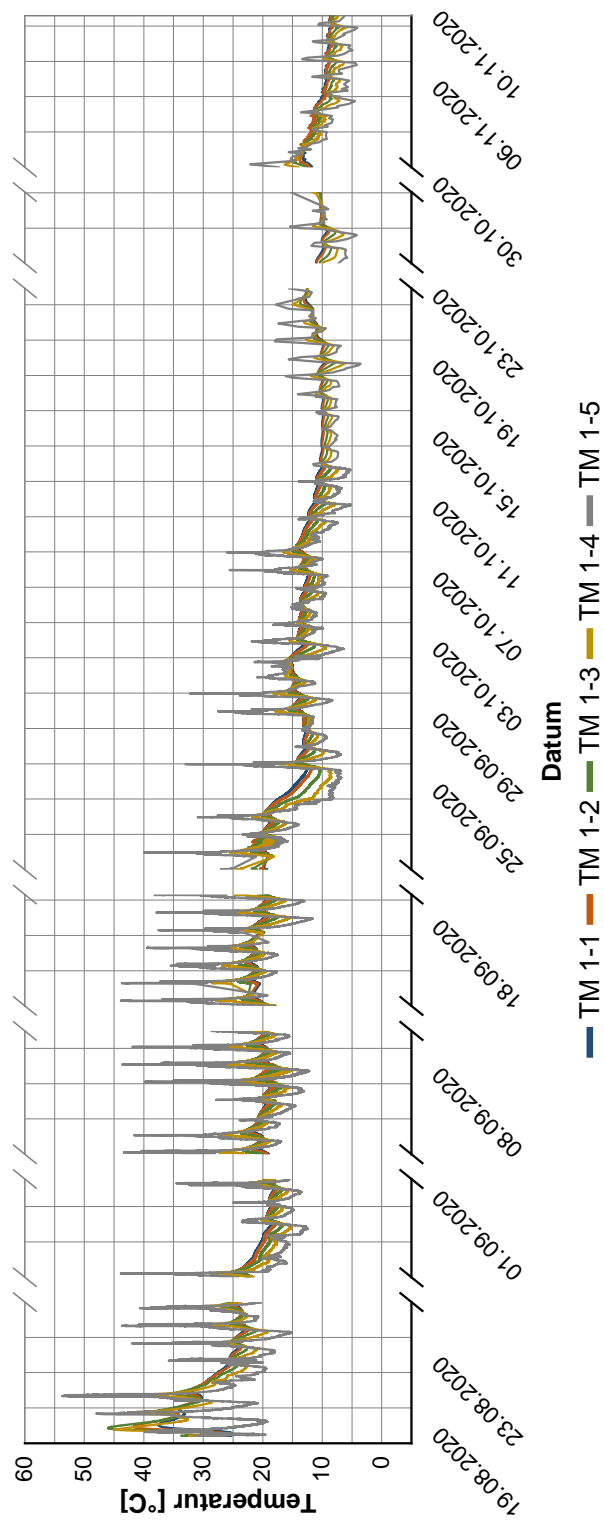
Abbildung B-2: Einbau Bewehrung und Sollrissstelle (links), Betonage der Verankerung (rechts)



Abbildung B-3: Einbau des Betons (links), Herstellung der Betonoberfläche mit Nivellierwalze (rechts)



## Anhang B-2 Großversuch – Auswertung

Abbildung B-4: Temperaturmessungen – TM 1, gesamter Monitoringzeitraum<sup>1</sup>

<sup>1</sup> In den Datensätzen kommt es an wenigen Stellen zu fehlenden Messpunkten, da es messtechnisch bedingt zu Unterbrechungen in der Messaufzeichnung kam.

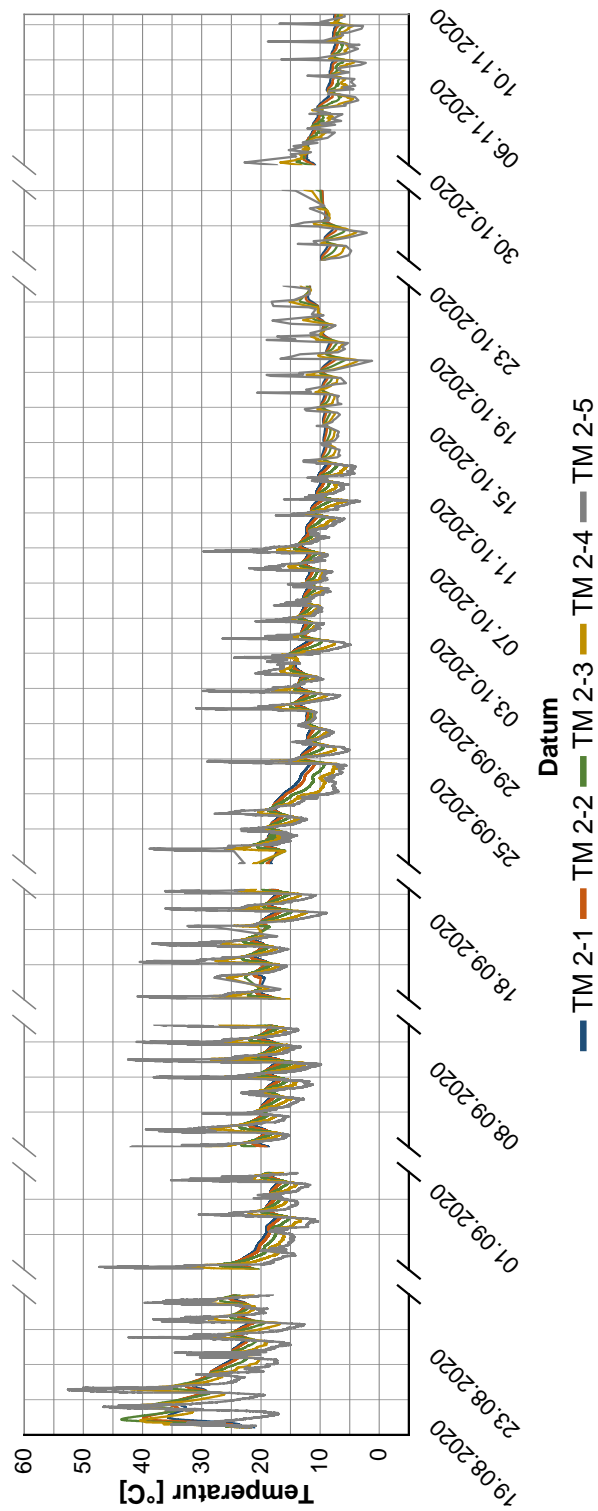


Abbildung B-5: Temperaturmessungen – TM 2, gesamter Monitoringzeitraum<sup>1</sup>

<sup>1</sup> In den Datensätzen kommt es an wenigen Stellen zu fehlenden Messpunkten, da es messtechnisch bedingt zu Unterbrechungen in der Messaufzeichnung kam.

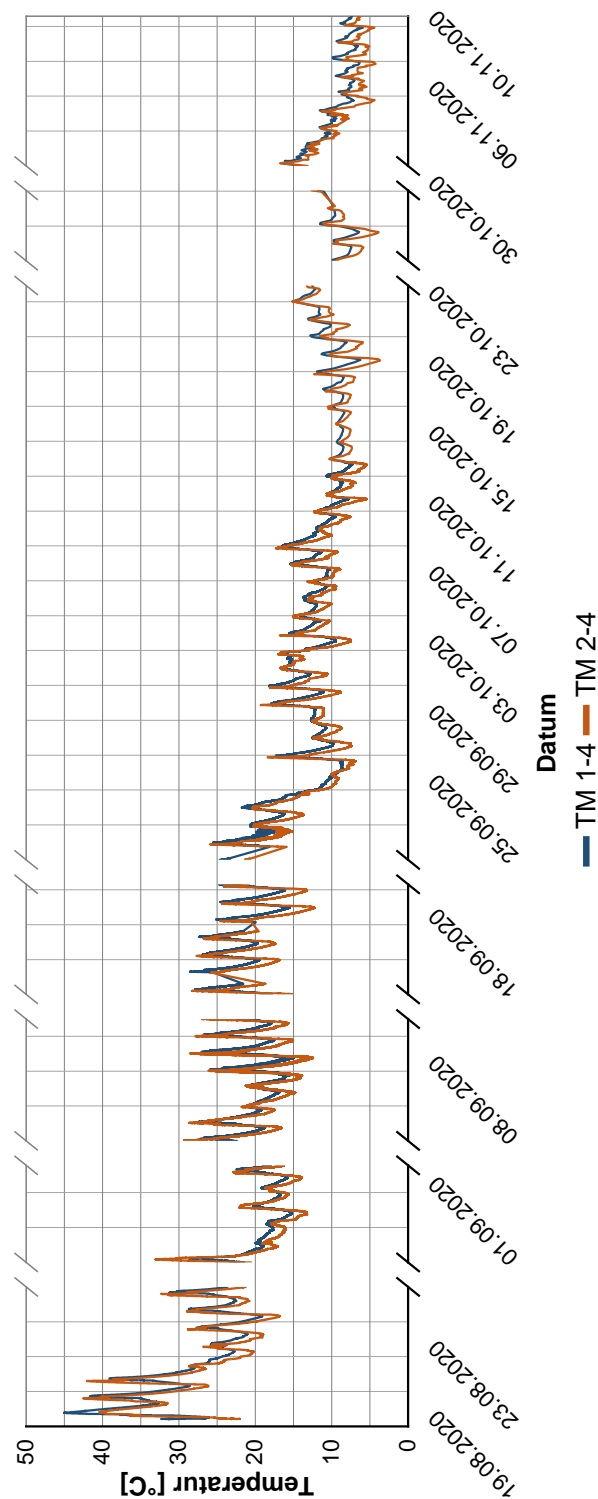


Abbildung B-6: Temperaturmessung – Vergleich TM 1-4 und TM 2-4, gesamter Monitoringzeitraum<sup>1</sup>

<sup>1</sup> In den Datensätzen kommt es an wenigen Stellen zu fehlenden Messpunkten, da es messtechnisch bedingt zu Unterbrechungen in der Messaufzeichnung kam.

