

TECHNISCHE UNIVERSITÄT MÜNCHEN

Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt
Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau
Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein

Untersuchung von nachträglich erzeugten Endbereichen an Betonfahrbahnen unter Berücksichtigung der Reibungsverhältnisse auf unterschiedlichen Tragschichten

Martin H. P. Eger

Vollständiger Abdruck der von der Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt der Technischen
Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender: Prof. Dr.-Ing. Rolf Moeckel

Prüfer der Dissertation:

1. Prof. Dr.-Ing. Stephan Freudenstein
2. Prof. Dr.-Ing. Rolf Breitenbücher

Die Dissertation wurde am 09.07.2019 bei der Technischen Universität München eingereicht
und durch die Ingenieur fakultät Bau Geo Umwelt am 04.12.2019 angenommen.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	7
2	Allgemeines.....	9
3	Umwelteinflüsse auf Betonfahrbahnen.....	11
3.1	Lufttemperatur.....	11
3.2	Temperaturen in Betonfahrbahnen.....	11
3.2.1	Gleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt.....	11
3.2.2	Ungleichmäßige Temperaturverteilung.....	13
3.2.3	Nullspannungstemperatur.....	14
3.3	Auswertung relevanter Klimadaten am Beispiel einer Klimamessstelle.....	17
3.4	Folgerungen.....	22
4	Hitzeschäden in Betonfahrbahnen.....	23
4.1	Bisher bekannte Ursachen von Hitzeschäden.....	23
4.2	Neue Erkenntnisse.....	27
4.3	Zusammenfassung.....	31
4.4	Maßnahmen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen.....	32
5	Materialkennwerte.....	37
5.1	Hydraulisch gebundene Tragschicht als Unterlage.....	37
5.2	Betonfahrbahn.....	38
5.3	Asphalt.....	39
6	Bewegungen im Betonfahrbahnsystem.....	42
6.1	Schwinden.....	42
6.2	Relaxation.....	45
6.3	Fugenbewegungen.....	46
7	Untersuchungen zur Reibung zwischen Betonfahrbahn und Unterlage.....	47
7.1	Allgemeines zur Reibung.....	47
7.2	Reibungsbeiwert - aktueller Wissensstand.....	48
7.3	Zusammenfassung der Literaturangaben.....	60
7.4	Theoretische Betrachtung einer Betonfahrbahn im Endbereich (nach [9]).....	62

7.5	Versuche zur Bestimmung der Reibungswerte unter Betonfahrbahnplatten.....	68
7.5.1	Versuchsaufbau und -durchführung.....	68
7.5.2	Auswertung und Ergebnisse	73
7.5.3	Vergleich der Ergebnisse mit den Literaturwerten	78
7.6	Abscherversuche an Bohrkernen.....	79
7.6.1	Versuchsaufbau und Durchführung	79
7.6.2	Ergebnisse der Untersuchungen.....	80
7.7	Auswirkungen der Versuchsergebnisse.....	84
7.7.1	Bewegung der Einzelplatten	84
7.7.2	Bewegung der Endbereiche.....	86
7.7.3	Wirksamkeit der Maßnahmen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen	90
7.7.4	Bildung von Hohllagen	95
8	Simulationen zu nachträglich erzeugten Endbereichen in Betonfahrbahnen	97
8.1	Allgemeines	97
8.2	Modellbildung.....	97
8.2.1	Materialkennwerte für die FEM-Simulationen	100
8.2.2	Einwirkende Temperaturlast	101
8.2.3	Einwirkende Längsdruckkräfte aus Temperaturbelastung	102
8.3	Modelle zur Spannungsbetrachtung	103
8.4	Modelle zur Verschiebungsbetrachtung.....	104
8.5	Ergebnisse der FEM-Simulationen	105
8.5.1	Spannungsverläufe in Abhängigkeit der Verbundverhältnisse	105
8.5.2	Verschiebungen auf unterschiedlichen Tragschichten.....	110
9	Zusammenfassung	116
10	Literatur.....	120

Abkürzungen

ADS	Asphaltdeckschicht	σ_N	Normalspannungen
ATS	Asphalttragschicht	σ_{quer}	Querzugspannungen
AZSuB	Asphalzwischenschicht unter Betonfahrbahndecken	$\sigma(x)$	Längsspannungen
BAB	Bundesautobahn	StB	Straßenbau
BK	Bohrkern	t	Zeit
BMVI	Das Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur	T_0	Nullspannungstemperatur
E-Modul	Elastizitätsmodul	T_1	Kerntemperatur in Plattenmitte
FB	Fahrbahn	T_2	mittlere Plattentemperatur
FEM	Finite-Elemente-Methode	T_3	Mittel aus der Temperatur an Ober- und Unterseite der Fahrbahn
FGSV	Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen	T_{01}	erste Nullspannungstemperatur
F_{Hz}	Längsdruckkraft	T_{02}	zweite Nullspannungstemperatur
FSS	Frostschuttschicht	ΔT	Temperaturdifferenz
ges.	gesamt	TL	Technische Lieferbedingungen
GOK	Geländeoberkante	T+R-Anlage	Tank- und Rastanlage
h	Deckendicke	TP	Technische Prüfvorschrift
h^*	Höhe über Tragschicht	v	Querdehnzahl
HGT	Hydraulisch gebundene Tragschicht	WA	Wegaufnehmer
Lkw	Lastkraftwagen	z.B.	zum Beispiel
max.	maximal	ZTV	Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien
min.	minimal		
MW	Mittelwert		
QSF	Querscheinfuge		
RDO	Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Verkehrsflächen		
RStO	Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen		
σ_E	Eigenspannungen		
σ_M	Biegespannungen		

Zusammenstellung wesentlicher Formelzeichen

Formelzeichen in Kapitel 6

<i>Zeichen</i>	<i>Erklärung</i>	<i>Einheit</i>
α_T	Wärmeausdehnungskoeffizient	[1/K]
E	Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke	[MPa]
f	Reibungsbeiwert	[-]
F_A	Schubkraft	[kN]
F_N	Normalkraft	[kN]
F_R	Reibungskraft	[kN]
$F_{R,G}$	Gleitreibungskraft	[kN]
$F_{R,H}$	Haftreibungskraft	[kN]
γ	Rohdichte des Betons	[kg/m ³]
Δl	Längsdehnung einer Betonfahrbahn	[mm]
Δl_{Reib}	durch Reibung reduzierte Längsdehnung eines Endbereichs einer Betonfahrbahn	[mm]
Δl_{res}	resultierende Längsdehnung eines Endbereichs einer Betonfahrbahn	[mm]
L	Länge der Fahrbahn	[mm]
$\frac{L}{2}$	halbe Länge der Platte, da Bewegungsnullpunkt in der Mitte der Platte	[mm]
L_{Reib}	doppelte Endbereichslänge einer Betonfahrbahn [mm], da Bewegungsnullpunkt in Plattenmitte	[mm]
$\frac{L_{Reib}}{2}$	Länge eines Endbereichs einer Betonfahrbahn	[mm]
μ	Reibungsbeiwert	[-]
μ_G	Gleitreibungsbeiwert	[-]
μ_H	Haftreibungsbeiwert	[-]
σ_{Reib}	Reibungsspannung/Normalspannung infolge Reibung	[MPa]
σ_N	Normalspannung, gleichmäßig über Deckenquerschnitt verteilt angenommen	[MPa]
ΔT	Temperaturdifferenz	[K]

Kurzfassung

Im Sommer 2013 kam es auf deutschen Betonfahrbahnen, nach länger anhaltenden Niederschlägen gefolgt von einer Hitzeperiode, zu einem gehäuften Auftreten von Hitzeschäden. Zur Reduzierung der Längsdruckkräfte in den Betonfahrbahnen bei hohen sommerlichen Temperaturen wurden sogenannte „Entspannungsbereiche“ in die Fahrbahnen mit langer Liegedauer eingebracht. Dabei entstanden neue Endbereiche in den Betonfahrbahnen. Um das Verhalten einer Betonfahrbahn in diesen neuen Endbereichen detailliert untersuchen zu können, sind Kenntnisse über den Fahrbahnaufbau, die Materialparameter und vor allem die vorliegenden Verbund- und/oder Reibungsverhältnisse zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht nötig.

Es wurden daher Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts der Betonfahrbahnplatten auf unterschiedlichen Tragschichten sowie relevanter Materialparameter durchgeführt. Der Reibungsbeiwert ist maßgeblich von der Art der Tragschicht und der Größe der Verschiebung der Betonplatten auf der Tragschicht abhängig. Die neu ermittelten Reibungsbeiwerte liegen über den bisher in der Literatur genannten Werten.

Im Anschluss an diese Untersuchungen wurden theoretische Betrachtungen und FEM-Simulationen zum Verhalten einer Betonfahrbahn im Endbereich durchgeführt, um die Verschiebungen am Fahrbahnende und die sich ausbildenden Endbereichslängen sowie die Spannungsverhältnisse zu untersuchen. Die neu bestimmten Reibungsbeiwerte und deren Größe in Abhängigkeit der Verschiebung wurden dabei berücksichtigt. Ein Vergleich der Ergebnisse der theoretischen Berechnungen mit den Ergebnissen der FEM-Simulationen ergibt bei vorhandenem Verbund zwischen Beton und hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) sowie dem Fall Beton auf Asphalttragschicht (ATS) größere Endbereichslängen bei den FEM-Simulationen. Allerdings stellt sich im Vergleich bei einer Verschiebung einer Betonfahrbahn auf einer HGT bei den FEM-Simulationen eine kleinere Endbereichslänge ein. Die Ergebnisse der FEM-Simulation sind aufgrund der Kalibrierung auf die Realität übertragbar. Die Untersuchung der Spannungsverläufe ergab, dass in einer Fahrbahn mit vorhandenem Verbund zwischen Betonplatte und HGT, durch die temperaturinduzierten hohen Längsdruckkräfte, eine Überdrückung des Fahrbahnquerschnitts entsteht. In der Endplatte, am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen, kommt es dadurch zu einer Verbundlösung zwischen Beton und HGT in der Schichtfuge sowie einer Zerstörung der HGT. Außerdem entstehen an lokalen Schwachstellen oder an durch Mikrorissbildung vorgeschädigten Bereichen Längsrisse in der Fahrbahnoberfläche.

Abstract

In Germany, multiple blowups occurred on concrete roads after a period of sustained rainfall followed by a heat period in summer 2013. In order to reduce longitudinal compression forces during high summer temperatures, so-called “relaxation areas” were installed in concrete roads with long service life. Thus, new end sections have been created in the pavement. In the interest of studying the behavior of concrete roads in these end sections in a very detailed way, knowledge of the pavement structure as well as the material parameters and most importantly the existing bonding and/or friction conditions of the concrete layer and the base layer are essential.

Therefore, several tests were carried out in order to determine relevant material parameters as well as the friction coefficients of the concrete layer on different base layers. The friction coefficient depends on the type of base layer and the longitudinal displacement of the concrete layer on the base layer. The newly determined friction coefficients are higher than those found in literature.

Following these studies, theoretical investigations and FEM-simulations of the concrete layer’s behavior at the end section were carried out in order to observe the longitudinal displacement at the end of the pavement, the length of the end sections, as well as the stresses. The newly determined friction coefficients were considered in their dependency in size and longitudinal displacement. In comparison to the theoretical calculation the FEM-simulation shows an important lengthening of the end section in the case where the concrete layer is fully bonded to the hydraulically bound supporting layer and in the case where the concrete layer is on an asphalt base layer. However, the FEM-simulation shows a smaller end section length in the case where the concrete layer is on a hydraulically bound supporting layer when the displacements are considered. The results of the FEM-simulation are applicable in real conditions due to the calibration of the FEM-model. The examination of the stress distribution shows that the transversal section of the concrete pavement is over-stressed due to the temperature-induced, high longitudinal compression forces. This is the case for pavements with a full bond between the concrete surface layer and the hydraulically bound supporting layer. In the end slab of the concrete pavement, at the transition to the asphalt relaxation-area, a break of the bonding between the concrete layer and the hydraulically bound supporting layer is induced in the joint between the layers as well as a destruction of the hydraulically bound supporting layer. In addition, longitudinal cracks emerge at local weak spots or at areas weakened by micro cracks.

1 Einleitung

In Deutschland ist die Betonbauweise eine im Regelwerk verankerte Standardbauweise, die als unbewehrte Plattenbauweise mit Quer- und Längsscheinfugen auf unterschiedlichen Tragschichten ausgeführt wird. Etwa ein Drittel des deutschen Bundesfernstraßennetzes ist derzeit in Betonbauweise hergestellt. Besonders auf Bundesautobahnen findet diese tragfähige und dauerhafte Bauweise Anwendung, da bei regelwerkskonformer Herstellung sowie regelmäßiger Pflege der Fugen, Liegedauern von 30 Jahren und mehr, trotz hoher Verkehrsbelastungen, zu erwarten sind.

Frühere Forschungsarbeiten zur Auftretenswahrscheinlichkeit und der Entstehungsursache von Hitzeschäden an älteren Betonfahrbahnen bei länger anhaltenden, extremen Hitzeereignissen sowie Beobachtungen im Zuge der Forschung an dieser Thematik und bei Erneuerungsmaßnahmen an Bundesfernstraßen, vor allem in Südbayern, gaben den Anlass über das Verhalten von Betonfahrbahndecken auf unterschiedlichen Tragschichten genauer nachzudenken und Untersuchungen zur Klärung der dabei entstandenen Fragestellungen durchzuführen.

Aufgrund des mehrfachen Auftretens von Hitzeschäden an Betonfahrbahnen im Sommer 2013, nach anfänglich starken Niederschlägen gefolgt von einer Hitzeperiode, wurden als Maßnahme zur Reduzierung der Längsdruckkräfte in der Fahrbahn bei hohen Temperaturen so genannte „Entspannungsbereiche“ vorwiegend in älteren Fahrbahnen aus Beton mit einer Liegedauer > 30 Jahre eingebracht. Dabei entstanden neue Endbereiche in den Betonfahrbahnen beidseits dieser Entspannungsbereiche. Eine Untersuchung der Spannungen und der Verschiebungen einer Betonfahrbahn in diesem Areal bei hohen sommerlichen Temperaturen, wobei hohe Längsdruckkräfte im Deckensystem entstehen, waren dabei von besonderem Interesse.

Im Zuge dieser wissenschaftlichen Arbeit werden nur neu geschaffene Endbereiche betrachtet, die zur Entspannung der Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen geschaffen wurden. Planmäßige Endbereiche einer Betonfahrbahndecke vor Bauwerken oder am Übergang zu einer Asphaltkonstruktion werden nicht betrachtet.

Die im Rahmen der Untersuchungen an der Hitzeschadenthematik gewonnen Erkenntnisse dienen als Grundlage dieser wissenschaftlichen Arbeit. Losgelöst von diesen Erkenntnissen werden, durch neue Betrachtungsweisen und durch erweiterte eigene Erfahrungen der letzten Jahre, ergänzende Untersuchungen

der vorliegenden Gegebenheiten, wie z.B. Asphaltentlastungsstreifen, durchgeführt sowie eine Weiterentwicklung des bisherigen Kenntnisstandes angestrebt.

Die Bauweise mit Geotextil zwischen Betondecke und HGT gemäß RStO 01 [1] wird im Zuge dieser wissenschaftlichen Arbeit nicht näher betrachtet, da es in jüngerer Vergangenheit bei Erneuerungs- oder Reparaturmaßnahmen an Betonfahrbahnen mit dieser Bauweise, beim Ausbau der Betonplatten, zu Problemen bei der Verbundtrennung zwischen Vliesstoff und Betondecke für den Recyclingprozess kam. Untersuchungen von [2] haben gezeigt, dass die bisher im Autobahnbau verwendeten Vliesstoffe im Allgemeinen eine gute Haftung am Deckenbeton haben, wodurch der Ausbau von Betonplatten und der folgende Recyclingprozess beeinträchtigt werden. In vielen Fällen konnte auch ein Verbund zwischen Vliesstoff und der HGT festgestellt werden. Ein Recycling des Ausbaustoffgemisches ist signifikant vom Haftverbund zwischen Beton bzw. HGT und Vliesstoff abhängig. Der am Beton bzw. der HGT anhaftende Vliesstoff konnte im Aufbereitungsprozess auch nicht vollständig vom Betonbruch entfernt werden. [2] Zudem entstanden große Mengen an unbrauchbaren Vliesstoffknäuel.

Die Bauweise mit Vliesstoff soll zukünftig durch eine Bauweise mit Asphaltzwischenenschicht (AZSuB) ersetzt werden. Dies wurde in der aktuellen Ausgabe des Regelwerks (RStO 12) [3] bereits berücksichtigt.

Um das Verhalten einer Betondecke im Bereich von neu geschaffenen Endbereichen einer Betonfahrbahn detailliert untersuchen zu können, sind Kenntnisse über den Fahrbahnaufbau, die Materialparameter und vor allem die vorliegenden Verbund- und/oder Reibungsverhältnisse zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht nötig. Eine Recherche im Vorfeld dieser Arbeit hatte ergeben, dass es in den letzten Jahrzehnten nur wenige Untersuchungen zu Reibungsbeiwerten von Betondecken auf der Unterlage gegeben hatte. Aufgrund der Tatsache, dass sich die Bauweisen für Betonfahrbahnen sowie die verwendeten Baustoffe im Laufe der Jahrzehnte verändert haben, werden Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts einer Betonfahrbahn auf unterschiedlichen Tragschichten durchgeführt. Im Anschluss an diese Untersuchungen werden theoretische Betrachtungen und Simulationen mit der Methode der finiten Elemente zum Verhalten einer Betonfahrbahn im neuen Endbereich durchgeführt. Das Ziel dieser Untersuchungen sollen neue Erkenntnisse über die Spannungsverhältnisse sowie die Verschiebungen und die zugehörigen Endbereichslängen einer Betonfahrbahn sein. Besonderer Fokus wird dabei auf die im Zusammenhang mit den Hitzeschäden neu geschaffenen Endbereiche gelegt.