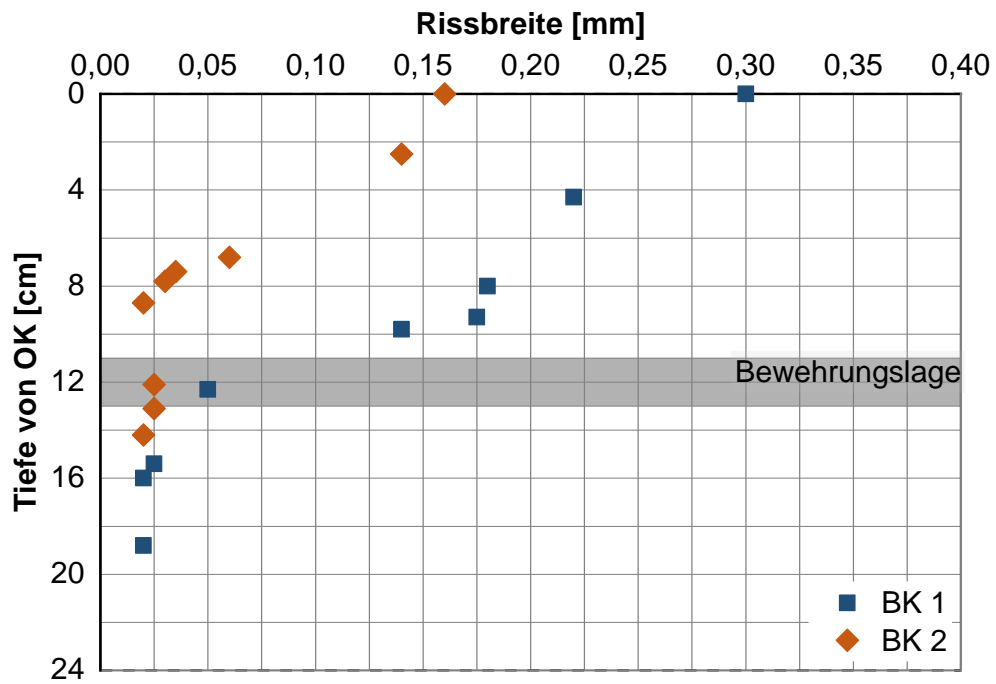


Abbildung B-7: Vertikale Rissbreitenverläufe in der Betondecke bei Bohrkern BK 1 und BK 2, Auswertung südlicher Rissverlauf mit Darstellung der Bewehrungslage

## Anhang B-3 Überrollversuch – Versuchsaufbau



Abbildung B-8: Schalung mit verlegter Bewehrung und integrierter Messtechnik



Abbildung B-9: Einbau des Betons in den Probekörpers (links), Verdichtung des Betons mit Rüttelflasche (rechts)

## Anhang B-4 Überrollversuch – Messtechnik

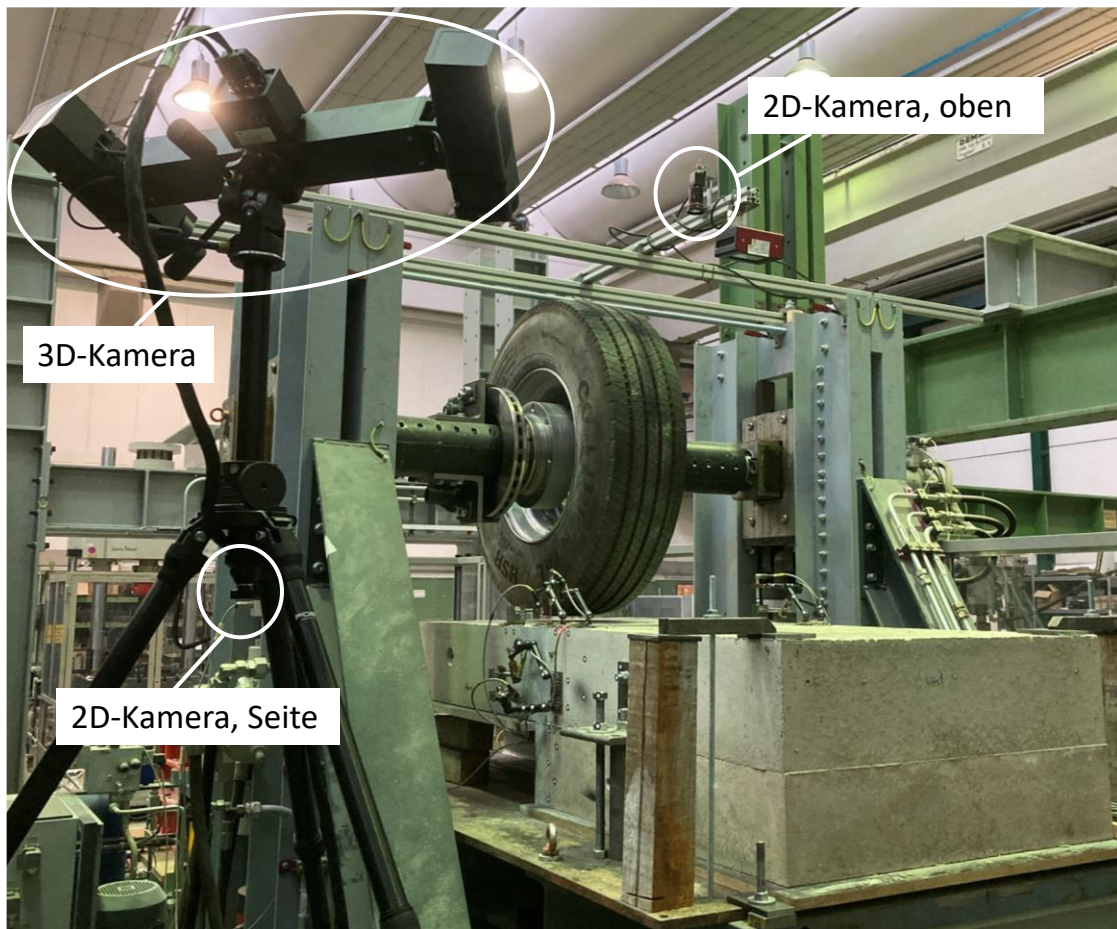


Abbildung B-10: Positionierung der 2D- und 3D-Kamerasysteme im Überrollprüfstand zur Untersuchung mit DIC

Anhang B-5 Überrollversuch – Auswertung

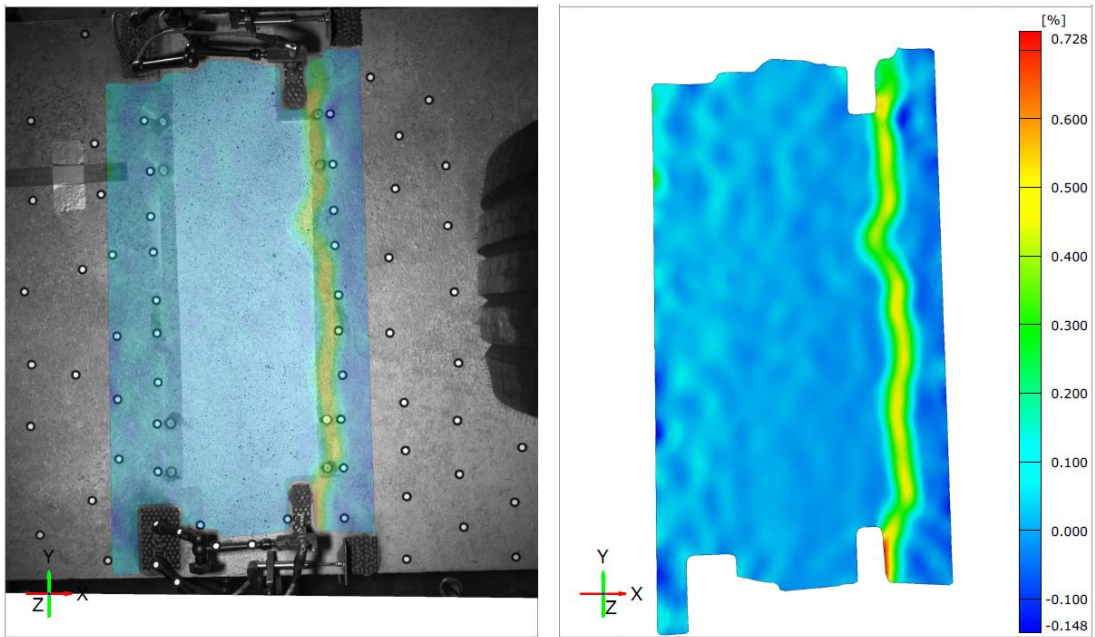


Abbildung B-11: DIC – Verformung am Riss Ost bei Erstbelastung, 2D Ansicht von oben