2 Allgemeines

Im aktuellen Stand des Regelwerks (RStO 12, Tafel 2 [3]) sind verschiedene Standardbauweisen zum Bau einer raumfugenlosen Betonfahrbahn mit Querscheinfugen auf unterschiedlichen Tragschichten (wie z.B. HGT, HGT mit Vliesstoff/AZSuB und ATS sowie STSuB) aufgelistet. Dieses Regelwerk wurde über Jahrzehnte durch Forschung, wissenschaftliche Dokumentation der im Netz vorhandenen Strecken, deren Verhalten unter Betrieb und deren eventuelle Schäden sowie baupraktische Erfahrungen entwickelt.

Innerhalb des Regelwerks werden die Tragschichten in gebundene und ungebundene Schichten sowie die gebundenen Tragschichten nochmals nach der Art des Bindemittels unterschieden. Diese Unterscheidung lässt sich wiederum in "mit Verbund" und "ohne Verbund" der Betonfahrbahndecke zur Tragschicht untergliedern.

Im Nachfolgenden sind die derzeit am häufigsten im deutschen Bundesfernstraßennetz vertretenen Bauweisen mit Beton vereinfacht dargestellt.

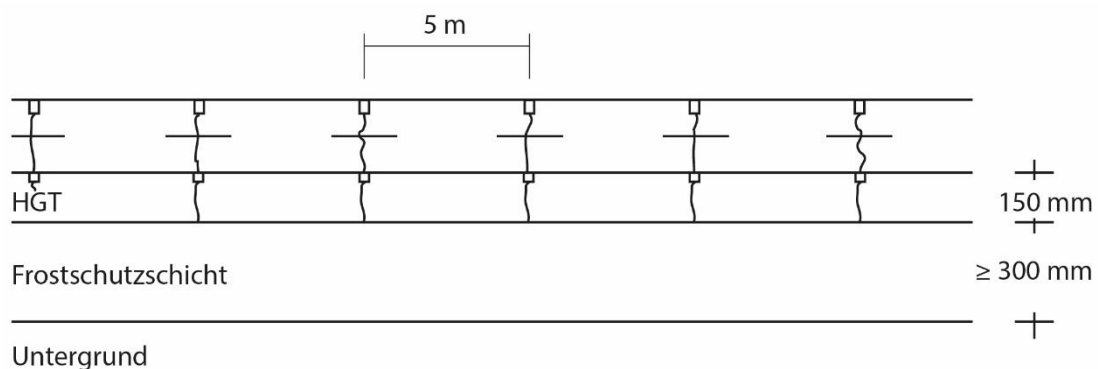


Bild 2.1: Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf HGT im Verbund zur Betonfahrbahn

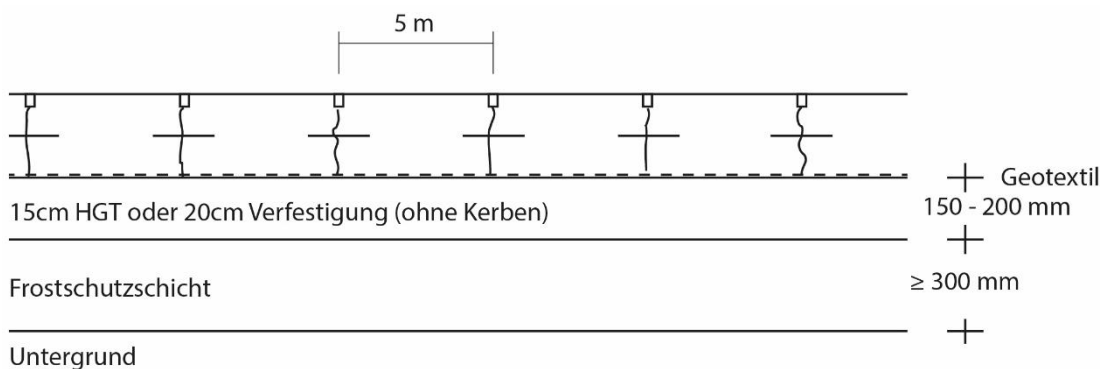


Bild 2.2: Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf HGT mit Vliesstoff oder mit AZSuB

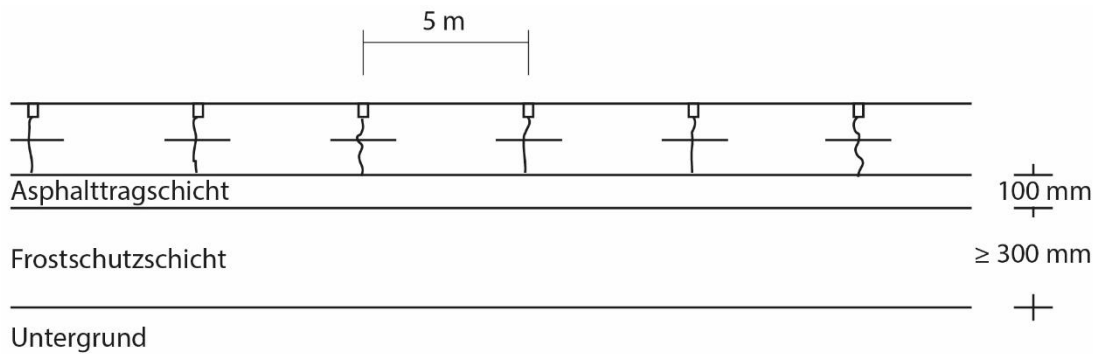


Bild 2.3: Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf ATS

Um den steigenden Belastungen durch den massiven Anstieg des Schwerverkehrsanteils entgegen zu wirken, wurden die Dicken der Betonfahrbahn im Regelwerk über die Jahrzehnte hinweg angepasst. Im Jahr 2001 wurde die Bauweise mit Vliesstoff als Standardbauweise in das Regelwerk aufgenommen. Bei dieser Bauweise ist aufgrund der Verbundtrennung zwischen Betondecke und Tragschicht sowie der weicheren Bettung der Betonplatten durch den Vliesstoff eine Mehrdicke der Betondecke von 1 cm zu berücksichtigen. Tabelle 2.1 gibt hierzu einen Überblick für die Bauweisen auf HGT und ATS.

Tabelle 2.1: Vergleich der Betonfahrbahndicken nach RStO [1, 3–5] über die Zeit

Schichtaufbau	Dicke [cm]						
	RStO 75	RStO 86		RStO 01		RStO 12	
	BK I	BK SV	BK I	BK SV	BK I	BK 100	BK 32
Beton	22	26	24	27	25	27	26
HGT	15	15	15	15	15	15	15
Beton	22	26	24	26	24	26	25
ATS	8	10	10	10	10	10	10

Die meisten Streckenabschnitte mit Hitzeschäden wurden nach RStO 75 [4] geplant und ausgeführt, d.h. die Decken haben eine Dicke der Betonplatten von nur 22 cm. Im Vergleich zum heutigen Regelwerk [3] werden Betonfahrbahndicken von bis zu 30 cm gebaut. Ferner haben alle damals hergestellten Betondecken inzwischen eine millionenfache Belastung durch Schwerverkehr ertragen.

3 Umwelteinflüsse auf Betonfahrbahnen

3.1 Lufttemperatur

In der Meteorologie bezeichnet die Lufttemperatur die Temperatur der bodennahen Atmosphäre und ist Ausdruck der ungeordneten Molekularbewegung in der Luft. Physikalisch betrachtet wird die Lufttemperatur maßgeblich durch die Wärmeabgabe der Erdoberfläche bestimmt. [6]

Die Lufttemperatur wird nach [7] strahlungs- und witterungsgeschützt in zwei Meter Höhe und 20 cm über natürlichem Untergrund gemessen. Der umgebende Luftraum muss dabei frei von Hindernissen sein.

Der Deutsche Wetterdienst [8] definiert einen heißen Tag als einen Tag, an dem das Maximum der Lufttemperatur ≥ 30 °C ist. Heiße Tage sind in der Meteorologie ein Maß für die Güte des Sommers.

3.2 Temperaturen in Betonfahrbahnen

Bereits ohne Einwirkung von Verkehrslasten werden Betonfahrbahnen durch Witterung und Temperaturänderungen beansprucht. Klimatisch bedingte tägliche und jährliche Temperaturänderungen bewirken Längsbewegungen der Betonplatten. Es wird dabei unterschieden, ob die Temperatur gleichmäßig oder als ungleichmäßige Temperaturbeanspruchung auf die Fahrbahn einwirkt.

3.2.1 Gleichmäßige Temperaturverteilung über den Querschnitt

Gleichmäßige Temperaturveränderungen bewirken bei Betonfahrbahnen ein Verkürzen bei Abkühlung (siehe Bild 3.1) und ein Ausdehnen bei Erwärmung der Platten (siehe Bild 3.2). Die Fugen in der Plattenkette öffnen oder schließen sich.

Im Sommer können durch Ausdehnung der Betonplatten beziehungsweise durch Behinderung der Ausdehnung hohe Längsdruckspannungen in der Fahrbahn entstehen, die vom Beton aufgenommen werden müssen.

Einer Längsbewegung der Betonplatten, die durch gleichmäßige Temperatureinwirkung verursacht wird, wirkt stets die Reibung zwischen den Betonplatten und der Unterlage entgegen. Eine Behinderung der Längenänderung führt zu Spannungen in den Betonplatten.

Abkühlung:

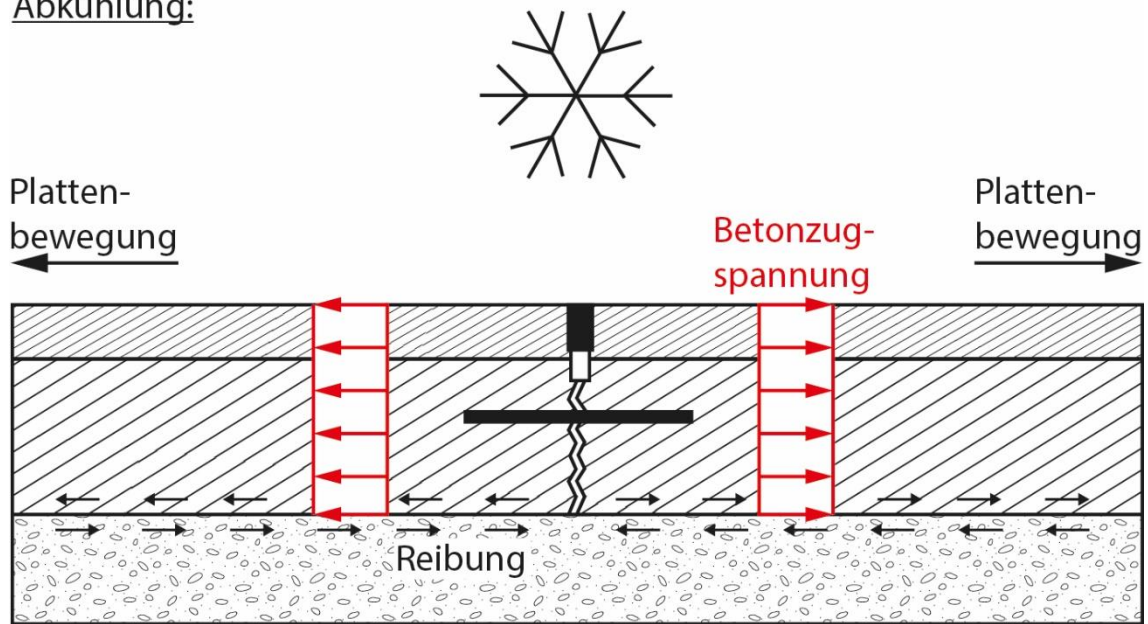


Bild 3.1: Einfluss der Reibung bei Abkühlung der Platten

Erwärmung:

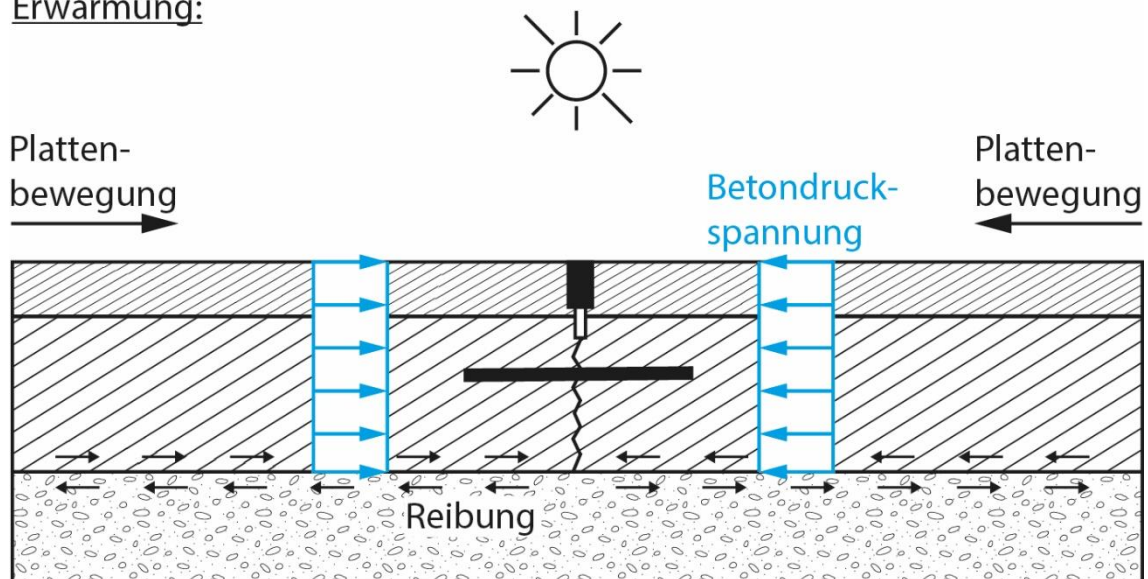


Bild 3.2: Einfluss der Reibung bei Erwärmung der Platten

Bei hohen Längsdruckkräften in der Plattenkette werden im Bereich der Fugen Quersugspannungen hervorgerufen (siehe Bild 3.3). Diese können im Fall vorhandener Delaminationen oder geschwächtem Verbund zwischen Ober- und Unterbeton zur Ablösung des Oberbetons im Bereich der Querscheinfugen an der Schichtgrenze führen, was wiederum die Entstehung eines Hitzeschadens begünstigen kann.

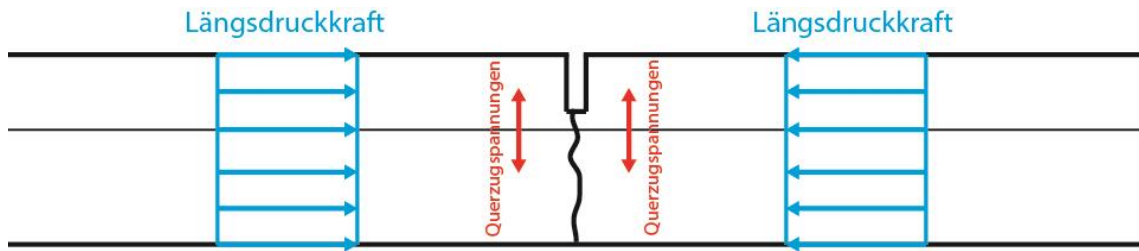


Bild 3.3: Querkzugspannungen (rot) bei hoher Längsdruckkraft (blau) im Betondeckensystem

3.2.2 Ungleichmäßige Temperaturverteilung

Mehr Einfluss als die gleichmäßige Temperaturverteilung haben die ungleichmäßigen Temperaturgradienten auf die Dimensionierung einer Betonfahrbahn. Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite der Betonplatten führen zu Temperaturgradienten, die wiederum zum Verwölben oder zum Schüsselform der Betonplatten führen.

Bei einer Erwärmung von oben entstehen durch das Aufwölben der Betonplatte Wölbspannungen in der Platte. Während die Platte nur noch an ihren Rändern aufliegt, gerät die Plattenmitte unter Eigengewicht, wodurch an dieser Stelle eine weitere Beanspruchung des Betons auf Biegung entsteht (siehe Bild 3.4).

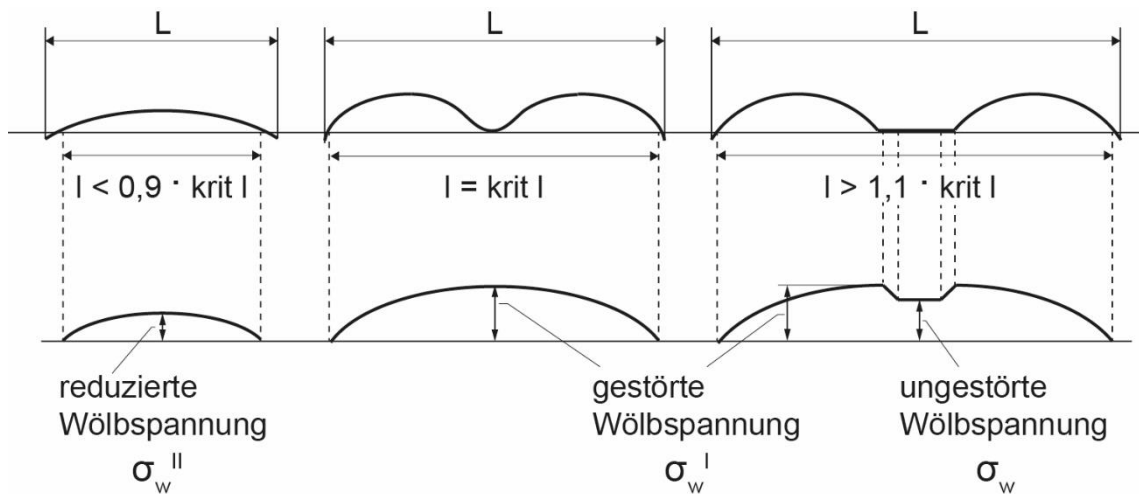


Bild 3.4: Verformungsfiguren und Wölbspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung einer Betonplatte von oben, abhängig von der Plattenabmessung, nach [9]

Vom Beton ist die Wölbspannung zusammen mit der Biegezugspannung aus Verkehrsbelastung aufzunehmen und zu ertragen. Wird die Biegezugfestigkeit des Betons durch die Summe aus Wölbspannungen und Verkehrslastspannungen überschritten, entstehen Risse. [9]

Nach EISENMANN [9] ist der Temperaturgradient einer 20 bis 22 cm dicken Betondecke maximal mit 0,09 K/mm anzunehmen. Ab einer Betondeckendicke von > 38 cm ist nach LECHNER [10] ein Temperaturgradient von 0,04 K/mm in

Bild 3.5 zeigt den Verlauf der Betontemperatur im Laborversuch, der durch die Entwicklung der Hydratationswärme entsteht. Eine zusätzliche Beanspruchung durch Witterung, wie dies in der Realität stattfindet, ist nicht berücksichtigt.