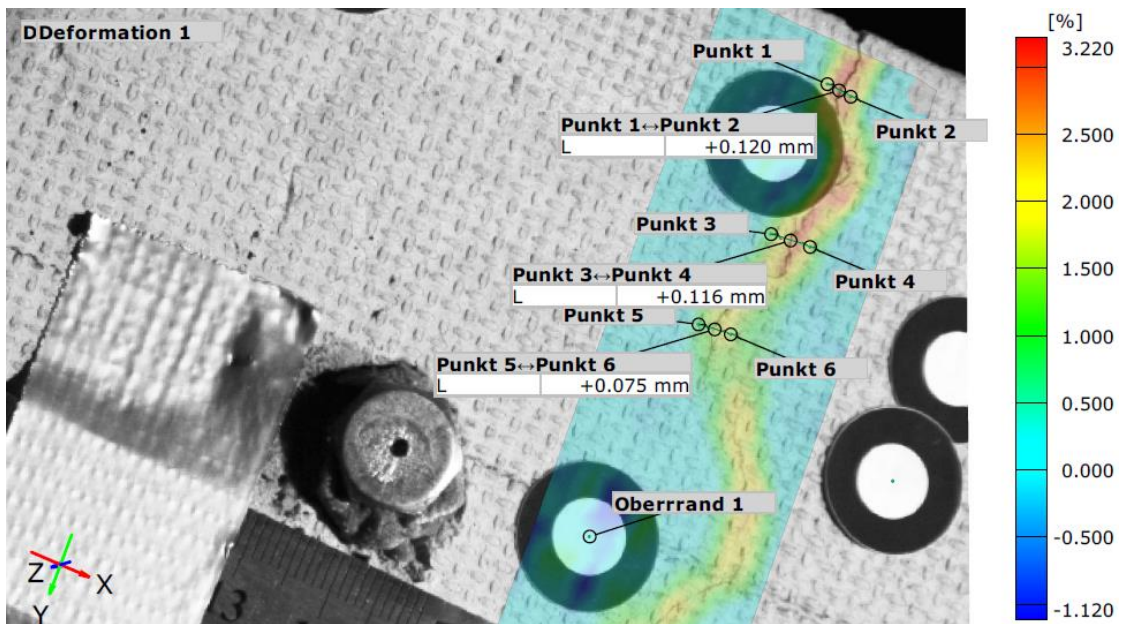


Abbildung B-12: DIC – Verformung am Riss Ost bei Erstbelastung, 2D Ansicht von der Seite

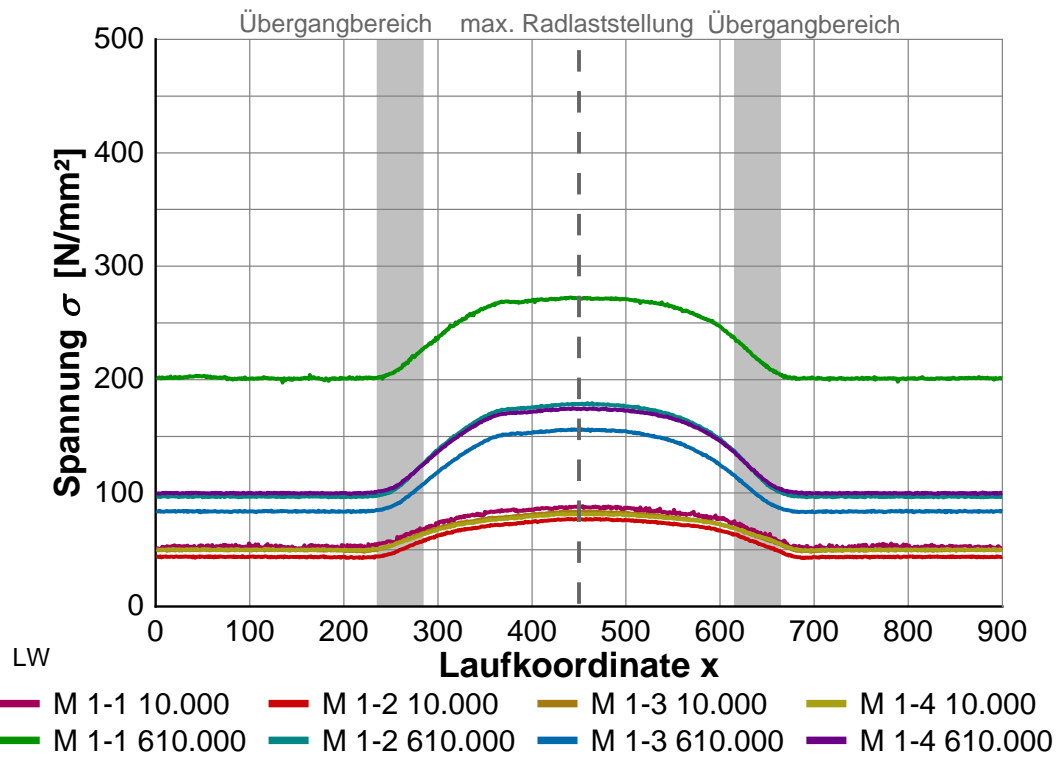


Abbildung B-13: Stahlspannungen an der Messstelle M 1, bei LW 10.000 und 610.000

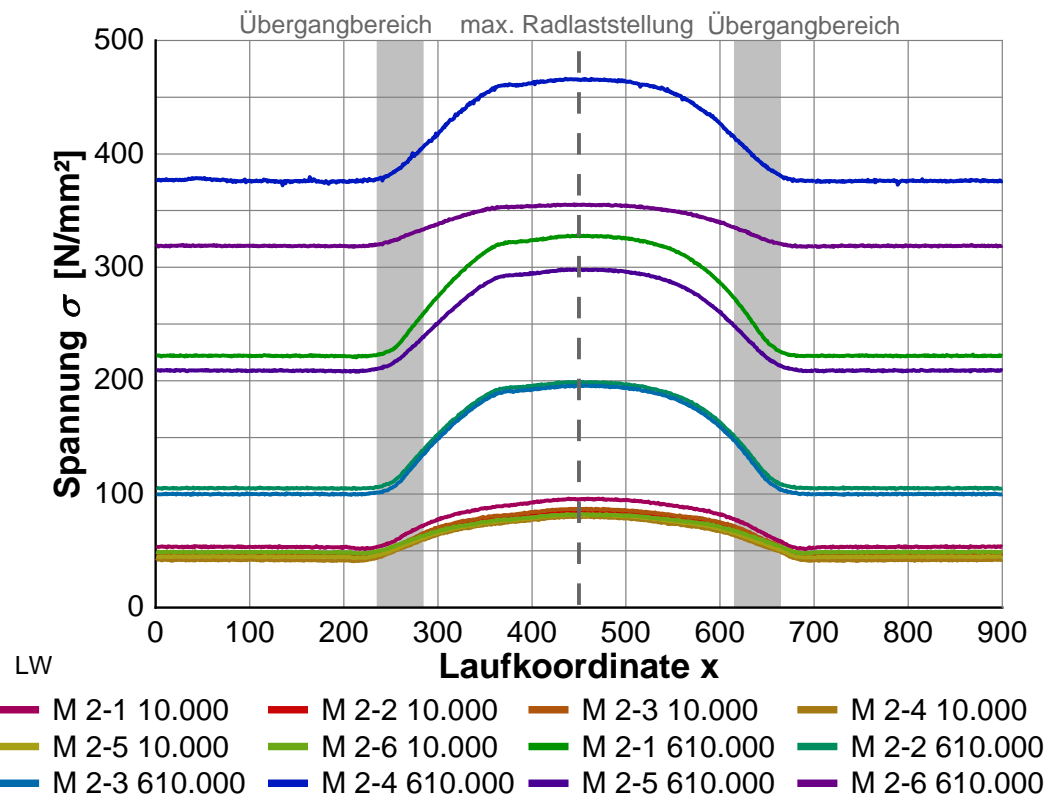


Abbildung B-14: Stahlspannungen an der Messstelle M 2, bei LW 10.000 und 610.000



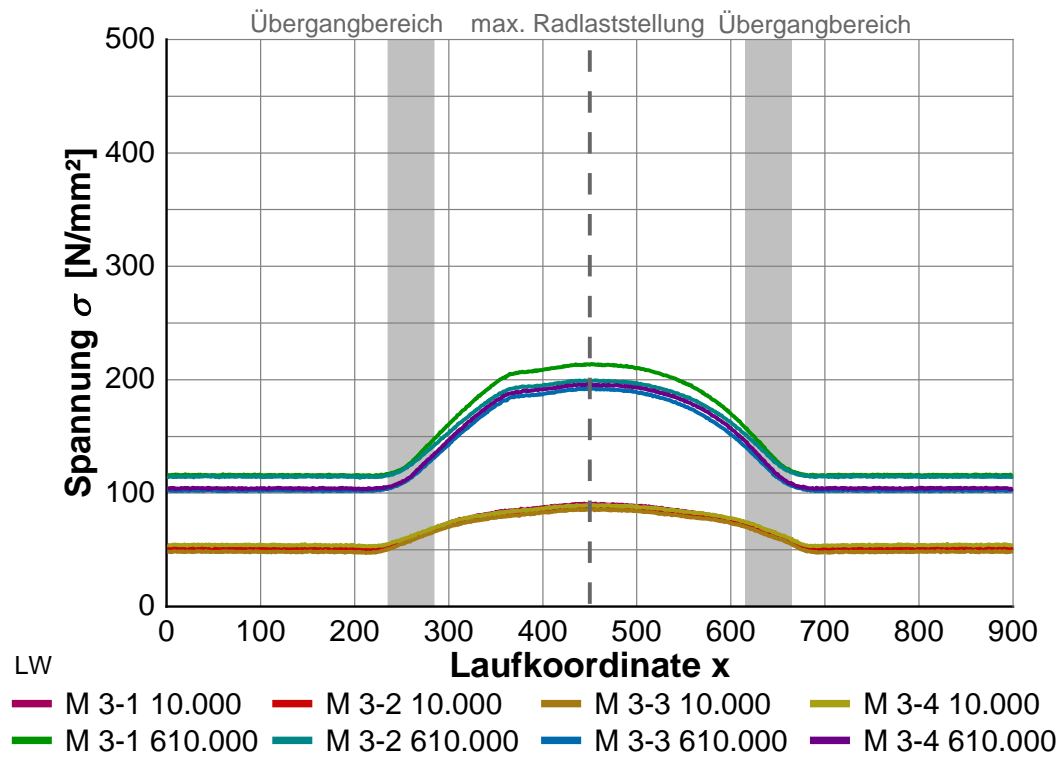


Abbildung B-15: Stahlspannungen an der Messstelle M 3, bei LW 10.000 und 610.000

## Anhang B-6 Überrollversuch – hygrische Belastung



Abbildung B-16: Oberfläche Beregnung (links), Wasseraustritt im Rissbereich (rechts)

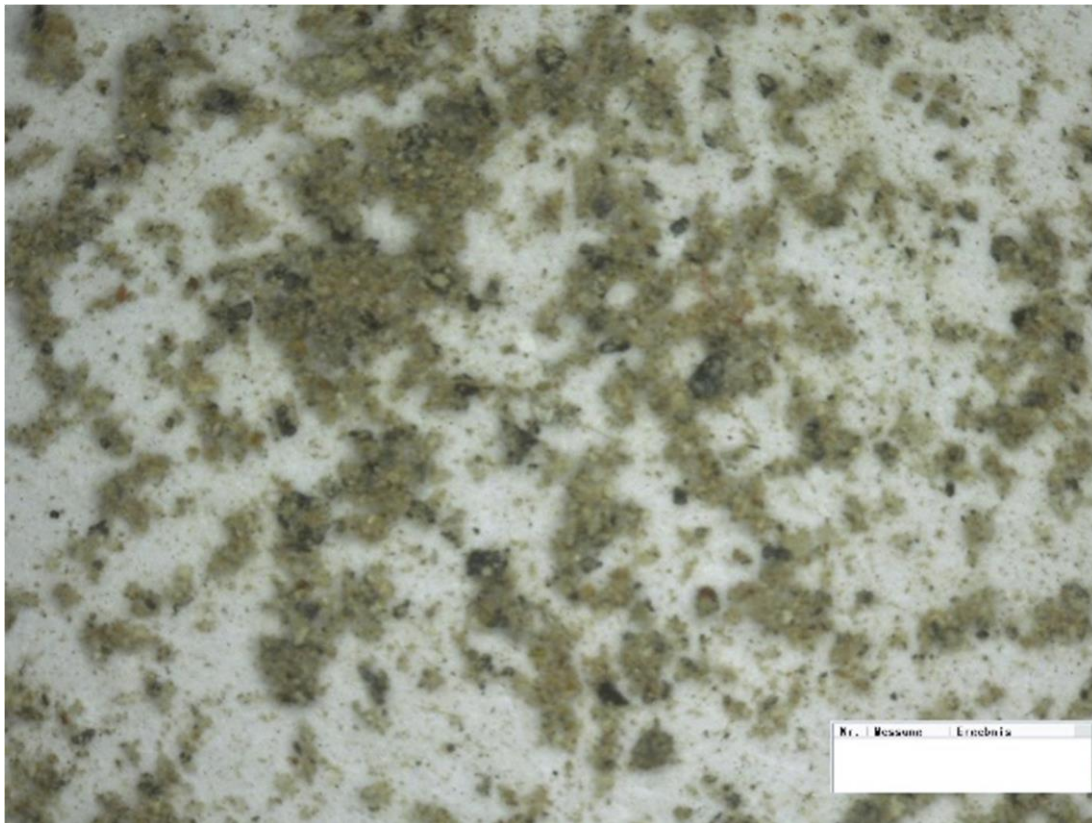


Abbildung B-17: Mikroskopische Untersuchung des ausgespülten Materials, 20-fache Vergrößerung

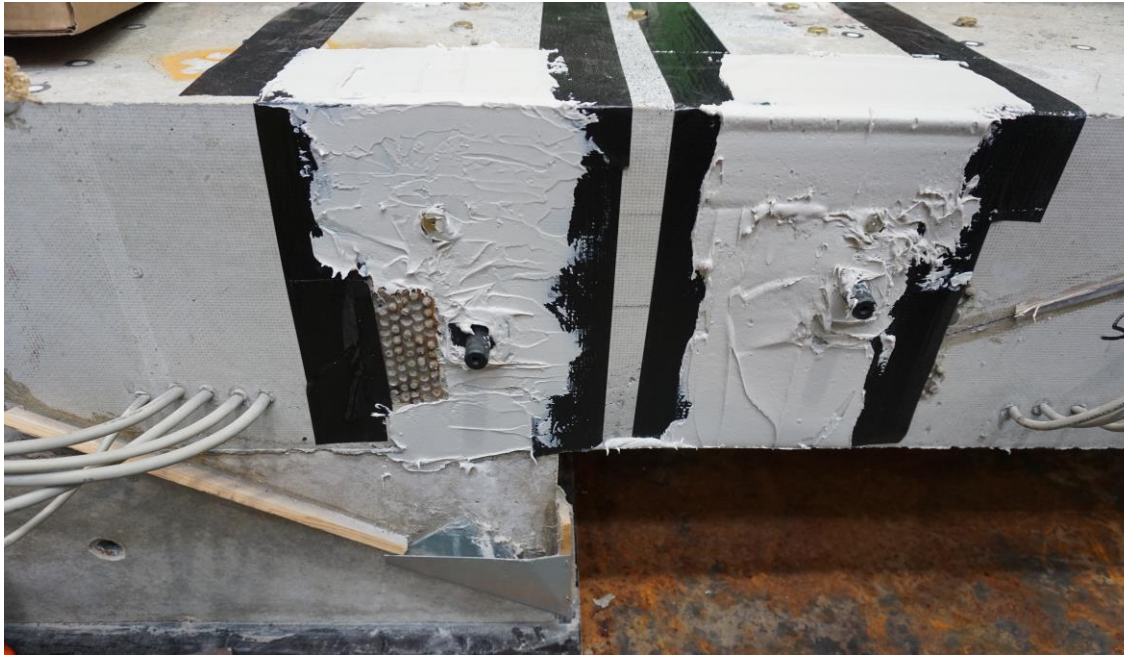
**Anhang B-7      Überrollversuch – Rissverpressung**

Abbildung B-18: Verdämmung der Seitenbereiche und angebrachte Packer (seitlich)



Abbildung B-19: Angebrachte Packer an Oberfläche (links), Verpressung der Risse (rechts)