EISENMANN [9] beschreibt die Nullspannungstemperatur vereinfachend als die „Temperatur, bei der Druckspannungen in der Betondecke erzeugt werden“. Das bedeutet, sobald die Nullspannungstemperatur bei einer Erwärmung der Betonfahrbahn überschritten wird, entstehen Längsdruckspannungen im Beton. Normalerweise beschreibt dies den Zeitpunkt des Schließens der planmäßigen Querscheinfugen.

Zur Bestimmung der Spannungszustände in Betonfahrbahnen infolge gleichmäßiger Temperatureinwirkungen ist die Nullspannungstemperatur T_0 von entscheidender Bedeutung. Der Verlauf der Nullspannungstemperatur in den Betonplatten ist nicht konstant über den Querschnitt verteilt und ist von zahlreichen Faktoren, wie z.B. der Zementart und -menge, dem Wasserzementwert, der Art der Nachbehandlung sowie dem zum Herstellungszeitpunkt vorherrschenden Klima (Umgebungstemperatur und Witterung) abhängig. Aufgrund der Entwicklung der Hydratationswärme ist die Nullspannungstemperatur im Kern größer als am Rand der Betonplatte. [14]

Bei einer ungleichmäßigen Temperatureinwirkung auf eine Betonplatte ist der jeweilige Temperaturgradient in der Platte in Bezug auf den Gradienten der Nullspannungstemperatur zu setzen.

In der vorliegenden Arbeit und den darin beschriebenen Simulationen mit der Methode der finiten Elemente wurde die Nullspannungstemperatur, entgegen der oben dargelegten Erkenntnis, vereinfacht als konstant über den Querschnitt verteilt angesetzt. Der tatsächliche, nichtlineare Verlauf der Nullspannungstemperatur im Fahrbahnquerschnitt konnte in den Betonfahrbahnen mit Liegedauern ≥ 20 Jahren nachträglich nicht bestimmt werden.

Betonfahrbahnen die im Herbst oder Frühjahr bei tiefen Temperaturen hergestellt wurden, weisen folglich eine niedrige Nullspannungstemperatur auf. Die Nullspannungstemperatur einer solchen Betonfahrbahn kann durchaus auch bei nur 10 °C liegen. Bei hoher Globalstrahlung und hohen Lufttemperaturen im Sommer erwärmt sich die Betonfahrbahn an der Oberfläche auf über 50 °C. Bei Messungen in Südbayern (siehe Kap. 3.3) wurden maximale Oberflächentemperaturen von 51 °C bei einer Kerntemperatur von 41 °C ermittelt. Somit stellen sich Temperaturdifferenzen zur Nullspannungstemperatur von 30 K und mehr ein.

Im Laufe der Lebensdauer einer Betonfahrbahn kommt es durch Undichtigkeiten am Fugenverguss zu einer vermehrten Fugenverschmutzung durch Infiltrie-

ren von feinen Partikeln, was den Fugenbewegungsraum einschränkt und zu einem Absinken der Nullspannungstemperatur führt. Somit werden bei augenscheinlich noch geöffneten Querscheinfugen bereits Längsdruckkräfte in der Plattenkette aufgebaut.

WICKE hatte Messungen an einer Versuchsstrecke [15], die bei hohen Temperaturen hergestellt wurde, mit nicht verschlossenen Fugen durchgeführt, um den denkbar schlimmsten auftretenden Fall darzustellen. Es kam dabei im Zeitraum von sechs Jahren (1975 bis 1981) zu einem Absinken der Nullspannungstemperatur von 29 K (von 35 °C auf 6 °C) (siehe Bild 3.6).

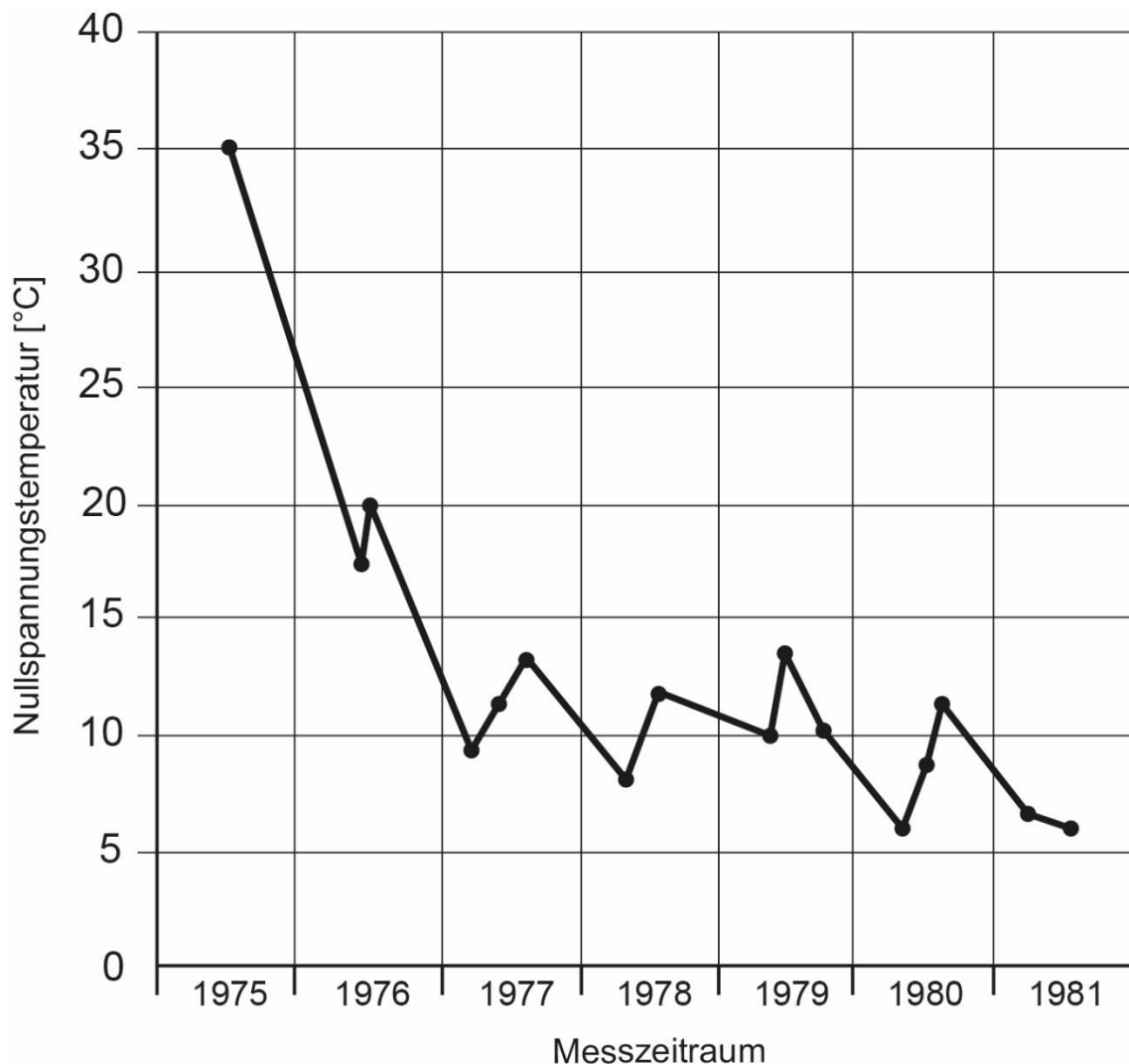


Bild 3.6: Verlauf der Nullspannungstemperatur im Messzeitraum, nach [15]

Eine über die Liegedauer hinweg auftretende Verschmutzung der Fugen durch Eintrag feiner Feststoffpartikel, über Undichtigkeiten am Fugenverguss oder Fugenprofil, bewirkt ein Absinken der Nullspannungstemperatur. Es sind durchaus Werte von 0 °C für die Nullspannungstemperatur denkbar, was wiederum

zu einem Anstieg der Temperaturdifferenz auf über 30 K führt. Zum Verschmutzungsgrad der Querscheinfugen liegen außer den Untersuchungsergebnissen von WICKE keine weiteren Erkenntnisse vor. Über den genauen Anteil der Fugenverschmutzung an der Entwicklung der hohen Längsdruckkräfte bei Erwärmung einer Betonfahrbahn kann keine sichere Aussage getroffen werden. Ein Absinken der Nullspannungstemperatur bewirkt aber nicht nur einen Anstieg der Längsdruckkräfte im System, sondern auch eine größere Verschiebung am Ende der Fahrbahn, was wiederum negative Auswirkungen auf die benachbarten Fahrbahnaufbauten oder Bauwerke haben kann. Bei der Herstellung der Asphaltentlastungsstreifen im Herbst bei kühlen Temperaturen sind zum Teil noch während der Sägearbeiten an der Betondecke die Sägeblätter aufgrund der vorhandenen, hohen Längsdruckkräfte in der Betonfahrbahn stecken geblieben. Dies deutet auf eine niedrige Nullspannungstemperatur in diesen Fahrbahnabschnitten hin.

In dieser Arbeit wurden für theoretische Berechnungen 30 K als maximale Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur, die mit 10 °C konstant über den Querschnitt angenommen wurde, angesetzt.

3.3 Auswertung relevanter Klimadaten am Beispiel einer Klimamessstelle

Nach RDO Asphalt [16] treten in Deutschland Oberflächentemperaturen zwischen -15 und +50 °C auf. Zur besseren Beurteilung der Beanspruchung von Betonfahrbahnen durch Temperatur wurden Daten einer Messstelle in Südbayern [17], die in der Nähe einer Bundesautobahn liegt, auf der im Jahr 2013 auch Hitzeschäden entstanden waren, für die heißesten Jahre in Deutschland im Zeitraum der Jahre von 2003 bis 2017 ausgewertet.

Ein Vergleich der Messdaten zeigt (siehe Tabelle 3.1), dass im Jahr 2013 deutlich weniger Hitzetage und eine geringere maximale Lufttemperatur $T_{\max, \text{Luft } 2\text{m}}$ (gemessen in 2 m Höhe über Boden) als im Jahr 2003 und 2015 auftraten.

Tabelle 3.1: Klimadaten der heißesten Jahre einer Messstelle in Südbayern ab dem Jahr 2003 [17]

Jahr	Hitzetage	Lufttemperatur in 2 m über Boden		$\Delta T_{\max, \text{Luft 2m}}$ [K]
		min. Lufttemperatur [°C]	max. Lufttemperatur [°C]	
2003	21	-18,1	36,6	54,7
2006	10	-15,8	34,1	49,9
2013	13	-12,9	34,6	47,5
2014	5	-14,3	31,9	46,2
2015	22	-12,8	35,2	48,0
2016	4	-13,9	32,3	46,2
2017	9	-19,6	33,8	53,4

Wie der nachfolgenden Tabelle 3.2 zu entnehmen ist, war das Jahr 2015 mit 22 Hitzetagen und einer maximalen Lufttemperatur $T_{\max, \text{Luft 20cm}}$ von 36,6 °C (gemessen in 20 cm Höhe über Boden) das Jahr mit den extremsten Klimawerten im Betrachtungszeitraum und wurde, wie nachfolgend noch genauer erläutert wird, als Bemessungsgrundlage für weitere Betrachtungen in dieser Arbeit gewählt.

Tabelle 3.2: Klimadaten der heißesten Jahre einer Messstelle in Südbayern ab dem Jahr 2013 [17]

Jahr	Hitzetage	Lufttemperatur in 20 cm über Boden		$\Delta T_{\max, \text{Luft 20cm}}$ [K]
		min. Lufttemperatur [°C]	max. Lufttemperatur [°C]	
2013	13	-14,9	36,0	50,9
2014	5	-18,0	33,3	51,3
2015	22	-16,9	36,6	53,5
2016	4	-15,8	33,2	49,0
2017	9	-23,0	34,2	57,2

An einem heißen Sommertag im Jahr 2015 sind an einer Messstelle in einer 22 cm dicken Betonfahrbahn die nachfolgenden Temperaturverläufe gemessen und in Bild 3.7 grafisch aufgetragen worden. An diesem Tag herrschte eine maximale Globalstrahlung von 838,6 [Wh/m²], was für einen heißen Sommertag typisch ist.

Die Temperaturfühler wurden in eine Betonplatte des Hauptfahrstreifens in Plattenmitte in einer Tiefe von 2, 6, 11, 16 und 21 cm unter der Oberkante der Betondecke eingebracht.

Die Oberflächentemperatur der Betondecke erreichte in den Nachmittagsstunden (15 Uhr), 2 cm unter der Oberfläche gemessen, mit 47,5 °C ihr Maximum. Dieses liegt somit um 11,9 K höher als die maximale Lufttemperatur (20 cm über dem Boden gemessen) zu diesem Zeitpunkt. Die Temperatur der Unterseite der Betonplatte ist zum Messzeitpunkt 14,6 K kühler als die Oberflächentemperatur der Betondecke. Somit ergibt sich ein theoretischer, linearer Temperaturgradient von 0,07 [K/mm].

Die maximale Kerntemperatur der Betondecke liegt an diesem Tag 7,6 K über der Lufttemperatur.

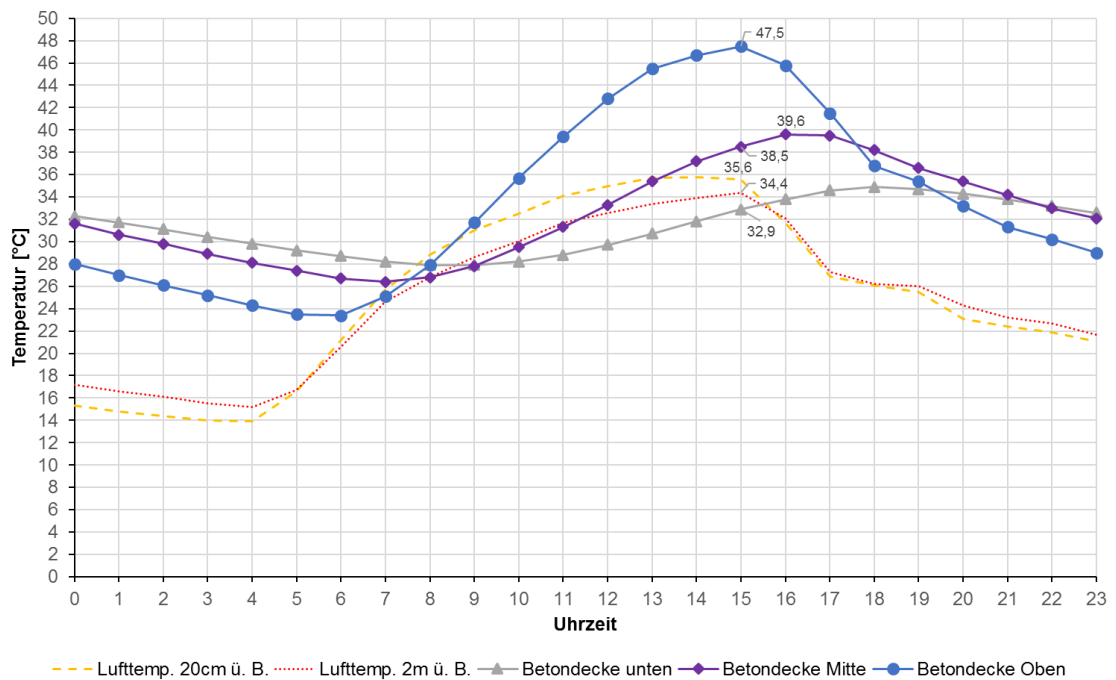


Bild 3.7: Temperaturverlauf im Bereich einer 22 cm dicken Betonfahrbahn an einem heißen Sommertag im Jahr 2015

In Bild 3.8 wurden die an diesem Tag gemessenen Temperaturprofile für verschiedene Uhrzeiten aufgetragen. Besonders die Verläufe zu den Nachmittagsstunden sind für Untersuchungen zu Hitzeschäden relevant, da die meisten Hitzeschäden zwischen 15 und 18 Uhr auftraten.

Eine Extrapolation des Temperaturgradienten in der Betonplatte, mit maximaler Temperatur um 15 Uhr, ergibt eine maximale Oberflächentemperatur von 51 °C. Zum selben Zeitpunkt liegt im Kern der Betondecke eine Temperatur von 39 °C

vor. An der Betonunterseite herrscht eine Temperatur von 31 °C. Um 15 Uhr lag somit ein maximaler, positiver Temperaturgradient mit einer Temperaturdifferenz ΔT zwischen Ober- und Unterseite der Betonfahrbahn von ca. 20 K vor. Am Übergang von Oberbeton zum Unterbeton wurde eine Temperatur von 42,5 °C gemessen.

Diese Messwerte dienen als Eingangswerte in die Simulationen mit der Methode der finiten Elemente in Kapitel 8.