Abbildung B-20: Schneiden des Probekörpers in Segmente

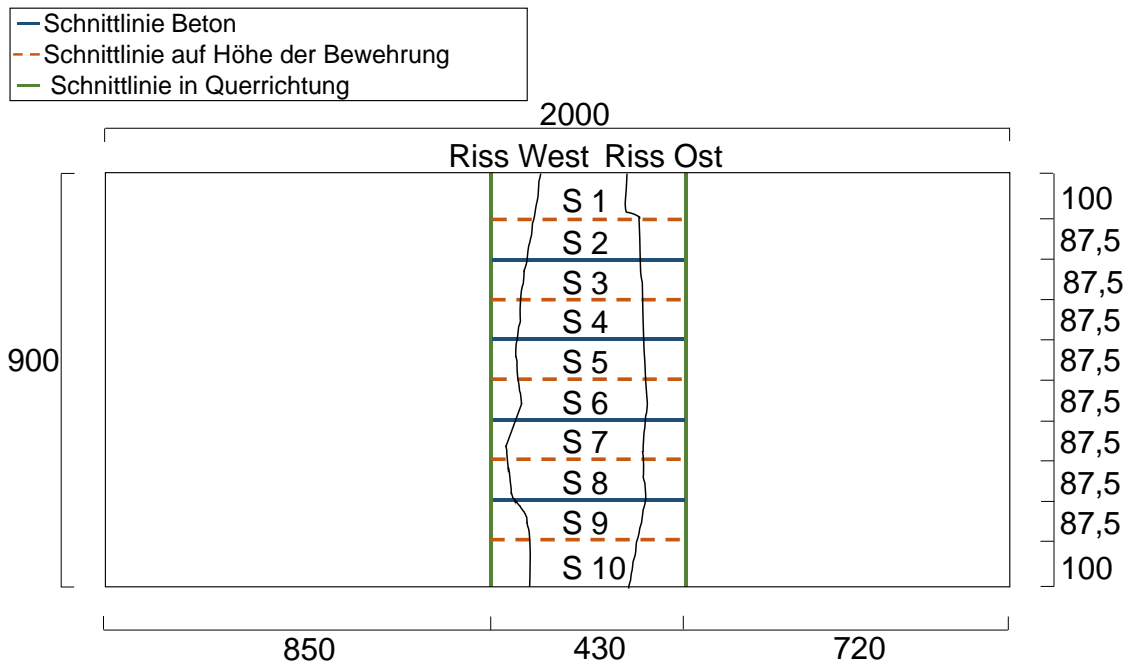


Abbildung B-21: Schneidplan für Sägeschnitte, Angaben in mm

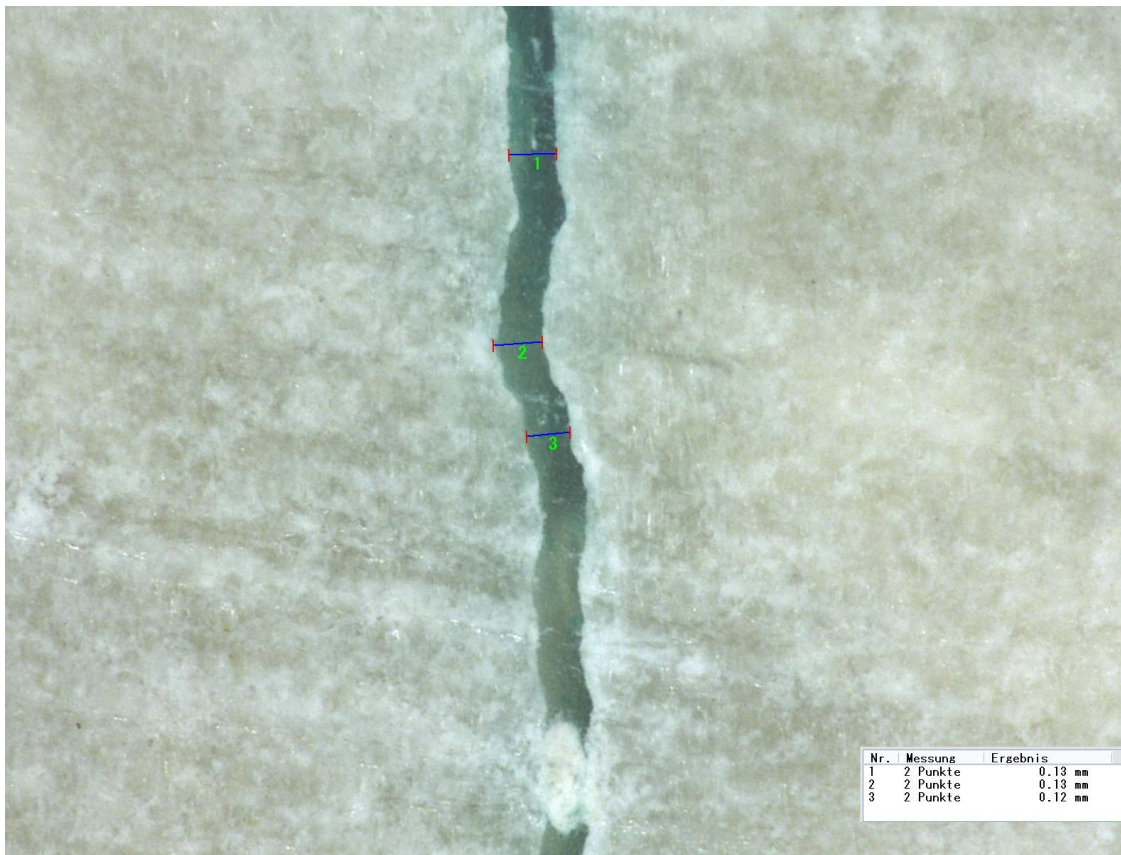
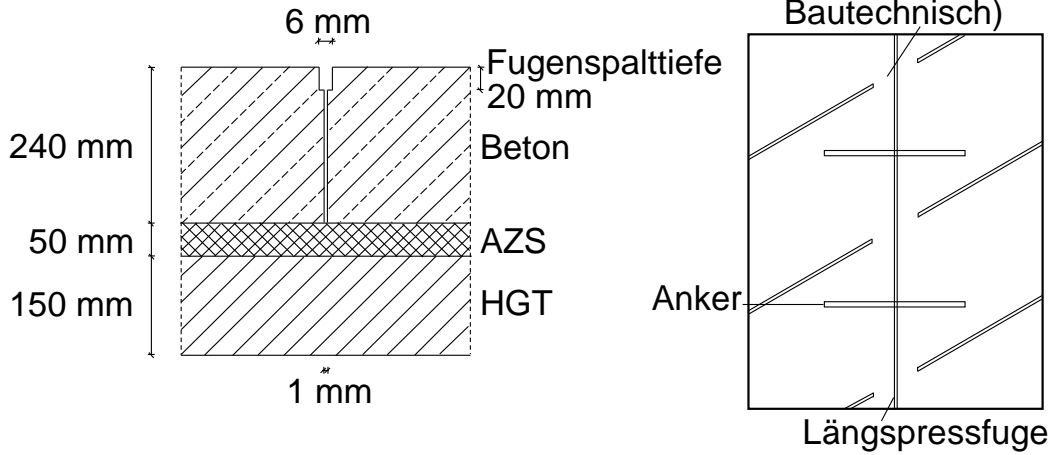


Abbildung B-22: Verfüllter Riss mit Epoxidharz, Aufnahme digitales Mikroskop (100-fache Vergrößerung), Riss Ost Segment S 3 Schnitt auf Bewehrung

# Anhang C Numerische Berechnungen

## Anhang C-1 Modellgeometrie

a)



b)

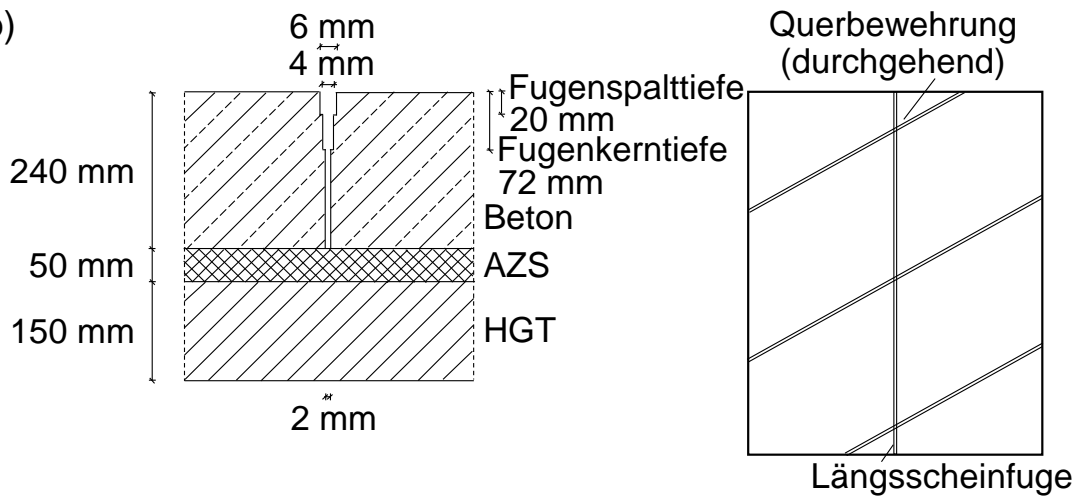


Abbildung C-1: Schematische Darstellung des Längsfugenbereichs a) Längspressfuge b) Längsscheinfuge