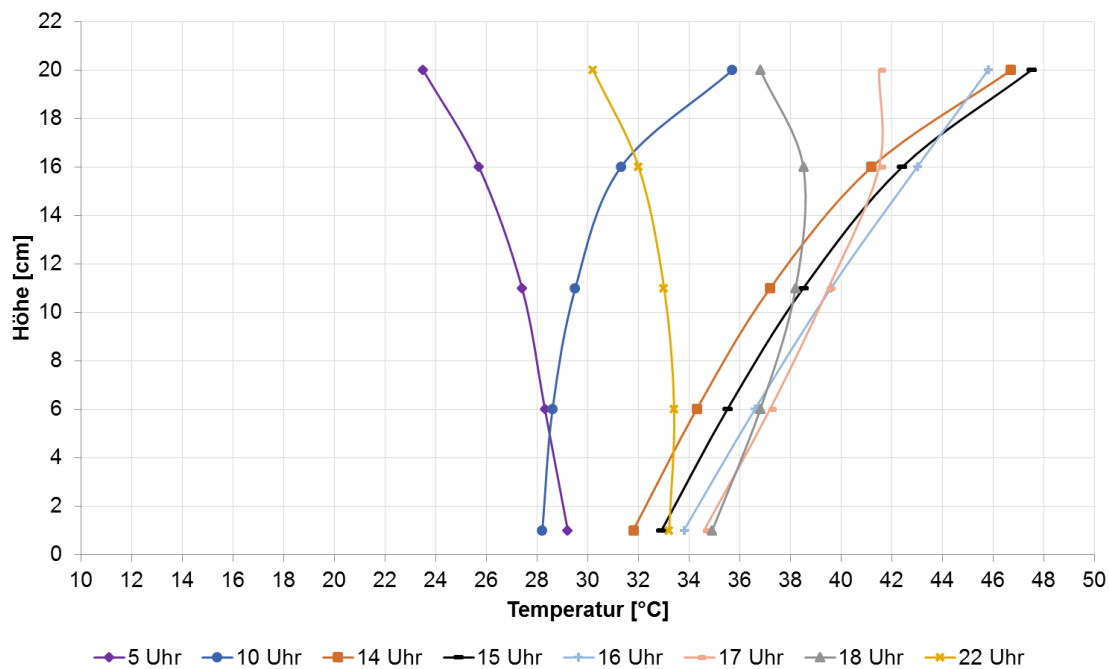


Bild 3.8: Temperaturgradienten in einer 22 cm dicken Betonfahrbahn an einem heißen Sommertag im Jahr 2015

Die meisten Hitzeschäden traten im Jahr 2013 Ende Juni in den späten Nachmittagsstunden auf. Zu diesem Zeitpunkt hat die Sonne im Jahr den höchsten Stand in ihrer Ekliptik erreicht. Aus Bild 3.8 wird deutlich, dass die Oberflächentemperatur um 15 Uhr am größten ist, die Kerntemperatur ihr Maximum aber erst im Zeitraum zwischen 16 Uhr und 17 Uhr erreicht. Die Druckspannungen haben somit ihren Höchstwert auch in diesem Zeitraum, was den Zeitpunkt des Auftretens der Hitzeschäden in den späten Nachmittagsstunden erklärt.

Wenn durch eine Temperaturerhöhung die mittlere Plattentemperatur die Nullspannungstemperatur T_0 überschreitet, werden Längsdruckspannungen $\sigma(x)$ in der Fahrbahn erzeugt. Der Verlauf dieser Druckspannungen entspricht dem Verlauf der Temperaturerhöhung über die Deckenhöhe. Dies ist in Bild 3.9 veranschaulicht.

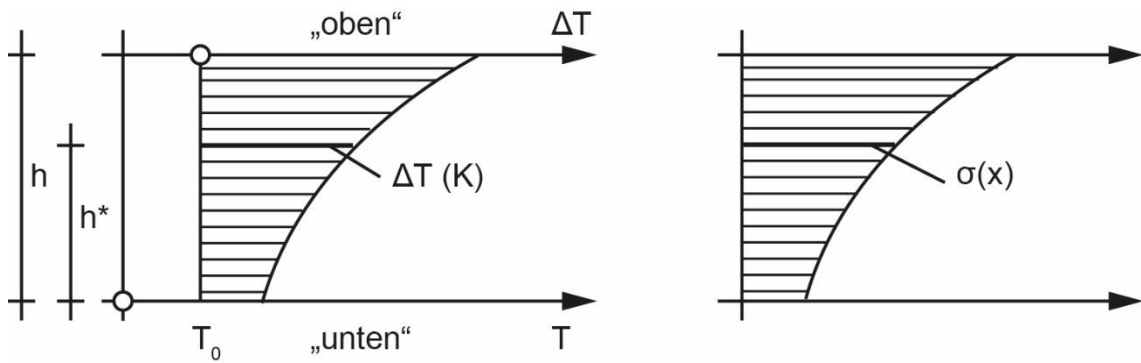
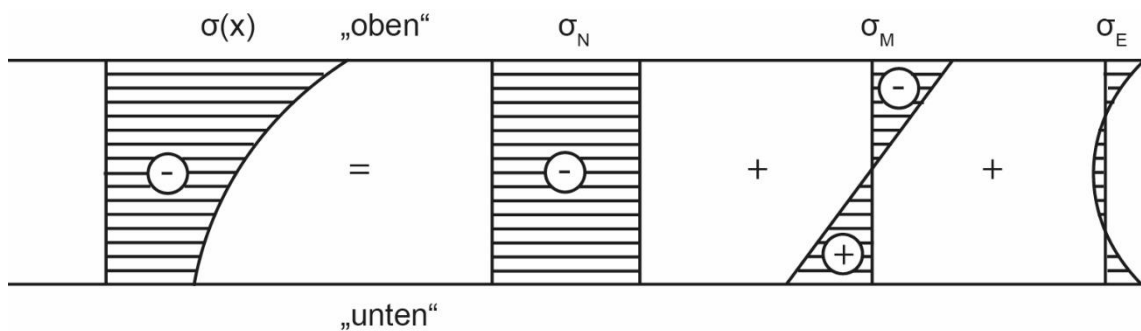


Bild 3.9: Temperatur- und Spannungsverlauf über die Deckenhöhe, nach [18]

Zur Ermittlung der Längsdruckkräfte in einer Betonfahrbahn sind nur die Spannungsanteile aus gleichmäßiger Temperaturbelastung von Interesse. Die Längsdruckspannungen in einer Betonfahrbahn setzen sich aus den Anteilen der gleichmäßig verteilten Spannungen, Biegespannungen und Eigenspannungen zusammen (siehe Bild 3.10).

Bild 3.10: Zerlegung der Längsdruckspannungen $\sigma(x)$ in gleichmäßig verteilte Normalspannungen σ_N , Biegespannungen σ_M und Eigenspannungen σ_E , nach [18]

Für Berechnungen ist der Mittelwert der über der Nullspannungstemperatur liegenden, wirksamen Temperaturerhöhung maßgebend. Die Nullspannungstemperatur wird hierbei vereinfacht als konstant über den Querschnitt verteilt angenommen. Der Mittelwert wird als mittlere Plattentemperatur T_2 der Betonfahrbahn bezeichnet und unterscheidet sich von der Kerntemperatur T_1 in Plattenmitte sowie dem Mittel aus der Temperatur an Ober- und Unterseite der Fahrbahn, in der nachfolgenden Darstellung als T_3 bezeichnet (siehe Bild 3.11).

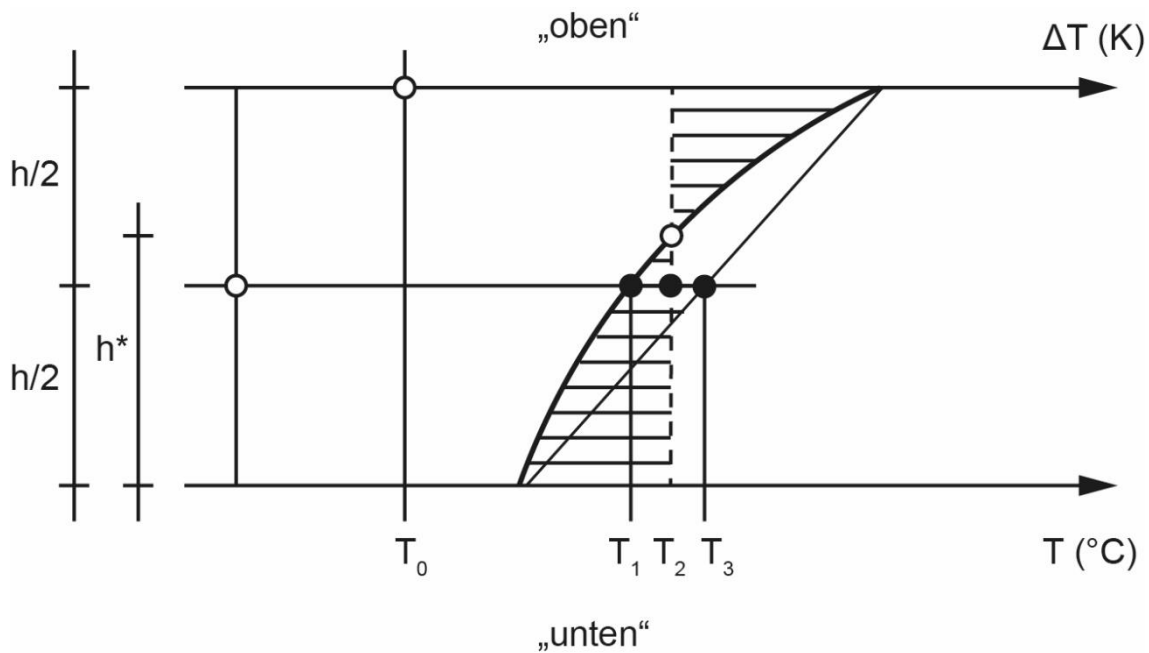


Bild 3.11: Maßgebende Temperaturen in einer Betonfahrbahn, nach [18]

Aus dem Verlauf des positiven Temperaturgradienten um 15 Uhr in Bild 3.8 mit einer maximalen Oberflächentemperatur der Betondecke von $51\text{ }^{\circ}\text{C}$, einer Kerntemperatur in Plattenmitte von $39\text{ }^{\circ}\text{C}$ und einer Temperatur an der Betonunterseite von $31\text{ }^{\circ}\text{C}$ ergibt sich eine mittlere Plattentemperatur T_2 von $41\text{ }^{\circ}\text{C}$ in einer Höhe von $h^* = 16\text{ cm}$ über der Oberfläche der HGT.

3.4 Folgerungen

Die oben genannten Messungen der Temperaturgradienten in der Betonfahrbahn an heißen Sommertagen bestätigen, dass bei gemessenen Betontemperaturen von $51\text{ }^{\circ}\text{C}$ an der Oberfläche und einer mittleren Plattentemperatur von $41\text{ }^{\circ}\text{C}$, eine Temperaturdifferenz ΔT von 30 K in Bezug auf eine Nullspannungstemperatur von $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ bei theoretischen Berechnungen berücksichtigt werden sollte. Für Berechnungen im Rahmen dieser Arbeit wird daher auch eine Differenz zwischen mittlerer Plattentemperatur und Nullspannungstemperatur von 30 K angesetzt.

Aufgrund von Fugenverschmutzungen kann es innerhalb der Liegedauer einer Betonfahrbahn auch zum Absinken der Nullspannungstemperatur kommen, was wiederum zu einem Anstieg der Temperaturdifferenz ΔT auf über 30 K führt. Zum Verschmutzungsgrad der Querscheinfugen an Betonfahrbahnen mit langer Liegedauer liegen aber bisher keine genaueren Erkenntnisse vor.

4 Hitzeschäden in Betonfahrbahnen

Der Begriff „Hitzeschaden“ wird im Leitfaden zum Umgang mit Hitzeschäden an Betonfahrbahnen [19] wie folgt definiert: „Unter dem Begriff "Hitzeschäden" werden allgemein Schadensbilder an Betonfahrbahndecken zusammengefasst, die primär durch hohe Lufttemperaturen und intensive Sonnenstrahlung im Sommer verursacht werden“ [19].

Weiter wird in [19] aufgeführt: „Hitzeschäden entstehen durch das Zusammenwirken von klimatischen Einflüssen (hohe Lufttemperatur und intensive Sonnenstrahlung) sowie herstellungs- und/oder alterungsbedingte bzw. konstruktive Schwachstellen im Betonfahrbahndeckensystem“ [19].

4.1 Bisher bekannte Ursachen von Hitzeschäden

Das Auftreten von Hitzeschäden an Betonfahrbahnen ist bereits seit Jahrzehnten im In- und Ausland bekannt und diskutiert worden.

EISENMANN und GNAD [20] hatten bereits 1972 im Rahmen von Großversuchen zur experimentellen Ermittlung der Knickkraft bei raumfugenlosen Betonfahrbahnen und einem Vergleich von Messungen aus der Praxis gezeigt, dass eine ausreichende Sicherheit der Fahrbahnen gegen Ausknicken infolge Längsdruckspannungen bei Temperaturerwärmung besteht. Die damals an bis zu 22 cm dicken Betondecken versuchstechnisch ermittelten Spannungen lagen weit über den in der Praxis festgestellten Längsdruckspannungen. [20]

Hierzu muss aber angemerkt werden, dass der Beton des Versuchsaufbaus relativ jung war, daher keine große Nachhydratation erfahren hatte, und ohne Schäden oder Risse an dem Platten hergestellt wurde. Der Versuchsaufbau stellt somit eine ideale Betonfahrbahn dar.

Die Untersuchungen hatten aber auch gezeigt, dass bei einer Übertragung der Längsdruckkräfte im Fugenbereich unterhalb der Null-Linie, vor dem Eintreten eines Ausknickens schollenartige Betonausbrüche im Fugenbereich auftreten. [20]

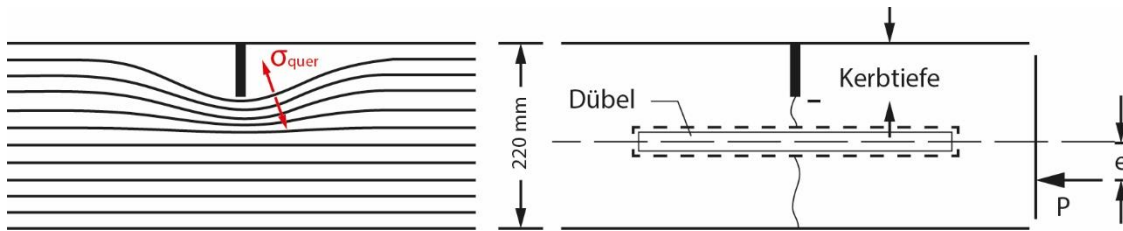


Bild 4.1: Konzentration der Spannungstrajektorien unterhalb des Kerbschnitts im Bereich der Scheinfuge mit Lage und Exzentrizität der Längsdruckkraft, nach [9]

Im Fugenbereich ergibt sich aufgrund der Querschnittsschwächung eine Umlenkung der Spannungstrajektorien (siehe Bild 4.1). Dies führt zu einer hohen Spannungskonzentration unmittelbar unter dem Kerbschnitt. Zu beiden Seiten der Fuge werden Querkzugspannungen (σ_{quer}) aktiviert, die das „Aufplatzen“ der Betonfahrbahn durch Ausbrechen schollenartiger Betonbrocken aus der Fahrbahn begünstigen. Der Beton versagt durch eine Überschreitung der Zugfestigkeit im Bereich der wirkenden Querkzugspannungen, was durch das sich zeigende Bruchbild an den ausgebrochenen Betonbrocken bestätigt wird (siehe Bild 4.2). [20]

Horizontale Risse im Beton im Bereich der Querscheinfugen oder gelöster Verbund zwischen Ober- und Unterbeton begünstigen das Auftreten eines Hitzeschadens dieser Art.



Bild 4.2: schollenartige Betonausbrüche aufgrund von Querkzugspannungen an der Fuge [21]

EISENMANN sah damals schon die unter dem Kerbschnitt, im Umlenkungsbereich der Spannungstrajektorien, aktivierten Querzugspannungen als maßgeblichen Auslöser für einen Hitzeschaden. Aufgrund seiner Untersuchungen begrenzte er die Kerbschnitttiefe auf maximal 30 % [20] der Betonfahrbahndicke, um eine zu große Umlenkung und Konzentration der Spannungstrajektorien unterhalb des Kerbschnittes zu vermeiden. [20]

Im Sommer des Jahres 1976, zwischen 26. Juni und 3. Juli, wurden in der gesamten Bundesrepublik Deutschland vermehrt Hitzeschäden an 22 cm dicken Betonfahrbahnen beobachtet. Die Hitzeschäden traten stets zwischen 16 und 18 Uhr, zur Zeit der höchsten mittleren Plattentemperatur ein. Es konnten damals schon unterschiedliche Formen von Hitzeschäden beobachtet werden. Die stärkste Ausprägung war das Übereinanderschieben der Betonplatten, wobei Keile an der Unterseite beider Platten abgeschert waren. Die zweite Schadensform waren Risse und Aufstauchungen der Platten im Fugenbereich. Es wurden aber auch schadensfreie Plattenhebungen von bis zu 18 cm beschrieben. [22]

Die Hitzeschäden traten überwiegend an Deckenabschnitten mit Raumbugenabständen von ca. 100 m und dort nur an Stellen mit nicht erkannten Herstellungsmängeln auf, die auch äußerlich nicht erkennbar waren. [22]

Als Schadensursachen wurden damals die noch vorhandene, untere trapezförmige Holzeinlage, die mit der RStO 75 abgeschafft wurde, in Verbindung mit mangelnder Festigkeit des Ober- und Unterbetons sowie Verbundlösungen zwischen Ober- und Unterbeton festgestellt. [22]

KERR [23] veröffentlichte im Jahr 1997 analytische Betrachtungen zur Beurteilung von Hitzeschäden an durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen in den USA. In dieser Veröffentlichung führt KERR als Grund für das Ausknicken der Fahrbahn einen Anstieg der Betontemperatur mit gleichzeitiger Zunahme des Betonfeuchtegehalts auf, die zu Längsdruckkräften führen. Er geht von drei möglichen Versagenszuständen der Fahrbahn aus, dem Aufwölben der durchgehend bewehrten Betondecke, dem Ausknicken an einem Querriss oder einer Fuge (Gelenkausbildung) und dem Aufwölben am Übergang zu einem angrenzenden festen Auflager (z.B. Brückenwiderlager). Von den betrachteten Fällen sind die Ergebnisse eines Ausknickens an einem Querriss oder einer Fuge auf die Plattenbauweise übertragbar. Bei seinen analytischen Betrachtungen wurden die maximalen vertikalen Bewegungen der Fahrbahn, der Anstieg der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur sowie der Anstieg der axialen Längsdruckkräfte gegenübergestellt. Im Ergebnis der Berechnungen ergaben sich Kurven, die von KERR zur Beurteilung der Gleichgewichtszustände in der Betonfahrbahn genutzt wurden. [23]

KERR [23] zeigt, dass eine Reduzierung der Biegesteifigkeit der Betonfahrbahn, durch eine nachteilige Veränderung konstruktiver und materialspezifischer Parameter, wie z.B. Reduzierung der Deckendicke, das Auftreten feiner Risse im Beton (Gefügeschäden) oder auch durch Kriechen und Schwinden sowie eine Reduzierung des Reibungswiderstandes zwischen Betondeckenunterseite und Oberfläche der Unterlage, das Risiko für das Ausknicken der Fahrbahn bzw. das Auftreten eines Hitzeschadens steigert. Der Einfluss des Temperaturexpansionskoeffizienten auf das Verhalten der Betonfahrbahn konnte damals ebenfalls gezeigt werden. Weitere Erkenntnisse waren, dass Abplatzungen im Fugenbereich und mit Feinanteilen zugesetzte Fugen das Auftreten von Hitzeschäden begünstigen. Das Eindringen feiner Partikel in den Fugenspalt führt zu einer abhebenden Exzentrizität der Längsdruckkräfte und begünstigt somit das Ausknicken der Platten im Bereich der Fugen. [23]

Im Handbuch und Kommentar zur ZTV/TL Beton-StB [24] beschreiben die Autoren, dass Hitzeschäden hauptsächlich an Schwachstellen alter Fahrbahndecken mit dünner Deckendicke (≤ 22 cm) auftreten. Insbesondere bei erfolgten Reparaturen in Asphaltbauweise im benachbarten Fahrstreifen bzw. Seitenstreifen der Betonfahrbahn, den sogenannten „Asphaltplomben“, kommt es zu Hitzeschäden. [24, 25] Diese Aussagen konnten durch die Analyse der Hitzeschäden aus dem Jahr 2013 nochmals bestätigt werden. [25]

Bei Hitzeschäden an Betonfahrbahnen ist zwischen den folgenden Schadensbildern zu unterscheiden [19, 24–26]:

- Rissbildung im Fugenbereich
- Stufenbildung an Quer- und Längsfugen
- Abplatzungen im oberen Beton
- Ausknicken von Platten bzw. Plattenteilen
- Übereinanderverschieben der Platten
- Zerstörung des unteren Betons mit Ausknicken bzw. Ausbrechen des oberen Betons

An nach heutiger Regelbauweise, den ZTV Beton-StB entsprechend, fachgerecht ausgeführten Betonfahrbahnen mit regelmäßiger Fugenpflege ist die Auftretenswahrscheinlichkeit von Hitzeschäden gering. [24]

4.2 Neue Erkenntnisse

Aus den Dokumentationen und Untersuchungen der im Jahr 2013 in Bayern aufgetretenen Hitzeschäden konnten neue Erkenntnisse gewonnen werden.

Der am häufigsten auftretende Schadenfall bei Hitzeschäden sind Abplatzungen im oberen Beton. Dieser äußert sich durch schollenartige Ausbrüche und Abplatzungen im Bereich der Querscheinfugen (siehe Bild 4.3). [25]



Bild 4.3: Betonausbrüche an der Querscheinfuge neben einem Teilersatz der Betonfahrbahn-
decke im Nachbarfahrstreifen mit Asphalt [21]

Das zweithäufigste Schadensbild sind Stufenbildungen zwischen Betonplatten im Fugenbereich. Ein Ausknicken von Plattenteilen hingegen oder sogar ein Übereinanderschleben dieser tritt nur sehr selten auf (siehe Bild 4.4). [25]



Bild 4.4: Ausknicken der Betonfahrbahnplatten neben einem Plattenersatz mit Asphalt [21]

Im Folgenden werden die Voraussetzungen und Gründe für die jeweiligen Schadensbilder kurz zusammengefasst. Im Anschluss wird der Schadensmechanismus erklärt, der zum Ausknicken der Platten führt.

Veränderungen der Baustoffparameter der betrachteten Betonfahrbahndecken im Zeitraum der Liegedauer, wie z.B. ein Anstieg des E-Moduls und der Festigkeiten, sowie eine hohe Temperaturdehnzahl begünstigen das Auftreten eines Schadens an einer Betonfahrbahn bei länger anhaltender Einwirkung hoher Temperaturen.

An Querscheinfugen treten unter hohen Längsdruckkräften Querkzugspannungen im Bereich des Kerbgrundes auf (siehe Bild 4.1). Diese führen bei vorhandenen Verbundstörungen zwischen Ober- und Unterbeton, die z.B. durch Mängel bei der Herstellung verursacht wurden, zu Abplatzungen und Ausbrüchen des Betons im Bereich der Querscheinfugen.

Ein Forschungsvorhaben des BMVI [27], das an der TU München bearbeitet wurde, hatte gezeigt, dass an einigen Betonfahrbahnen (22 - 24 cm Dicke) mit großer Liegedauer im Bereich der Querscheinfugen, auf Höhe des Kerbgrundes, Horizontalrisse vorhanden sind (siehe Bild 4.5). Dieser Umstand begünstigt ein Ausbrechen von Betonteilen aufgrund von Querkzugspannungen.



Bild 4.5: Horizontalriss im Bereich der Querscheinfuge

Im Bereich der Querscheinfugen bildet sich bei hohen Längsdruckkräften, aufgrund der vorhandenen Querschnittsschwächung durch den Kerbschnitt, eine in Richtung der Unterlage resultierende Längsdruckkraft aus (siehe Bild 4.6).

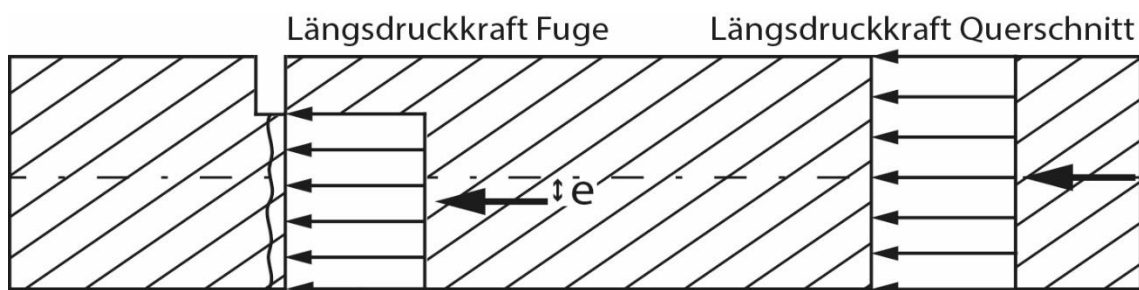


Bild 4.6: resultierende Längsdruckkraft unter dem Kerbschnitt

Dadurch verdrehen sich die Seitenflächen der Platten in Richtung Tragschicht und die unteren Kanten der Platten drücken auf die Unterlage. Dies wird durch das Verwölben der Platten bei hohen Temperaturen (ungleichmäßige Erwärmung von oben) zusätzlich verstärkt.

Im Extremfall kann dieses Verdrehen der Seitenflächen bei vorhandenen materialtechnischen oder fertigungsbedingten Schwachstellen sogar zu keilförmigen Ausbrüchen an der Unterseite der Betonfahrbahnplatten im Bereich der Fugen führen (siehe Bild 4.7). Die Ausbrüche verlaufen meist bis auf Höhe der Dübelage.



Bild 4.7: Ausbrüche im Bereich der Querscheinfuge [28]

Durch die Ausbrüche an der Unterseite der Betonplatten reduziert sich die verbleibende Druckfläche im Fugenbereich auf eine Fläche, die oberhalb der Mittellage der Betonfahrbahn liegt. Dadurch entsteht eine nach oben gerichtete resultierende Längsdruckkraft, die zum Ausknicken der Platten führt (siehe Bild 4.8).

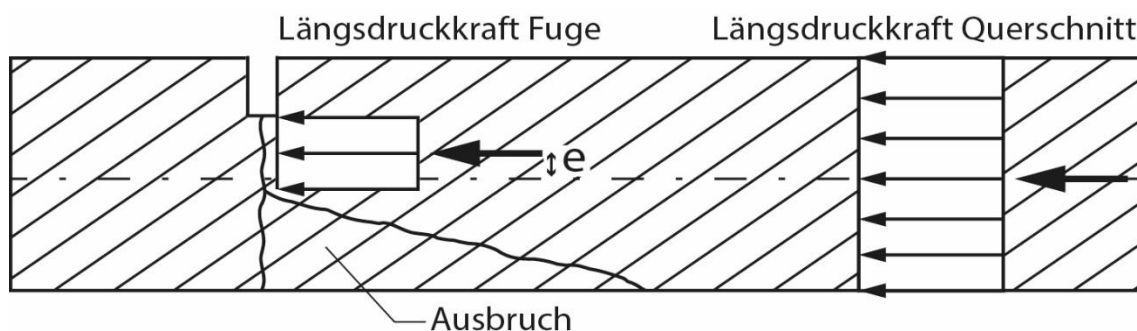


Bild 4.8: Umkehrung des Versatzmomentes, das zum Ausknicken der Platten führt

Hitzeschäden werden durch Fehler bei Erhaltungsmaßnahmen, z.B. durch Einzelplattenersatz in Asphalt oder Asphaltflickstellen im Fugenbereich, begünstigt. Bei den meisten im Jahr 2013 aufgetretenen Hitzeschäden wurde im unmittelbaren bzw. näheren Umfeld des Schadens die Betonfahrbahn mit einem Asphaltnersatz saniert, der eine Störstelle im Betondeckensystem bildet. Die aufsummierten Längsdruckspannungen des gesamten Fahrbahnquerschnitts müssen neben der Störstelle („Asphaltplombe“) über den verbliebenen Betonquerschnitt übertragen werden. Dies führt zu einer Konzentration der Spannungs-

trajektorien in diesem Bereich und somit zum Anstieg der Längsdruckspannungen im Beton.

Eine regelmäßige Fugenpflege ist wichtig, da durch das Eindringen von Feinanteilen in den Fugenspalt die Nullspannungstemperatur herabgesetzt und somit die Längsdruckspannungen in der Fahrbahn erhöht werden.

Im Zuge der jüngsten Forschungen zu Hitzeschäden hat sich auch herausgestellt, dass zur Beurteilung und Vorhersage von kritischen Längsdruckkräften in dünnen Betonfahrbahnen mit langer Liegedauer nicht die maximale Lufttemperatur, sondern die Globalstrahlung in einem größeren Zeitraum entscheidend ist, da diese die mittlere Plattentemperatur maßgebend beeinflusst. Die Summe der über den Tag in die Betonfahrbahn eingetragene Sonnenenergie führt zum Anstieg der Temperatur im Inneren der Betonplatten.

4.3 Zusammenfassung

Wie die Untersuchungen zu den Hitzeschäden an bayerischen Betonstraßen der vergangenen Jahre gezeigt haben, sind im Wesentlichen dünne Betonfahrbahnen (≤ 24 cm Dicke) und Betonfahrbahnen mit einer Liegedauer von 20 Jahren und mehr, von Hitzeschäden betroffen gewesen, da diese im Vergleich zu den derzeitig gebauten Betonfahrbahnen ein geringeres Eigengewicht und einen kleineren Restquerschnitt zur Kraftübertragung im Querscheinfugenbereich besitzen.

Es hatte sich auch gezeigt, dass Hitzeschäden meist durch vorhandene Gefügeschäden im Beton verursacht werden. Vorhandene Delaminationen oder Verbundstörungen zwischen Ober- und Unterbeton begünstigen Ausbrüche im Querscheinfugenbereich. Ausbrüche an der Unterseite der Betonfahrbahn verstärken die Tendenz der Platten nach oben aus zu knicken.

Ein Anstieg der Materialparameter, wie E-Modul und Festigkeiten, über die lange Liegedauer der Betonplatten haben die Längsdruckspannungen und somit das Schadensrisiko zusätzlich verstärkt.

Die Globalstrahlung in einem größeren Zeitraum ist maßgeblich für die Entwicklung der mittleren Plattentemperatur verantwortlich.

Die Nullspannungstemperatur, die durch die Temperaturen und die Witterung zum Zeitpunkt des Einbaus beeinflusst wird, ist ebenfalls von großer Bedeutung für die Größe der Längsdruckkräfte in einer Betonfahrbahn. Eine fortschreitende Fugenverschmutzung führt zum Herabsetzen der Nullspannungstemperatur und somit zur Erhöhung der Längsdruckkräfte bei Erwärmung der Betonfahrbahn. Die Ausdehnung der Betonplatten bei Erwärmung wird unter anderem

durch die Differenz zwischen der mittleren Plattentemperatur und der Nullspannungstemperatur bestimmt.

4.4 Maßnahmen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen

Als Folge der im Jahr 2013 vermehrt an alten Betonfahrbahnen (Liegedauer > 30 Jahre, Deckendicke 22 bis 24 cm) aufgetretenen Hitzeschäden wurden in Betonfahrbahnen mit einer Liegedauer ≥ 20 Jahren Entlastungsstreifen aus Asphalt (AC 8 DS auf AC 32 TS) hergestellt, um die bei hohen sommerlichen Temperaturen im Deckensystem entstehenden hohen Längsdruckkräfte zu reduzieren. Die Betonfahrbahn wurde hierfür alle 380 m, jeweils in Plattenmitte, aufgeschnitten und ein ca. 1 m breiter Asphaltstreifen über den kompletten Fahrbahnquerschnitt eingebracht (siehe Bild 4.9). Gleichzeitig wurden damit neue Endfelder in der bestehenden Betonfahrbahndecke geschaffen.

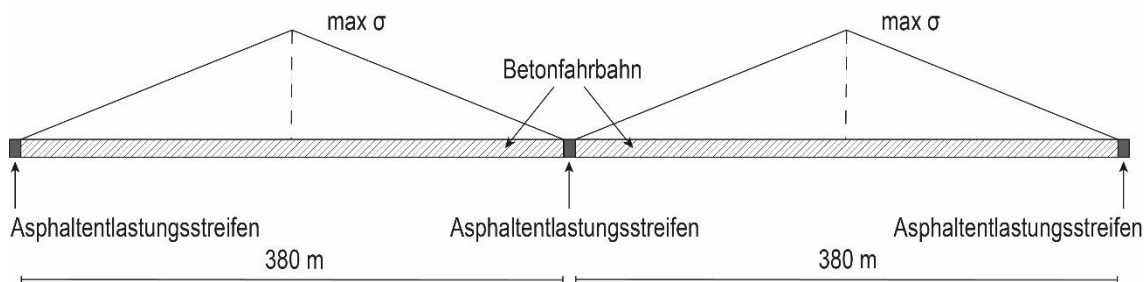


Bild 4.9: Ergebnis der theoretischen Berechnungen zur Festlegung der Abstände der Entlastungsschnitte mit Asphaltersatz in alten Betonfahrbahnen (Liegedauer ≥ 20 Jahre)

Das nachfolgende Bild zeigt einen Asphaltentlastungsstreifen in einer Betonfahrbahn.



Bild 4.10: Asphaltentlastungsstreifen in einer Betonfahrbahn

Die Asphaltentlastungsstreifen wurden meist in Nachtbaustellen mit halbseitiger Sperrung der Richtungsfahrbahn hergestellt, dadurch ergab sich etwa in Querschnittmitte eine Anschlussnaht im Asphalt.



Bild 4.11: In halbseitiger Bauweise hergestellter Asphaltentlastungsstreifen in der Betondecke

Bei der Herstellung der Asphaltentlastungsstreifen wurde anfangs nur die Betondecke in der Mitte einer Betonplatte herausgeschnitten und entfernt. Die hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT) wurde bei guter optischer Erscheinung belassen. Anschließend wurde die entstandene Lücke bis zur Oberkannte der benachbarten Betonplatten mit Asphalt geschlossen (Fall 1).

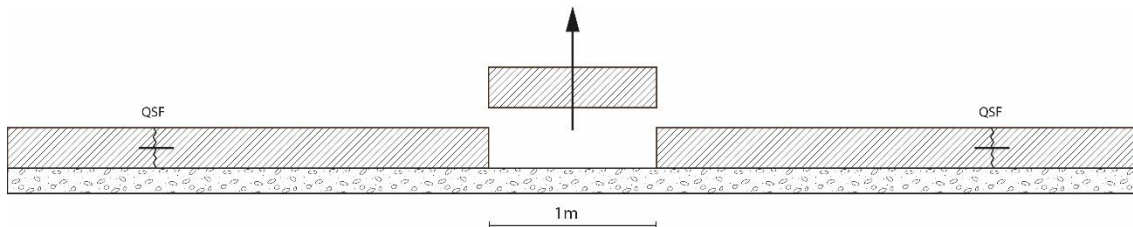


Bild 4.12: Fall 1 - Herausschneiden eines ca. 1 m breiten Streifens der Betondecke ohne HGT in Plattenmitte und anschließendem Asphaltersatz

Bei weiterer starker Erwärmung des Betondeckensystems und fehlendem Verbund der Betonfahrbahn zur HGT, dehnen sich die Betonplatten aus und komprimieren den Asphaltstreifen an den Rändern, wodurch am Übergang zwischen Beton und Asphalt Unebenheiten (Aufwölbungen/Kuppen) im Asphalt entstehen (Fall 1 A). Diese müssen gegebenenfalls abgefräst werden.