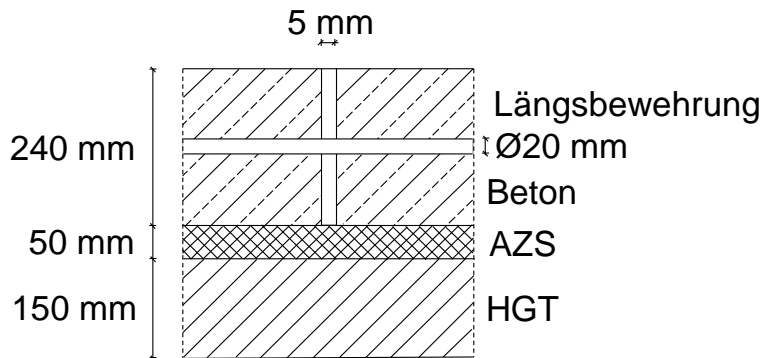


Abbildung C-2: Schematische Darstellung der Querrisse

## Anhang C-2 Auswertung Simulationsreihe S 1

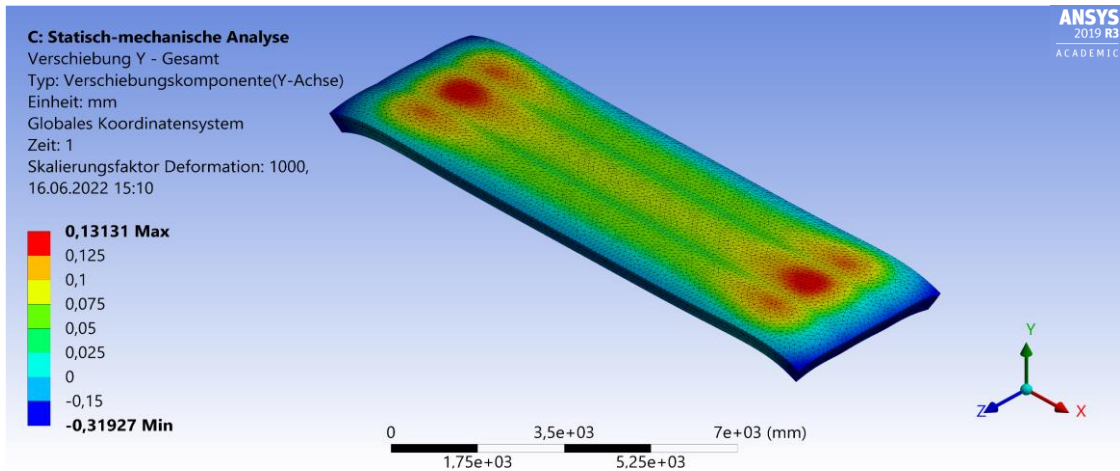


Abbildung C-3: Verschiebung in y-Richtung, Modell S 1.2, überhöhte Darstellung

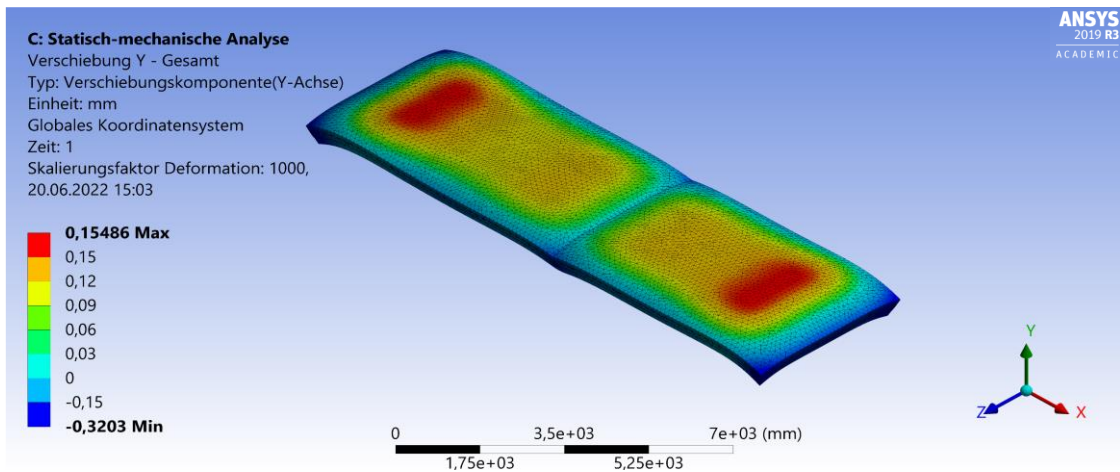


Abbildung C-4: Verschiebung in y-Richtung, Modell S 1.3, überhöhte Darstellung

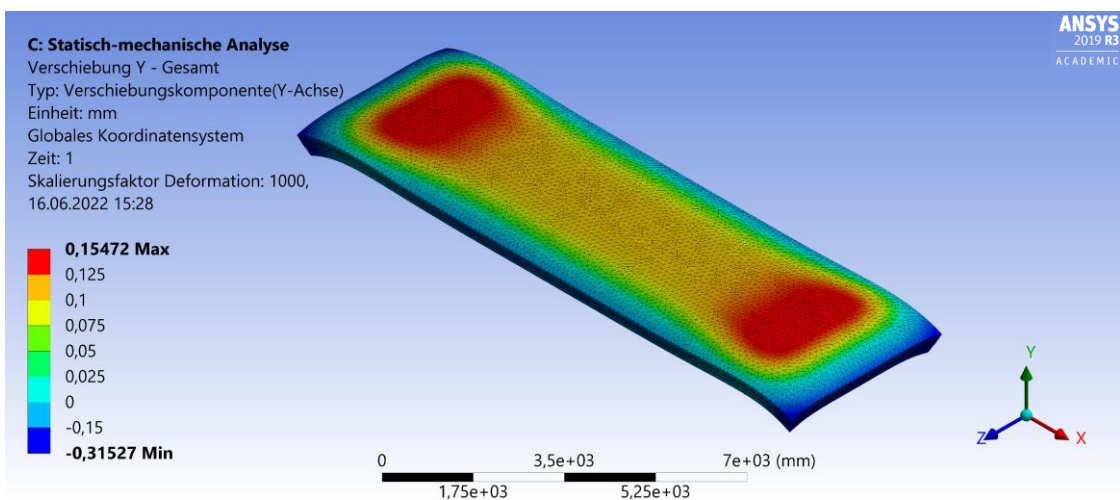


Abbildung C-5: Verschiebung in y-Richtung, Modell S 1.4, überhöhte Darstellung

### Anhang C-3 Analytische Berechnungen

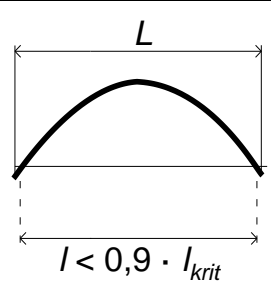
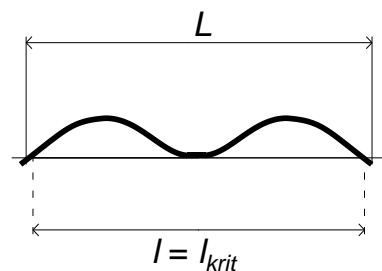
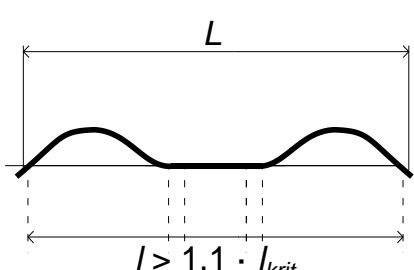
Tabelle C-1: Festlegung der Kennwerte

Materialkennwerte	Formelzeichen	Wert	Einheit
Schichtdicke Beton	$h_{\text{Beton}}$	240	mm
Schichtdicke AZS	$h_{\text{AZS}}$	50	mm
Schichtdicke HGT	$h_{\text{HGT}}$	150	mm
E-Modul Beton	$E_{\text{Beton}}$	33.000	N/mm <sup>2</sup>
E-Modul Asphalt temperaturabhängig für LF 1 max. Temperatur 27,5 °C	$E_{\text{AZS}}$	2700	N/mm <sup>2</sup>
E-Modul HGT	$E_{\text{HGT}}$	7.500	N/mm <sup>2</sup>
E-Modul Untergrund/FSS	$E_U$	120	N/mm <sup>2</sup>
Temperaturkoeffizient	$\alpha_T$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	1/K
Temperaturgradient	$\Delta t$	LF 1 = 0,054 LF 2 = 0,09	K/mm
Querdehnzahl Beton	$\mu_{\text{Beton}}$	0,17	-
Einzellast	$Q$	50.000	N
Korrekturfaktoren	$c$	0,83 bei hydraulischen Bindemittel 0,9 bei Asphalt nach [9]	-

Die analytischen Berechnungsmethoden, die im Folgenden angewendet werden, zur Berechnung von Verformungen und Spannungen in der Betondecken bei einer ungleichmäßigen Temperaturänderung und Verkehrsbelastung nach [9, 51] beruhen auf dem Ansatz einer unbewehrten Betondecke. Die Bewehrung wirkt sich positiv auf die zu betrachtenden Verformungsbilder und Spannungen aus. Das zeigen auch Untersuchungen von MEIER [15]. Somit sind die analytischen Berechnungen für den Anwendungsfall bei bewehrten Betondecken als ungünstigster Fall zu betrachten und liegen damit auf der sicheren Seite. Um bei der Berechnung der Verformungsbilder und Wölbspannungen die stabähnliche Plattengeometrie resultierend aus den kurzen Querrissabständen und den breiten Plattenabmessungen abzubilden, wird der Fall Stab nach [9] herangezogen. Es zeigen sich dabei gute Übereinstimmungen mit den numerischen Untersuchungen. Weitere Forschungen zu diesem Thema sind erforderlich.



Tabelle C-2: Berechnungen der resultierenden Verformungsbilder bei ungleichmäßiger Erwärmung von oben für eine stabähnliche Plattengeometrie für eine im Verhältnis zur Länge sehr schmale Platte (z. B. Länge zu Breitenverhältnis für das Modell S 1.2 beträgt 12000 mm/1200 mm = 10) nach [9]

kritische Länge $l_{krit}$ [mm]	$l_{krit} = 183 \cdot h_{Beton} \cdot \sqrt{\alpha_T \cdot \Delta t \cdot E_{Beton}}$
Faktor zur Berücksichtigung der nicht schneidenförmigen Auflagerung der Betonplatte $l$ [mm]	$l = L - \frac{2}{3} \cdot a'$
Verformungsbild für $l < 0,9 \cdot l_{krit}$	
Verformungsbild für $l = l_{krit}$	
Verformungsbild für $l > 1,1 \cdot l_{krit}$	

Mit:

$L$  = Plattenlänge [mm]

$a'$  = Auflagerbreite (600 mm im Straßenbau nach [9]) [mm]

Tabelle C-3: Berechnung der kritischen Länge  $l_{krit}$  in Abhängigkeit der Plattenlänge nach [9] für den LF 1, Modelle S 1.2, S 1.2, S 1.3, S 1.4

$$l_{krit} = 183 \cdot 240 \cdot \sqrt{1 \cdot 10^{-5} \cdot 0,054 \cdot 33.000} = 5862,95 \text{ mm}$$