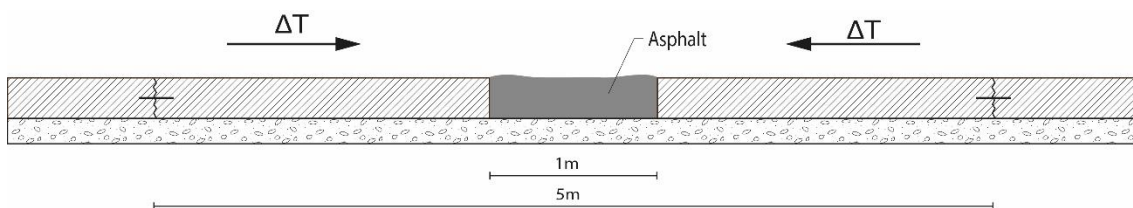


Bild 4.13: Fall 1 A - Betondecke ohne Verbund zur HGT erwärmt sich, Asphalt wird an den Rändern verformt

Bei vorhandenem Verbund zwischen Betondecke und HGT kommt es aufgrund der starken Querschnittsschwächung im Fahrbahnaufbau und der sich weiter aufbauenden Längsdruckkräfte, durch Erwärmung und Ausdehnung der Betonplatten, zu einem Ausknicken der noch vorhandenen HGT unter dem Asphaltstreifen. Dies äußert sich im Asphaltstreifen durch eine starke Kuppenbildung (Fall 1 B).

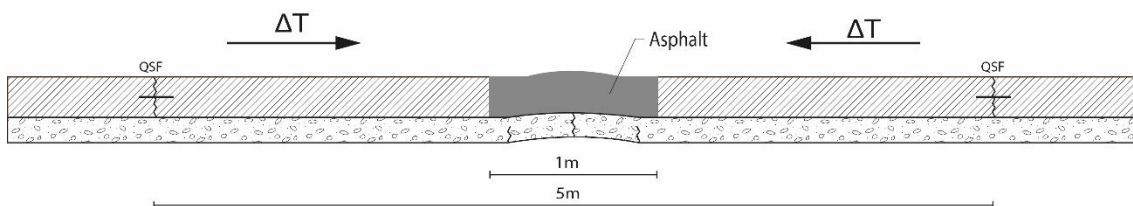


Bild 4.14: Fall 1 B - Betondecke mit Verbund zur HGT erwärmt sich, Ausknicken der nicht entspannten HGT unter Asphalt, starke Kuppenbildung im Asphalt

Es zeigte sich, dass vielfach zwischen Betondecke und HGT ein guter Verbund besteht und vermehrt die oben als Fall 1 B beschriebenen Schäden eintraten. Später wurde die Betondecke in Plattenmitte mitsamt der HGT auf einer Breite von ca. 1 m herausgeschnitten und entfernt sowie durch Asphalt über die Dicke der HGT und der Betondecke verfüllt (Fall 2).

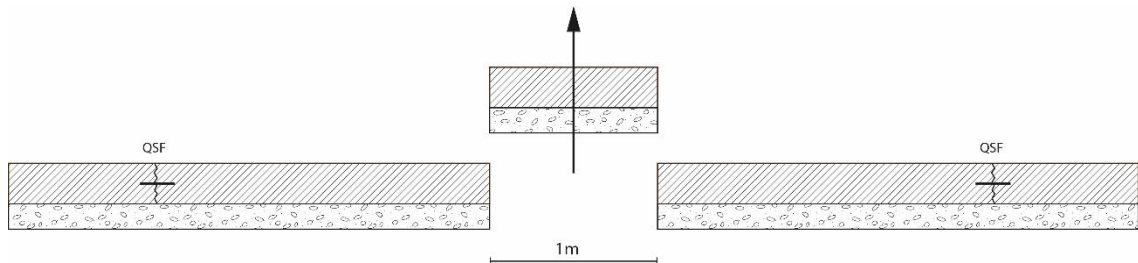


Bild 4.15: Fall 2 - Herausschneiden eines ca. 1 m breiten Streifens der Betondecke mit HGT in Plattenmitte und anschließender Asphaltersatz

Bei weiterem Ausdehnen der Betonfahrbahnplatten und den dabei entstehenden hohen Längsdruckspannungen wurde der Asphaltstreifen unter Ausbildung einer leichten Kuppe komprimiert. Diese konnte bei Bedarf oberflächlich abgefräst und die obersten 4 cm des Entlastungsstreifens durch eine Asphaltdeckschicht ersetzt werden.

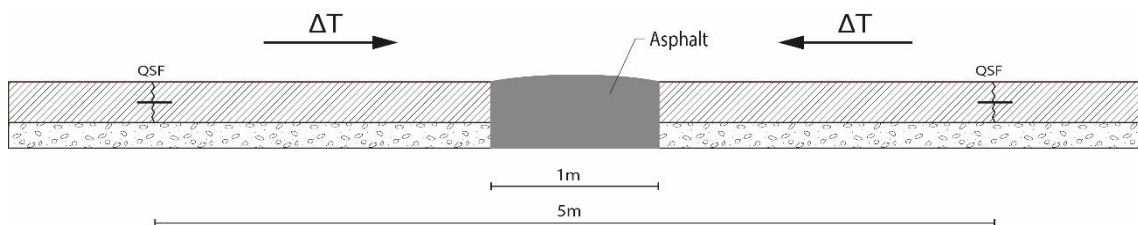


Bild 4.16: Betondecke mit/ohne Verbund zur HGT erwärmt sich und verformt den Asphalt (Kuppenbildung)

Um ein weiteres Eindringen von Feinanteilen in den Fugenspalt bei Abkühlung und das damit verbundene Öffnen der Fugen zu verhindern, ist eine Fugensanierung der Fahrbahnabschnitte zwischen den Entspannungsbereichen anzuraten.

Weitere Maßnahmen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen waren der Einbau von verdübelten Raumfugen in der Mitte von fünf aufeinander folgenden Betonplatten, alternativ der Einbau von mehreren Betonfertigteilen mit integrierten Raumfugen.

Durch die Anordnung der Entlastungsbereiche in einem Abstand von 380 m konnten die Längsdruckkräfte in der Betondecke in weiten Bereichen abgesenkt werden. Die benachbarten Betonplatten werden nun jedoch durch die vorhan-

dene Belastung des freien Plattenrandes am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen stärker beansprucht und geschädigt.

Durch die Entspannungsmaßnahmen wurde das Betondeckensystem auch in seiner ursprünglichen Funktionsweise verändert. Es wurden alle 380 m neue kleine Betondeckensysteme geschaffen, von denen jedes für sich auf die Belastungen reagiert. Eine Bewegung der Betonplatten in Längs- und Querrichtung aufgrund fehlender Einspannung ist ebenfalls zu beobachten.

5 Materialkennwerte

Die untersuchten Betonfahrbahnen waren auf HGT ohne Vliesstoffzwischenlage aufgelagert. Die Entspannungsbereiche wurden größtenteils mit einer ATS hergestellt. Es werden daher die beiden nachfolgend genannten, gebundenen Tragschichten für weitere Betrachtungen herangezogen.

Betonfahrbahndecken können nach RStO 12 [3] auf unterschiedlichen Tragschichten gebaut werden, die sich nach Tafel 2 in gebundene und ungebundene Tragschichten unterteilen lassen.

Tragschichten unter Betonfahrbahnen sollen gleichmäßige Auflagerungsbedingungen für die Betonplatten sicherstellen sowie Hohllagen durch eine möglichst hohe Erosions- und Verformungsbeständigkeit vermeiden. [24]

5.1 Hydraulisch gebundene Tragschicht als Unterlage

Die Anforderungen an eine hydraulisch gebundene Tragschicht sind in den ZTV Beton-StB [29] und den TL Beton-StB [30] festgelegt.

Nach ZTV Beton-StB [29] wird für eine hydraulisch gebundene Tragschicht unter Fahrbahnen aus Beton als Anforderung eine Druckfestigkeit im Rahmen der Erstprüfung von $f_{ck} \geq 15,0$ MPa gestellt. Geprüft wird diese in der Regel am Proctorkörper ($H/D = 125/150$ mm). [29]

Untersuchungen an Bohrkernen der hydraulisch gebundenen Tragschichten mit Liegedauern von mehr als 20 Jahren, die in Anlehnung an die Kontrollprüfungen zur Ermittlung der Druckfestigkeit von Beton durchgeführt wurden, haben eine mittlere Druckfestigkeit der HGT von 35,7 MPa ergeben.

Im Betonstraßenbau werden für den E-Modul einer HGT in der Regel 10.000 bis 20.000 MPa im ungerissenen Zustand und 5.000 bis 10.000 MPa im Gebrauchszustand (gerissener Zustand) in Ansatz gebracht. [9, 31] GEISLER [32] konnte diese Werte in seinen Untersuchungen bestätigen. Aufgrund der großen Streuungen der Materialeigenschaften der untersuchten HGT wird in [32] empfohlen bei Dimensionierungen die Werte für den E-Modul einer HGT in einem Bereich zwischen 3000 MPa und 18000 MPa zu berücksichtigen.

Aufgrund eigener Beobachtungen an Betonfahrbahnen, die im Verbund zur HGT hergestellt wurden, bei denen die HGT stets in einem guten visuellen Zustand war, wird in dieser Arbeit bei nachfolgenden Berechnungen, trotz der Liegedauern von mehr als 20 Jahren unter Verkehr, ein E-Modul von 10.000 MPa für eine HGT verwendet.

Bei der Dimensionierung des Straßenoberbaus wird für eine HGT nach RDO Asphalt [16] eine Querdehnzahl von 0,25 angesetzt.

5.2 Betonfahrbahn

Eine Betonfahrbahn wird gemäß den in den ZTV Beton-StB [29] und TL Beton-StB [30] festgelegten Anforderungen hergestellt.

Die Wichte von Beton und Asphalt hängt von den jeweils verwendeten Gesteinskörnungen ab. Üblicherweise wird ein Wert von $\gamma_{\text{Beton/Asphalt}} = 2,4 \cdot 10^{-5} \text{ [N/mm}^3\text{]}$ in Ansatz gebracht.

Im heutigen Betonstraßenbau wird nach ZTV Beton-StB [29] ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 mit einer charakteristischen am Würfel nach 28 Tagen geprüften Druckfestigkeit von 37 MPa verwendet. Eine Auswertung an Bohrkernen aus über 30 Jahre alten Betonfahrbahndecken in Bayern ergab im Mittel eine Druckfestigkeit von 90 MPa. [33–35]

Nach SPRINGENSCHMID [36] beträgt die Biegezugfestigkeit bei Drittelpunktbelastung 12 bis 20 %, die axiale Zugfestigkeit 6 bis 10 % und die Spaltzugfestigkeit 7 bis 11 % der Druckfestigkeit des Betons.

Untersuchungen an Bohrkernscheiben aus den über 30 Jahre alten Betonfahrbahndecken ergaben im Mittel eine Spaltzugfestigkeit von 6,4 MPa an der Oberseite und 5,7 MPa an der Unterseite. [33–35] Aus diesen Werten wurde mittels eines Verhältnswertes von 0,9 nach [37] die zentrische Betonzugfestigkeit an der Oberseite mit 5,7 MPa und an der Unterseite mit 5,1 MPa abgeschätzt.

In der Regel wird im Betonstraßenbau ein E-Modul von 33.000 MPa für Deckenbetone [37] bei theoretischen Berechnungen verwendet. Die Auswertungen alter Betonfahrbahnen in Bayern haben auch ergeben, dass der Elastizitätsmodul des Betons nach über 30 Jahren Liegedauer im Mittel bei rd. 44.200 MPa liegt. [33–35] Um Spannungsreduktionen durch Relaxation rechnerisch berücksichtigen zu können, wurde der E-Modul des Betons für sämtliche theoretische Berechnungen und Simulationen um etwa 10 % auf 40.000 MPa reduziert. [9, 38]

Im Straßenbau werden üblicherweise für Beton 0,16 und für Asphalt 0,35 als Querdehnzahl angesetzt. [39] Nach RDO Beton [40] wird für Betonfahrbahnen eine Querdehnzahl des Betons von 0,2 bei der Dimensionierung in Ansatz gebracht.

Die Wärmedehnzahl des Betons hängt maßgeblich von der Art der verwendeten Gesteinskörnungen und dem Zementgehalt ab. Diese kann Schwankungen von $\pm 25\%$ unterliegen. [9]

Nach Eisenmann [9] kann die Wärmedehnzahl von Beton mit $\alpha = 1,0 \cdot 10^{-5}$ [1/K] in Ansatz gebracht werden.

Eine Auswertung an Bohrkernen aus über 30 Jahre alten Betonfahrbahnen in Bayern ergab an der Oberseite im Mittel eine Wärmedehnzahl von $0,98 \cdot 10^{-5}$ [1/K]. Es wurden dabei auch Wärmedehnzahlen von bis zu $1,27 \cdot 10^{-5}$ [1/K] ermittelt, somit können die oben genannten Werte bestätigt werden. [25, 33, 35]

5.3 Asphalt

Die Entspannungsbereiche wurden mit 4 cm Asphaltdeckschicht (ADS) (AC 8 DS) auf 18 cm Asphalttragschicht (ATS) (AC 32 TS) oder komplett in ATS ausgeführt.

Nach RStO [3] und ZTV Beton-StB [29] kann unter einer Betonfahrbahn anstelle einer hydraulisch gebundenen Tragschicht auch eine Asphalttragschicht in entsprechender Zusammensetzung nach ZTV Asphalt-StB [41] angeordnet werden.

Zur Herstellung einer Asphalttragschicht gelten die in den ZTV Asphalt-StB [41] und TL-Asphalt-StB [42] festgelegten Anforderungen sowie die Ergänzungen der RDO Beton [40].

Den RDO Beton 09 [40] ist zu entnehmen, dass Asphaltsschichten unter Betondecken als Asphalttragschicht unter Betondecken (ATSuB), als Asphaltausgleichsschicht unter Betondecken (AASuB) oder als Asphaltzwischen-schicht unter Betondecken (AZSuB) Anwendung finden können. Abhängig von der Schichtart unterscheiden sie sich in ihrer Zusammensetzung und Schichtdicke. Die Asphalttragschicht unter Beton (ATSuB) wird auf einer Frostschutzschicht oder einem F1-Boden angeordnet, die/der einen Verformungsmodul (E_{v2} -Wert) von ≥ 120 MPa aufweist. Die ATSuB soll dauerhaft eine flexible Anpassungsfähigkeit an die Bewegungen der Betondecke sowie eine Erosionsbeständigkeit gewährleisten. Ein Verbund zwischen Betonfahrbahnplatten und Asphalttragschicht ist nicht anzustreben. Die Asphalttragschicht soll für eine Anwendung bei einer Belastungszahl $B > 1,8$ Mio. Lastwechsel einer äquivalenten 10 t-Achse eine Dicke von 10 cm betragen.

Aufgrund seines viskoelastischen Verhaltens werden für einen Asphalt im Sommer (Lufttemperatur $+30$ °C) üblicher Weise 1.000 MPa und im Winter (Lufttemperatur -10 °C) 10.000 MPa als E-Modul in Ansatz gebracht. [9]

In den RDO Asphalt [16] sind für die Dimensionierung eines Straßenoberbaus, in Abhängigkeit der Temperatur, E-Moduln für verschiedene Asphaltsschichten

angegeben. Die dort genannten Werte einer Asphalttragschicht werden im nachfolgenden Bild 5.1 für einen Temperaturbereich von -20 bis +50 °C dargestellt.

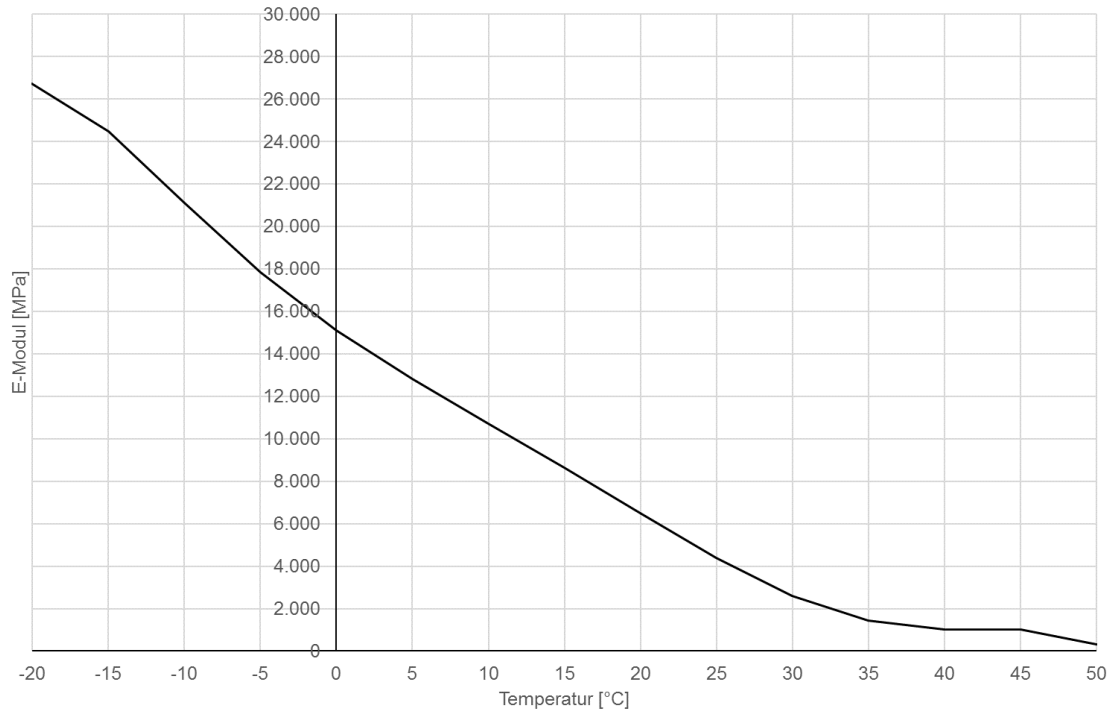


Bild 5.1: Temperaturabhängigkeit des E-Modul der ATS, nach [16]

Es zeigt sich, dass die Steifigkeit des Asphalts bei hohen Temperaturen nur noch sehr geringe Werte annimmt, wodurch der Asphalt in einem Entspannungsbereich einer Betonfahrbahn nur einen geringen Widerstand gegen hohe Längsdruckkräfte aufbringen kann.

Die RDO Asphalt [16] empfiehlt bei der Dimensionierung des Straßenoberbaus für Asphalt eine Querdehnzahl von 0,35 anzusetzen.