Tabelle C-4: Berechnung der Verformungsbilder in Längsrichtung in Abhängigkeit der Plattenlänge nach [9], Modelle S 1.2, S 1.2, S 1.3, S 1.4

$$\text{Plattenlänge 1200 mm} \quad l = 1200 - \frac{2}{3} \cdot 600 = 800 < 0,9 \cdot l_{krit}$$

$$\text{Plattenlänge 3600 mm} \quad l = 3600 - \frac{2}{3} \cdot 600 = 3200 < 0,9 \cdot l_{krit}$$

Tabelle C-5: Berechnung der Verformungsbilder in Querrichtung in Abhängigkeit der Plattenlänge nach [9] Modelle S 1.2, S 1.2, S 1.3, S 1.4 LF 1

$$\text{Plattenlänge 6500 mm} \quad l = 6500 - \frac{2}{3} \cdot 600 = 6100 \sim l_{krit}$$

$$\text{Plattenlänge 12000 mm} \quad l = 12000 - \frac{2}{3} \cdot 600 = 11600 > 1,1 \cdot l_{krit}$$

Tabelle C-6: Berechnungen der Wölbspannungen für eine stabähnliche Plattengeometrie für eine im Verhältnis zur Länge sehr schmale Platte nach [9]

ungestörte Wölbspannung $\sigma_w$ $l > 1,1 \cdot l_{krit}$	$\sigma_w = \frac{h_{Beton} \cdot \Delta t}{2} \cdot \alpha_T \cdot E_{Beton}$
reduzierte Wölbspannung $\sigma_w''$ $l < 0,9 \cdot l_{krit}$	$\sigma_w'' = \sigma_w \cdot \left( \frac{L - \frac{2}{3} \cdot a'}{0,9 \cdot l_{krit}} \right)^2$
gestörte Wölbspannung $\sigma_w'$ $l = l_{krit}$	$\sigma_w' = 1,2 * \sigma_w$

Tabelle C-7: Berechnung der Wölbspannungen in Querrichtung (Auswertung der Spannungen in x-Richtung), Verformungsbild  $l > 1,1 \cdot l_{krit}$  – ungestörte Wölbspannungen  $\sigma_w$  [9], Modell S 1.2, LF 1

$$\sigma_w = \frac{240 \cdot 0,054}{2} \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 33.000 = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle C-8: Berechnung der Wölbspannungen in Querrichtung (x-Richtung), Verformungsbild  $l = l_{krit}$  – gestörte Wölbspannungen  $\sigma_w$  [9], Modell S 2.5, LF 2

$$\sigma_w' = 1,2 \cdot \frac{240 \cdot 0,09}{2} \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 33.000 = 4,27 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle C-9: Berechnungen der Biegezugspannungen an der Betondeckenunterseite an einem vier-Schichten System mit Verbund nach EISENMANN [9]

Fiktiver Bettungsmodul $k$	$k = \frac{E_U}{h^*} = \frac{E_U}{c \cdot h_{\text{Beton}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{Beton}}}{E_U}} + c \cdot h_{\text{AZS}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{AZS}}}{E_U}} + c \cdot h_{\text{HGT}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{HGT}}}{E_U}}}$
Dicke Ersatzsystem $h_{II}$	$h_{II} = h_B + c \cdot h_{\text{AZS}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{AZS}}}{E_{\text{Beton}}}} + c \cdot h_{\text{HGT}} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{\text{HGT}}}{E_{\text{Beton}}}}$
Ermittlung des Biegemoments $M_{II}$ für das Ersatzsystem	$M_{II} = \sigma \cdot W_{II} = \sigma \cdot \frac{h_{II}^2}{6}$
Faktor	$\kappa_1 = \frac{E_{\text{AZS}}}{E_{\text{Beton}}} \dots \kappa_2 = \frac{E_{\text{HGT}}}{E_{\text{Beton}}}$
Trägheitsmoment $I$	$I = \sum (I_i + F_i \cdot x_s^2)$
Abstand der Schwerachse von oben	$e_o = \frac{\sum F_i \cdot x_i}{\sum F_i} = \frac{F_1 \cdot x_1 + F_2 \cdot x_2 + F_3 \cdot x_3}{F_1 + F_2 + F_3}$
Biegezugspannungen an Unterseite der Betondecke $\sigma_{\text{Beton},u}$	$\sigma_x = \frac{M_{II}}{I} \cdot (h_{\text{Beton}} - e_o)$

Mit

 $F$  = Flächeninhalt der Schicht $\kappa_1$  = Verhältnis der E-Moduln [-] $W_{II}$  = Widerstandsmoment [mm<sup>3</sup>] $x_2$  = Flächenschwerpunkt [mm]Tabelle C-10: Berechnung der Biegezugspannungen in x-Richtung  $\sigma_x$  an der Betonplattenunterseite Modell S 3.1.1

$$\sigma_x = \frac{10809,87}{3024793} \cdot (240 - 151,01) = 0,32 \text{ N/mm}^2$$

Tabelle C-11: Einsenkung Lastfall Plattenmitte nach Verfahren Westergaard mit elastischer Länge  $L_{II}$  und fiktivem Bettungsmodul  $k$  nach Eisenmann nach [9]elastische Länge  $L_{II}$  für Ersatzsystem vier-Schichten-System

$$L_{II} = \sqrt[4]{\frac{E_{\text{Beton}} \cdot h_{II}^3}{12 \cdot (1 - \mu^2) \cdot k}}$$

Einsenkung Plattenmitte  $y$ 

$$y = \frac{Q}{8 \cdot k \cdot L_{II}^2}$$

Tabelle C-12: Berechnung der Einsenkung Lastfall Plattenmitte in vertikale y-Richtung  
Modell S 3.1.1

$$L_{II} = \sqrt[4]{\frac{33.000 \cdot 329,27^3}{12 \cdot (1 - 0,17^2) \cdot 0,064}} = 1121,08 \text{ mm}$$

$$y = \frac{50000}{8 \cdot 0,064 \cdot 1121,08^2} = 0,07 \text{ mm}$$

**Anhang C-4 Auswertung Simulationsreihe S 2 und S 3**

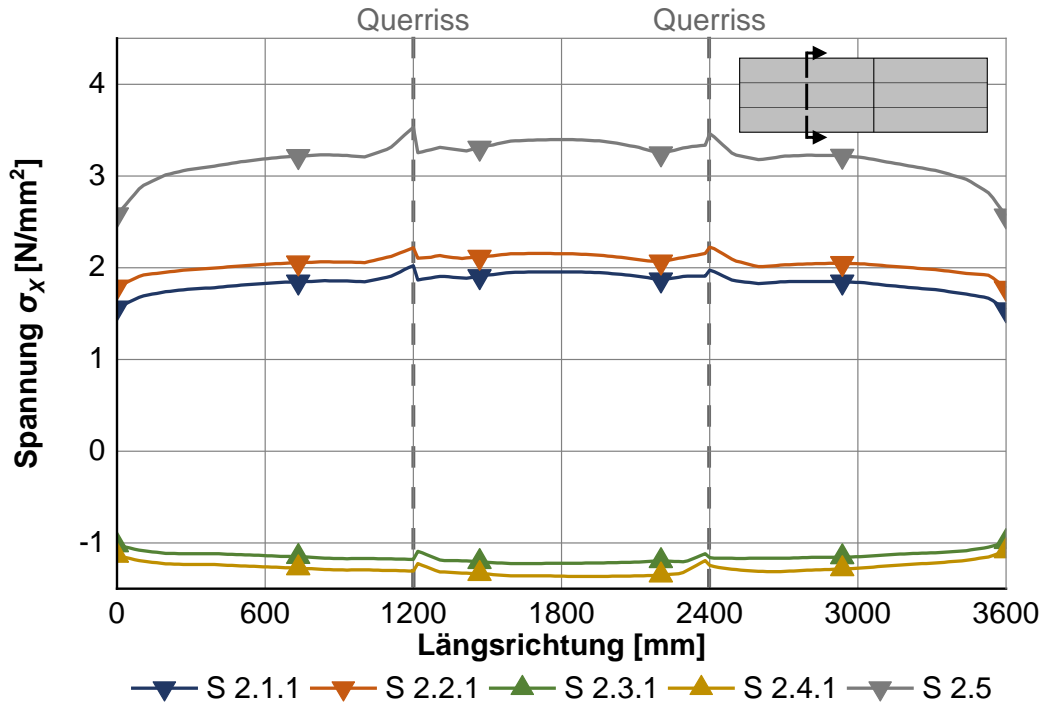


Abbildung C-6: Spannungen  $\sigma_x$ , Modelle S 2 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