Die Querdehnzahl eines Asphalts bewegt sich aber unter Temperatureinwirkung im Bereich von $0,15 < \nu < 0,50$. Hierbei korrelieren hohe Werte der Querdehnzahl mit hohen Temperaturen. [43]

Durch Gleichung (5.1) kann die Querdehnzahl eines Asphalts unter Temperatureinwirkung in Abhängigkeit der Temperatur T berechnet werden. [44]

$$\nu = 0,15 + \frac{0,35}{1 + e^{[3,1849 - 0,04233 * (\frac{9}{5} * T + 32)]}} \quad (5.1)$$

Für einen Temperaturbereich von -20 bis +50 °C ergeben sich für die Querdehnzahl eines Asphalts die in Bild 5.2 dargestellten Werte.

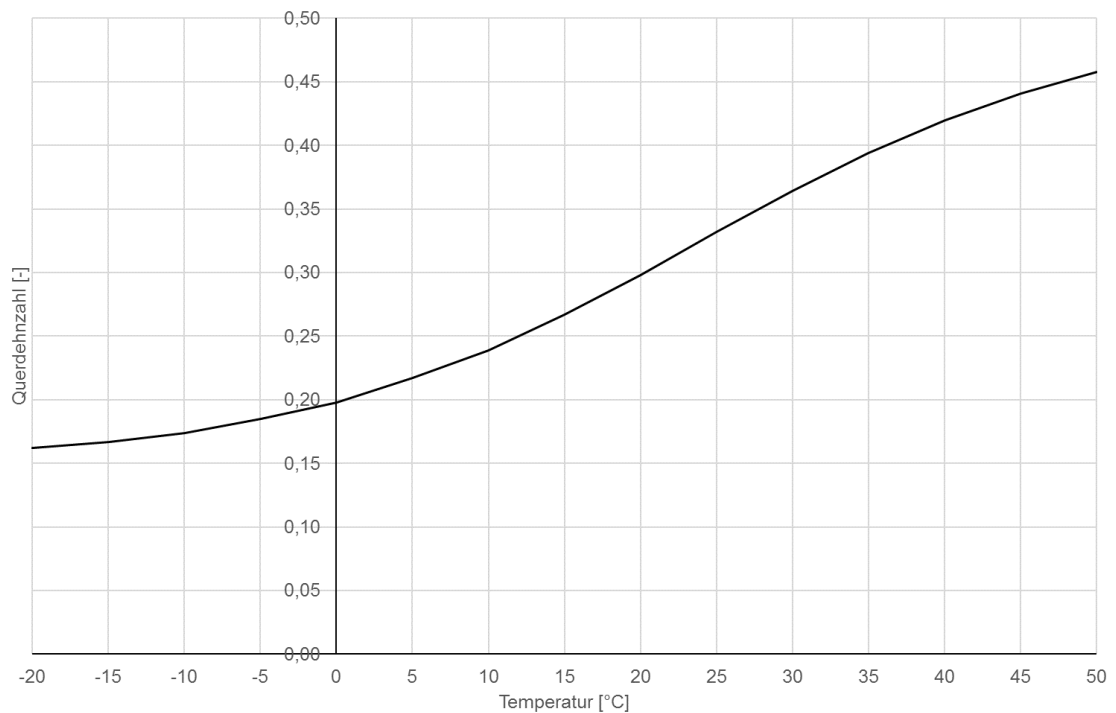


Bild 5.2: Temperaturabhängigkeit der Querdehnzahl der ATS, nach [44]

Der Verlauf der Querdehnzahl nähert sich bei sehr tiefen Temperaturen langsam dem unteren Grenzwert von 0,15 und im Bereich sehr hoher Temperaturen langsam dem oberen Grenzwert von 0,50 an.

Für Simulationen mit der Methode der finiten Elemente wurde im Rahmen dieser Arbeit ein temperaturabhängiges Materialverhalten des Asphalts berücksichtigt. Die Materialparameter E-Modul und Querdehnzahl des Asphalts wurden in Abhängigkeit der Temperatur in einer Materialdatenbank hinterlegt.

6 Bewegungen im Betonfahrbahnsystem

Betonplatten werden durch Verkehrslasten aber auch durch verkehrslastunabhängige Einwirkungen beansprucht. Durch Abgabe (Schwinden) bzw. Zunahme (Quellen) von Feuchtigkeit erfahren Betonplatten eine Längenänderung. Klimatisch bedingte tägliche und jährliche Temperaturänderungen bewirken ebenfalls Bewegungen der Betonplatten. Einer Längsbewegung der Betonplatten, die durch gleichmäßige Temperatureinwirkung verursacht wird, wirkt die Reibung zwischen Betonplatten und Unterlage entgegen. Eine Behinderung der Längenänderung führt zu Spannungen in der Betonfahrbahn.

Durch Temperaturunterschiede zwischen Ober- und Unterseite der Betonplatten entstehen Temperaturgradienten, die zum Verwölben oder zum Schüsseln der Betonplatten führen.

6.1 Schwinden

Schwinden bezeichnet eine Volumenverringerng des Zementsteins im Beton. Es können fünf Arten von Schwinden unterschieden werden. [36, 37]

Beim plastischen Schwinden, auch Kapillar- oder Frühschwinden genannt, entsteht eine Volumenverringerng vor dem Erhärtungsbeginn des Betons, die durch Austrocknen der Betonoberfläche infolge äußerer Umwelteinflüsse, wie Sonneneinstrahlung und Wind, verursacht wird. [36, 37] Dies wird durch die im Regelwerk geforderten Maßnahmen zur Nachbehandlung vermieden.

Chemisches Schwinden bezeichnet die Volumenverminderung durch chemisches Binden des Wassers bei der Hydratation. [36, 37]

Beim autogenen Schwinden entsteht mit fortschreitender Hydratation des Zementsteins eine Volumenverringerng durch innere Selbst austrocknung. [36, 37]

Das autogene Schwinden und das chemische Schwinden bilden zusammen das Schrumpfen des Betons. [36, 37]

Carbonatisierungsschwinden bezeichnet die chemische Reaktion des Kohlendioxids der Luft mit dem Calciumhydroxid im Zementstein, wodurch oberflächennahe Netzrisse entstehen können. [36, 37]

Das Trocknungsschwinden bezeichnet die weitere Volumenverringerng durch Austrocknung eines Festbetons. [36, 45]

An Betonfahrbahnen mit einer Liegedauer von mehr als 30 Jahren ist lediglich das genannte Trocknungsschwinden des erhärteten Betons von Bedeutung.

WEIL [46, 47] setzt bei Berechnungen zu Betonfahrbahnen ein mittleres Schwindmaß von 0,1 bis 0,2 mm/m an. EISENMANN [9] und BIRMANN [48] setzen bei ihren Berechnungen ein Schwindmaß von 0,1 bis 0,2 mm/m an. Dies beruht auf Messungen der mittleren Fugenöffnung über einen Zeitraum von 12 Jahren an unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten mit 22 bis 26 cm dicken und 5 m langen Betonplatten, bei gleicher Temperatur in Betondeckenmitte. EBERLE [49] gibt ebenfalls 0,1 bis 0,2 mm/m als Schwindmaß an.

Vom Verein Deutscher Zementwerke (VDZ) durchgeführte Versuche zum Schwindverhalten von modernen Betonen für Betondecken [50], mit aktuellen Zementen und Betonzusammensetzungen, sowie ein Vergleich der Ergebnisse mit Untersuchungen aus den späten 1990er Jahren [51] haben gezeigt, dass sich das Gesamtschwindverhalten, das sich aus dem Trocknungsschwinden und dem chemischem Schwinden zusammensetzt, der untersuchten Betone für Betondecken im Vergleich zur Vergangenheit nicht nennenswert verändert hat. Durch Splitt als Zuschlag wurde das Schwinden des Betons verringert. Ein statistisch signifikanter Zusammenhang zwischen den Zementeigenschaften beziehungsweise der Zementzusammensetzung und dem Gesamtschwindverhalten der Betone konnte nicht ermittelt werden. Das chemische Schwinden der Betone lag nach einem Jahr zwischen 0,07 mm/m und 0,21 mm/m. Unter Laborbedingungen, mit ständiger klimatisierter Lagerung bei 20 °C und 65 % rel. Feuchte, lag die Schwinddehnung der Betone nach einem Jahr bei 0,6 mm/m. [50, 51]

BREITENBÜCHER hat in [52] Untersuchungen zum Einfluss eines Schwindreduzierers an unterschiedlichen Betonen für Betonfahrbahnen durchgeführt. An Betonen ohne Schwindreduzierer wurden, nach 187 Tagen Lagerung in einer Klimakammer bei 20 °C und 65 % rel. Luftfeuchte, Schwindverformungen, die sich aus der Überlagerung der Verformungen infolge des Frühschwindens und des Trocknungsschwindens zusammensetzen, von 1,5 mm/m gemessen. Durch die Zugabe von Schwindreduzierern verminderte sich die Schwindverformung der Betonprobekörper in Abhängigkeit des gewählten Zements auf Werte von 0,75 mm/m bis 1,1 mm/m. [52]

Bei der Betrachtung möglicher Auswirkungen der Schwinddehnung auf das Verhalten von Betonfahrbahnen nach langer Liegedauer sollte aber berücksichtigt werden, dass sich die Schwinddehnung in der Praxis des Betonfahrbahnbbaus aufgrund hoher Umgebungsfeuchte, besonders in den Herbst- und Wintermonaten sowie im Frühjahr, und häufiger Wiederbefeuchtung der Betonfahrbahn durch die Witterung verringert. Der Wert der gesamten Schwinddehnung reduziert sich in der Praxis auf maximal 0,3 mm/m [50, 51].

OBERBECK hat in [53] durch rechnerische Versuchssimulationen die zeitliche Entwicklung der Materialfeuchte in einem der Witterung ausgesetzten Betonbauteil (Brückenkappe) mit zyklischer Tausalzbelastung im Winter über mehrere Jahre hinweg berechnet (siehe Bild 6.1).

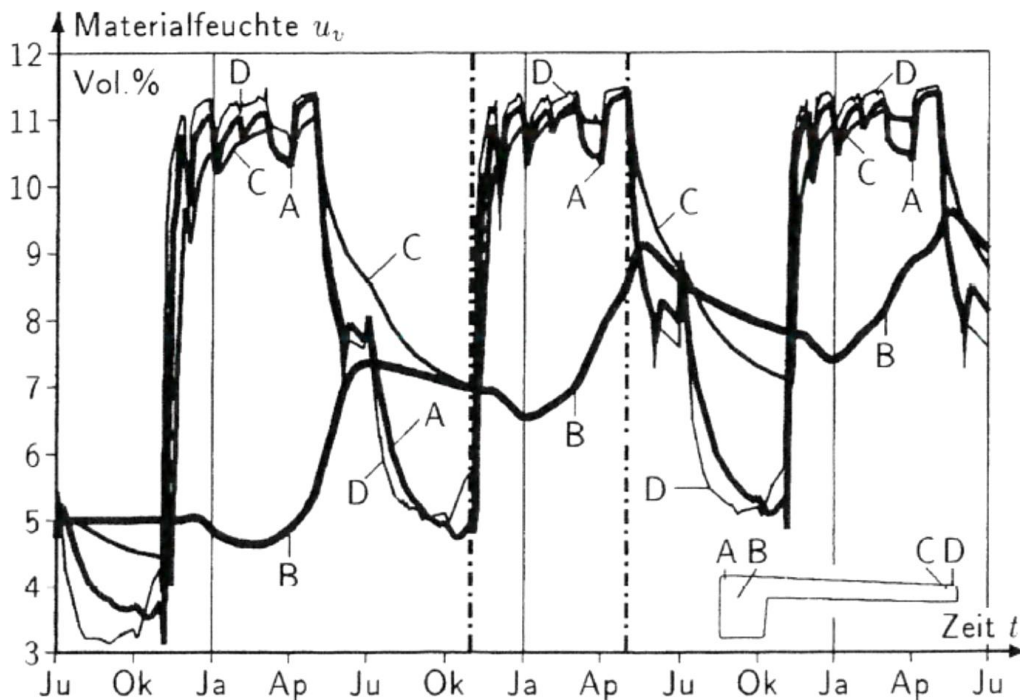


Bild 6.1: Zeitliche Entwicklung der Materialfeuchte über drei Jahre in vier Punkten (A bis D) an einer Brückenkappe [53]

Die berechneten Verläufe der Entwicklung der Materialfeuchte zeigt, dass oberflächlich die Feuchte in Abhängigkeit der Witterung über das Jahr hinweg schwankt (siehe Kurven A, C, D). Betrachtet man allerdings die Kurve B, wobei der betrachtete Punkt im Bauteilinneren liegt, so lässt sich erkennen, dass die Bauteilfeuchte über die Jahre hinweg zunimmt.

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind auf Betonfahrbahnen übertragbar, da diese denselben Witterungs- und Betriebsbedingungen wie eine Brückenkappe ausgesetzt sind. Für den Betonentwurf sind bei beiden Bauteilen die Anforderungen der Expositionsklasse XF4 (hohe Wassersättigung mit Taumittel) zu berücksichtigen [29, 37]. Eine Brückenkappe ist bei der Betrachtung der Durchfeuchtung im direkten Vergleich als günstiger zu betrachten, da diese an der Unterseite nicht von feuchtem Erdreich/Untergrund umschlossen ist und somit leichter austrocknen kann.

Die in der numerischen Simulation vorgegebenen, entsprechend den Jahreszeiten wechselnden Witterungsbedingungen führten zu einer oberflächennahen Austrocknung des Bauteils von Mai bis November mit anschließender Befeuch-

tung. Im Ergebnis konnte ein Anstieg der Materialfeuchte von Jahr zu Jahr errechnet werden. Dies ist damit zu begründen, dass die Befeuchtung des Betons durch kapillare Wasseraufnahme leistungsfähiger ist als die Austrocknung durch Verdunstung. Aufgrund dieses Ergebnisses ist davon auszugehen, dass der Einfluss des Trocknungsschwindens an Betonfahrbahnen mit einer Liegedauer von mehr als 30 Jahren auf zentrische Druckspannungen vernachlässigbar klein ist.

Die für Beton üblicherweise angegebenen Schwindmaße werden meist an kleinen Probekörpern im Labor bei 50 oder 65 % rel. Luftfeuchte bestimmt. Diese Umgebungsbedingungen sind im Vergleich zu den in Mitteleuropa gemessenen Jahresmittelwerten der rel. Luftfeuchte von 86 % und 7,9 °C Lufttemperatur deutlich niedriger. Somit ergeben sich zu große Schwindmaße. [54]

SPRINGENSCHMID erklärt in [54] anhand von Messungen an einer 22 cm dicken Betonplatte, dass an Betonbauteilen, die im Freien unmittelbar dem Niederschlag ausgesetzt sind, kein Schwinden auftritt und dieses demnach rechnerisch nicht in Ansatz gebracht werden sollte.

Die in diesem Kapitel genannten Veröffentlichungen zeigen, dass ein chemisches Schwinden von im Mittel 0,14 mm/m an Betonfahrbahnen auftritt. Dieses sollte bei Betrachtungen des jungen Betons berücksichtigt werden. Es wurde aber auch dargelegt, dass Betonfahrbahnen im Laufe ihrer Liegedauer aufgrund der wechselnden Witterungsbedingungen nur oberflächennah austrocknen und Schwinden daher bei Betrachtungen von Betondecken mit langer Liegedauer zu vernachlässigen sei.

Ferner ist bei hohen E-Moduln und der Verwendung von gebrochener Gesteinskörnung das Schwinden auch als eher gering einzustufen. [37]

Für die vorliegende Arbeit wurde die Festlegung getroffen, dass Schwinden bei Berechnungen nicht berücksichtigt wird, da ein Schwinden an Betonfahrbahnen mit großer Liegedauer durch eine fortschreitende Fugenverschmutzung (siehe Kap. 3.2.3) annähernd ausgeglichen wird.

6.2 Relaxation

Durch die Relaxation des Betons werden über längere Zeit wirksame Spannungen, die z.B. durch Zwängung aktiviert werden, abgebaut. Die Relaxation kann rechnerisch durch eine Reduktion des E-Moduls des Betons um 10 bis 20 % berücksichtigt werden [9, 38].

Je älter eine Betonfahrbahn ist und je höher die Betonfestigkeit ist, desto geringer ist die Relaxation. [37]

6.3 Fugenbewegungen

Messungen der vertikalen Fugenbewegung mit dem Benkelman-Balken an über 30 Jahre alten Betonfahrbahnen hatten ergeben, dass die reine Rissverzahnung in einer unverdübelten Scheinfuge einem Wirksamkeitsindex von ca. 30 % hat. [55]

An einer verdübelten Fuge einer Betondecke nimmt der Wirksamkeitsindex nach langjähriger Liegedauer von 100 % auf etwa 80 % ab. [56]

LEINS [57] ermittelte bei Versuchen an Betonplatten für eine Temperaturdifferenz von 30 K eine horizontale Fugenbewegung von 1,4 mm. Eine weitere Untersuchung mit glatter sowie rauher Oberfläche der Unterlage der Betonplatten ergab horizontale Fugenbewegungen von 1,6 mm und 1,3 mm. Als Erklärung führt LEINS an, dass auf rauher Unterlage bei Bewegungen der Betonplatten ein größerer Widerstand (Reibung) wirkt, somit sind die Fugenbewegungen kleiner als auf einer glatten Unterlage. LEINS vermutet weiter, dass die kleineren Fugenbewegungen auf rauher Unterlage auch durch einen über die Liegedauer erhaltenen Verbund zwischen Betonplatten und Verfestigung zu begründen sind und die Gleitebene zwischen Verfestigung und Frostschutzschicht lag.

Messungen der horizontalen Fugenbewegung von LEYKAUF [58] an einer Betonfahrbahn im Süden Bayerns haben gezeigt, dass sich die Fugen im Mittel 1,5 mm bei einer Temperaturdifferenz von 30 K bewegen. Eine Temperaturdifferenz von 20 K ergibt somit eine Fugenbewegung von 1,0 mm.

LECHNER berichtet in seiner Dissertation [59] über eine Verkleinerung der Fugenspaltbreiten um 0,9 mm bei einer Temperaturdifferenz von 20 K an einer 22 cm dicken Betonfahrbahn, die auf einer 15 cm dicken HGT auflagert.