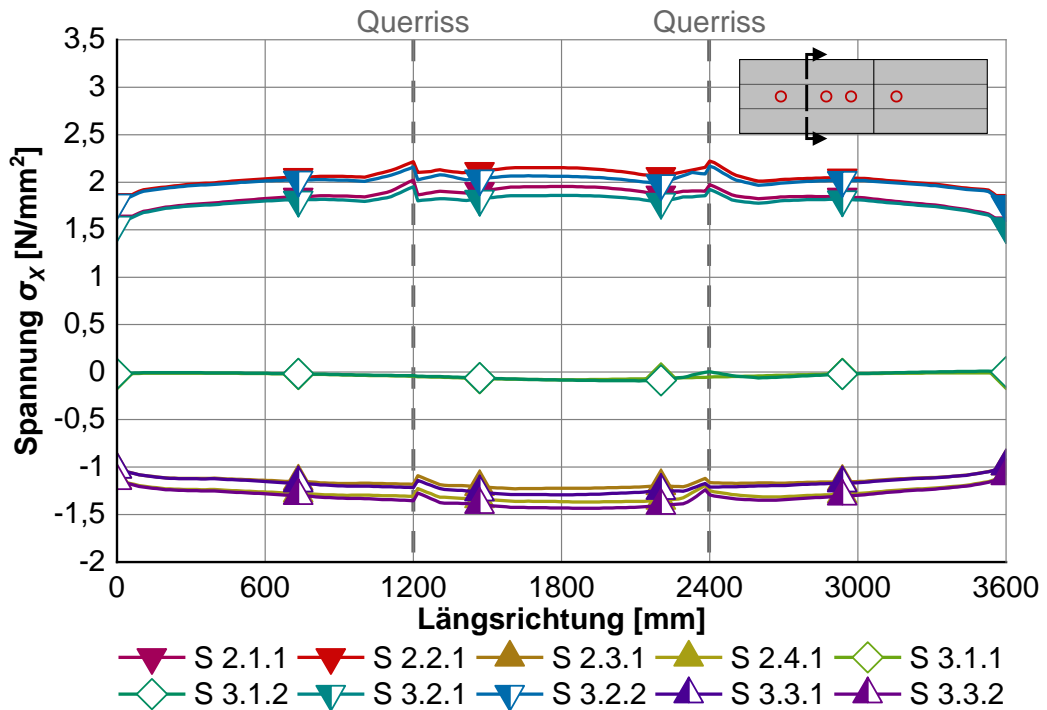


Abbildung C-7: Spannungen  $\sigma_x$ , Modelle S 2 und S 3 – Auswertung in Längsrichtung an der Betondeckenunterseite

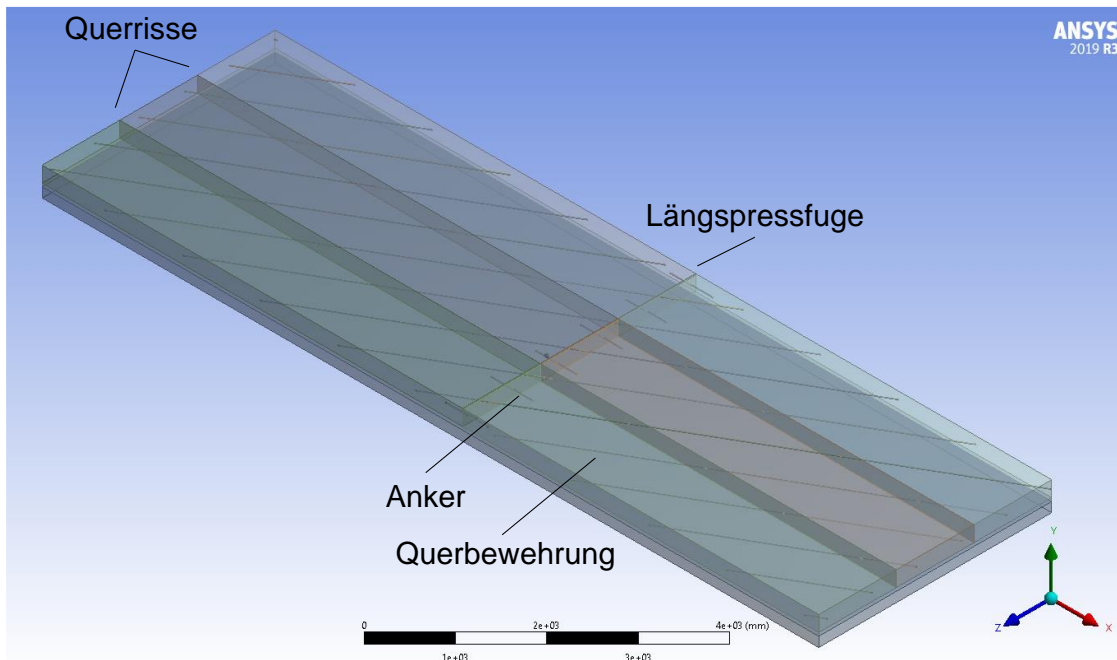
**Anhang C-5 Modellgeometrien – Simulationsreihe S 4 bis S 6**

Abbildung C-8: Modell S 4.1, Querbewehrung unter 60° und verankerter Längspressfuge

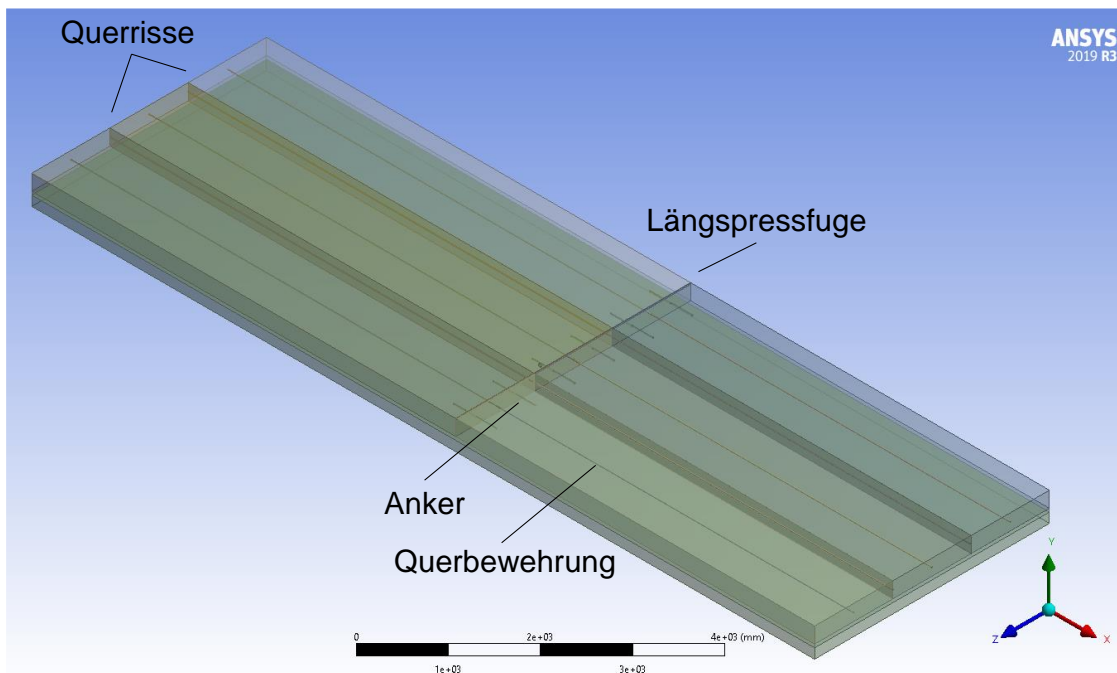


Abbildung C-9: Modell S 5.1, Querbewehrung unter 90° und verankerter Längspressfuge

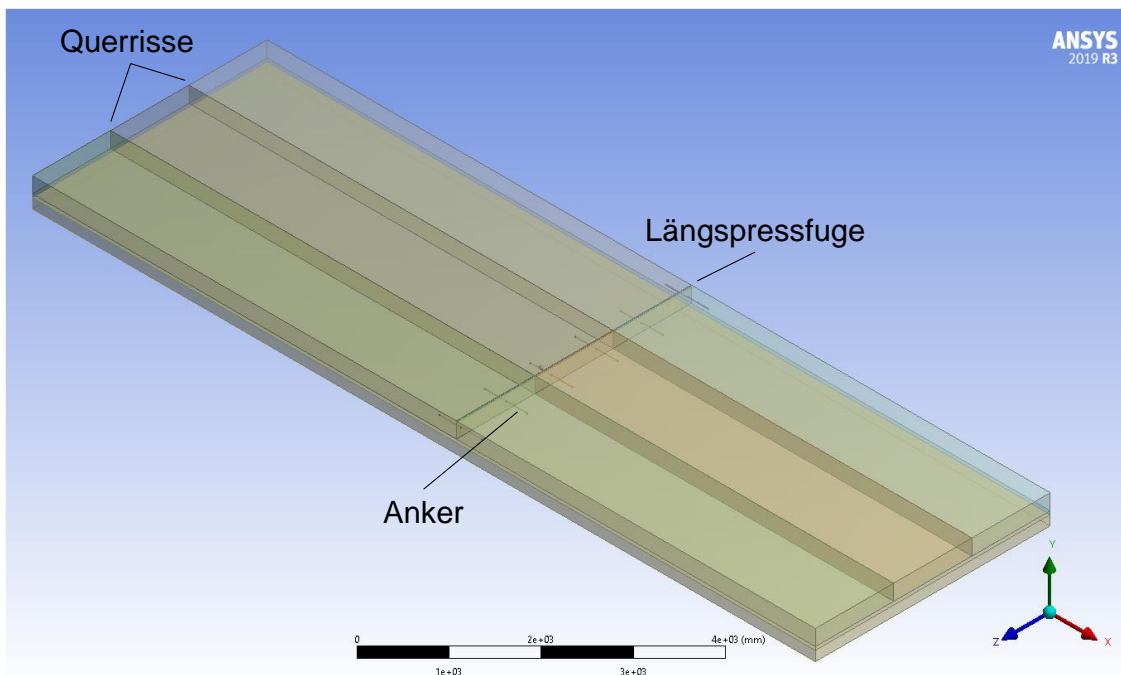


Abbildung C-10: Modell S 6, keine Querbewehrung mit verankerter Längspressfuge