Wie die oben genannten Untersuchungen und Messungen an Betonplatten zeigen, ergibt sich, unter Annahme einer über den Querschnitt konstant verlaufenden Nullspannungstemperatur und einer im Sommer vorhandenen Temperaturdifferenz zur mittleren Plattentemperatur von 20 K, eine Fugenbewegung von 1,0 mm.

Eine Auswertung von Messungen der Fugenbewegung an einer zehn bzw. zwölf Jahre alten, 26 cm dicken Betondecke auf Zementverfestigung bzw. ungebundener Tragschicht in Norddeutschland, die vom Lehrstuhl für Verkehrswegebau der Ruhr-Universität Bochum in den Jahren 2016 und 2017 durchgeführt wurden, haben bei einer Temperaturdifferenz der mittleren Plattentemperatur von 20 K im Mittel eine Fugenbewegung von 1,0 mm ergeben. Es wurden maximale Werte der Fugenbewegung von bis zu 1,3 mm ermittelt. Die ermittelte Fugenbewegung bestätigt somit die oben genannten Aussagen.

7 Untersuchungen zur Reibung zwischen Betonfahrbahn und Unterlage

7.1 Allgemeines zur Reibung

Zwischen sich berührenden Außenflächen von Festkörpern tritt Reibung auf. Die Zusammenhänge der Kräfte sind in den Coulombschen Reibungsgesetzen festgelegt.

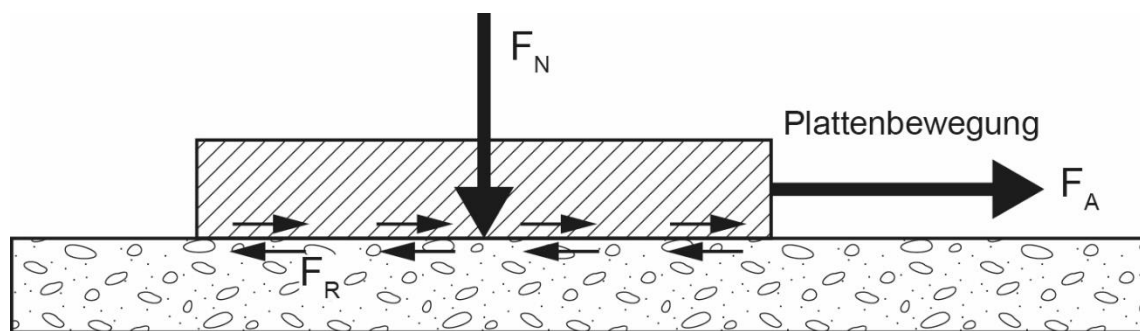


Bild 7.1: Wirkung der Reibung

Die Reibungskraft F_R , die der Schubkraft F_A entgegenwirkt, nimmt dabei im Allgemeinen proportional mit der Normalkraft F_N , die senkrecht zur Kontaktfläche wirkt, zu und ist unabhängig von der Größe der Kontaktfläche. [60]

$$F_R = \mu \cdot F_N \quad (7.1)$$

Der Reibungsbeiwert μ ist entsprechend dem Coulombschen Reibungsgesetz abhängig von der Beschaffenheit der Oberflächen der Kontaktflächen und wird experimentell bestimmt. Die Reibung kann in Haft- und Gleitreibung untergliedert werden. Die Begriffe werden im Folgenden erläutert. Der Haftreibungsbeiwert μ_H ist grundsätzlich größer als der Gleitreibungsbeiwert μ_G . [60]

Haftreibung ist die Kraft, die sich an der Kontaktfläche zwischen zwei sich berührenden Körpern, betragsgleich, in entgegengesetzter Richtung zu einer Scherkraft aufbaut und somit eine Relativbewegung der beiden Oberflächen verhindert [60]. In diesem Fall wirkt die Reibungskraft hindernd und wird nicht überschritten. Die Schubspannung steigt dabei konstant bis zum Maximum an. [60]

SCHWEIGHOFER [61] bezeichnet diese Art der Dehnungsbehinderung als Verzahnung.

$$F_{R,H} = \mu_H \cdot F_N \quad (7.2)$$

mit

$F_{R,H}$ Haftreibungskraft

μ_H Haftreibungsbeiwert

F_N Normalkraft

Die von außen einwirkende Scherkraft kann bis zu einem Grenzwert ($F_{R,H,krit}$) gesteigert werden. Bei Überschreitung dieses Grenzwerts wird die Scherkraft nicht mehr vollständig durch die Haftreibung ausgeglichen, die maximale Schubspannung an der Kontaktfläche zwischen den Körpern überschritten, und es kommt zum Gleiten des Körpers. [61]

Als Gleitreibung wird die Kraft bezeichnet, die der Bewegung beim Gleiten eines Körpers, nach Überwindung des Grenzwertes der Haftreibung ($F_{R,H,krit}$), entgegenwirkt. [60]

$$F_{R,G} = \mu_G \cdot F_N \quad (7.3)$$

mit

$F_{R,G}$ Gleitreibungskraft

μ_G Gleitreibungsbeiwert

F_N Normalkraft

7.2 Reibungsbeiwert - aktueller Wissensstand

Der Reibungsbeiwert μ beschreibt im Allgemeinen die Interaktion zwischen der Betonplatte und der Unterlage durch das Verhältnis zwischen der Verschiebungskraft und dem Plattengewicht (siehe Formel (7.4)). [47, 62, 63]

$$\mu = \frac{\text{Verschiebungskraft}}{\text{Gewichtskraft}} \quad (7.4)$$

In der Literatur wird der Reibungsbeiwert unter anderem auch als Reibungskoeffizient [62], Reibungsziffer [63] oder Reibungsfaktor [46] bezeichnet.

Beim Verschieben einer Betonfahrbahnplatte auf ihrer Unterlage wirkt die Reibung der Bewegung entgegen. Anfangs wirkt die reine Haftreibung, die zu einer elastischen oder plastischen Verformung der Unterlage und der Betonplatte führt. Mit zunehmender Verschiebung geht die Haftreibung in gleitende Reibung

über. Feuchte sowie Feinanteile, die auch während der Verschiebung durch Abrieb entstehen, wirken als Rollschicht zwischen den aufeinander gleitenden Flächen, wodurch der Zustand der Reibung eher als „gemischte Reibung“ anzusehen ist. [63]

Bei rauen Oberflächen kommt es während des Verschiebens zu einem Wechsel zwischen Gleiten und Verzahnen. In situ entstehen an einer Betonplatte zusätzliche Bewegungswiderstände, da die Betonplatten nicht nur auf der Unterlage, sondern auch an den Randstreifen (Banketten) haften oder gleiten. [63]

Nachfolgend werden Literaturangaben zu Reibungsbeiwerten zusammengestellt, die in Laborversuchen oder an Versuchsstrecken ermittelt wurden.

GOLDBECK [64] führte bereits 1924 erste Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts mit Betonplatten (Länge: 1,8 m; Breite: 0,6 m; Dicke: 15 cm) durch, die auf verschiedenen Unterlagen, wie Ton, Lehm, Sand, Kies und Schotter sowie Beton betoniert wurden. In feuchtem Zustand der Unterlage wurden auf Kies bzw. Sand Reibungsbeiwerte von 1,27 bzw. 1,38 und auf Schotter Werte bis zu 2,2 ermittelt. Auf vollständig mit Wasser gesättigter Unterlage wurden auf Kies und Sand Reibungsbeiwerte von 1,2 und 1,0 sowie auf Schotter Werte von bis zu 1,9 gemessen. Auf einer Betontragschicht konnten sogar Reibungsbeiwerte von 2,9 ermittelt werden.

Im Jahr 1936 führten GRAF und WEIL [65] Versuche an der Autobahn bei Ulm, zur Ermittlung der Reibungsbeiwerte einer Betonplatte auf verschiedenen Unterlagen durch. Auf dem Versuchsabschnitt wurden 20 m lange und 7,5 m breite sowie 20 cm dicke Betonplatten auf Sand, Kies und Lehm betoniert. Zwischen Betonplatte und Unterlage wurde jeweils eine Lage Autobahnpapier als Trennlage gelegt. Zur Versuchsdurchführung wurden mehrere hydraulische Pressen in eine 60 cm breite Aussparung in der Betonfahrbahn platziert. Zwischen die Pressen und die Betonfahrbahn wurden Gummipplatten gelegt. Unterhalb der Pressengruben wurden bewehrte Querschwellen im Untergrund angeordnet. Die Verschiebung der 20 m langen Betonplatten durch die hydraulischen Pressen wurden mit Hilfe von Messuhren gegen einen Messbalken bestimmt, der außerhalb des verschobenen Bereiches im Randstreifen verankert worden war. Die Verschiebung der Betonplatten wurde zusätzlich an weiteren Messquerschnitten mit Hilfe von Messuhren erfasst. [65]

Bild 7.2 zeigt den schematischen Aufbau des Versuchs. [63]

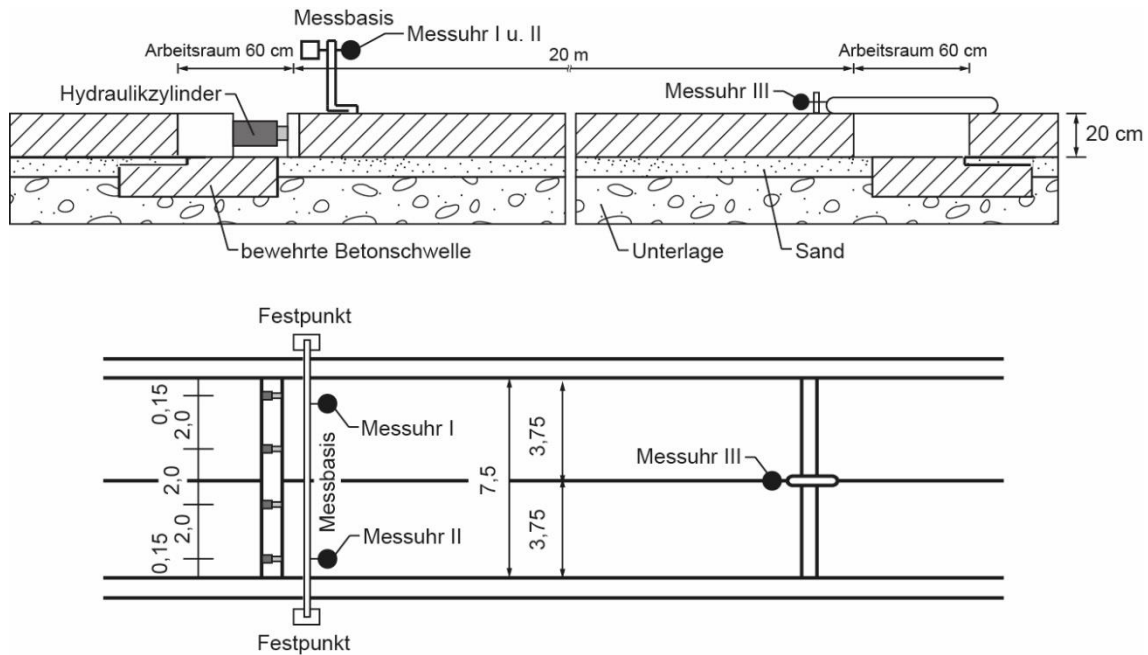


Bild 7.2: Versuchsanordnung zur Messung des Reibungsbeiwertes an einer Betonfahrbahnplatte einer Versuchsstrecke, nach [63]

Die Versuche ergaben, dass die Reibungsbeiwerte bei der Erstverschiebung der Betonplatten auf Sand und Kies zwischen 0,94 und 1,03 lagen. Auf Lehm wurden Reibungsbeiwerte von 1,35 bis 1,55 gemessen. Eine Umkehr der Verschiebungsrichtung der Betonplatten auf Sand und Kies führte zu niedrigeren Reibungsbeiwerten, die zwischen 0,6 und 0,7 lagen. [63]

WEIL [46] ermittelte durch eine Vielzahl von Versuchen im Labor und in Versuchsstrecken Reibungsbeiwerte unter Betonfahrbahnplatten. In Bild 7.3 ist beispielhaft die Verschiebung einer Betonplatte auf einer 5 cm dicken Sandschicht (Rheinsand 0 bis 3 mm) bei stetig wachsender Verschiebelast mit den dazugehörigen Reibungsbeiwerten dargestellt. Die Zugkraft steigt anfangs solange an, bis die Betonplatte bei einer konstanten, horizontalen Kraft auf der Unterlage gleitet. Dieser Kurvenverlauf ist kennzeichnend für den Ablauf eines Coulombschen Reibungsversuchs. Die gestrichelte Linie stellt den Verlauf der Verschiebung einer Betonplatte dar, die bis zur Überwindung des Grenzwertes der Haftreibung zwischen den beiden Schichten an der Unterlage haftet. Die horizontale Verschiebelast steigt dabei bis zu einem Maximum an und fällt schlagartig ab, sobald der Verbund zur Unterlage gelöst bzw. die Haftreibung überwunden ist. Die Platte gleitet danach bei annähernd konstanter Zugkraft auf der Unterlage. Dieser Verlauf ist typisch für die Erstverschiebung einer Betonplatte.

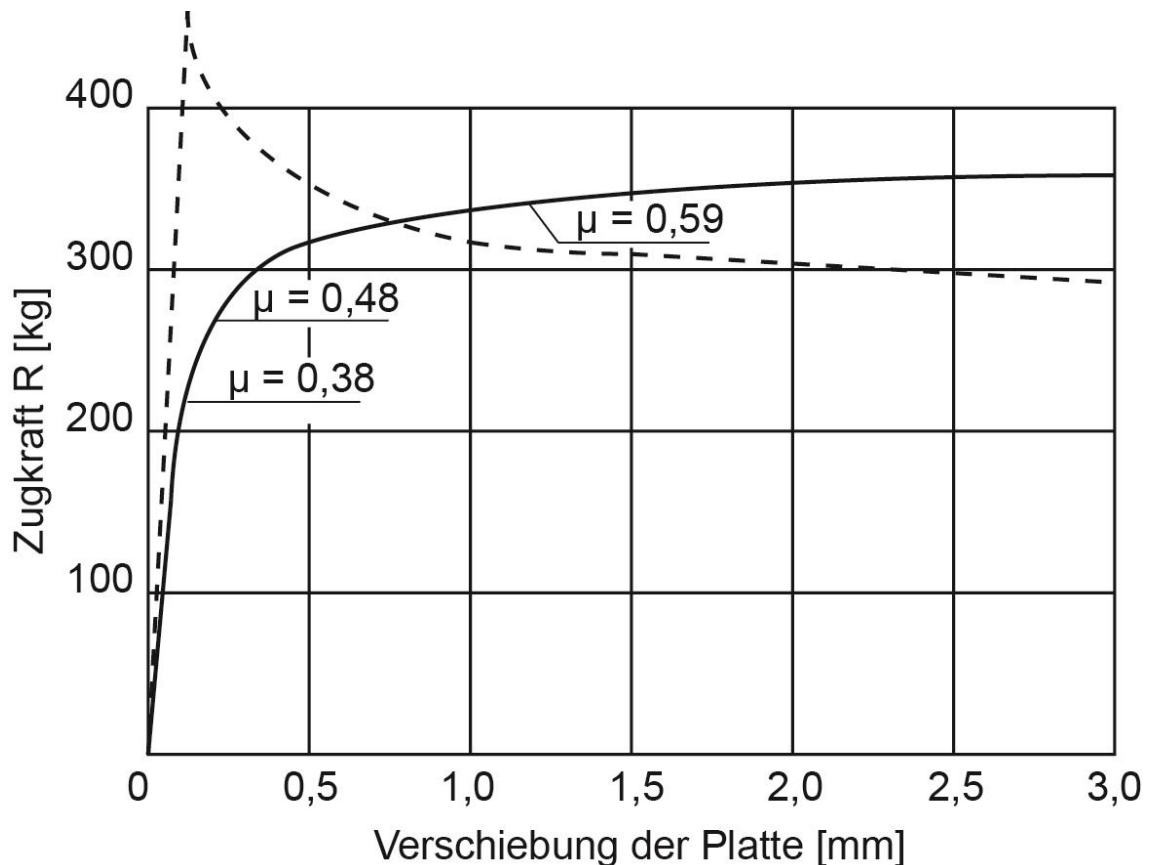


Bild 7.3: beispielhafte Verschiebung einer Betonplatte bei stetig wachsender Verschiebelast, nach [47]

Bei Laborversuchen im Jahr 1938 verwendete WEIL [63] einen stabilen Trog, in den er verschiedene Unterlagen einer Betonfahrbahn mit unterschiedlicher Beschaffenheit einbaute. Auf die jeweilige Unterlage wurden 1,5 m lange und 0,5 m breite Betonplatten gelegt, die unter stetiger Steigerung der Zugkraft auf der Unterlage gezogen wurden. Mit einem Kraftmesser wurde die an der Betonplatte aufgebrachte Zugkraft und mit einer Messuhr die Verschiebung der Platte bestimmt. Aus diesen Messwerten wurde nach Abschluss der Untersuchungen jeweils ein Verschiebungsdiagramm erstellt.

Der Vorteil dieser Laborversuche gegenüber Messungen in Versuchsstrecken war, dass der Straßenaufbau beliebig variiert und unter immer gleichen Bedingungen gearbeitet werden konnte. In den Versuchsreihen wurden Betonplatten mit einer glatten oder rauen Unterseite sowie eine aus der Fahrbahn einer Versuchsstrecke geschnittene Betonplatte verwendet. Um unterschiedliche Plattendicken von 15 bis 25 cm zu simulieren, wurden zusätzlich Gewichte auf einer 15 cm dicken Betonplatte platziert. Zusätzlich wurde bei den Versuchen der Feuchtigkeitsgehalt der jeweiligen Unterlage von trocken bis feucht variiert. [63]

Die Laborversuche zeigten im Ergebnis, dass die ermittelten Reibungsbeiwerte geringer als bei den Versuchen in der Versuchsstrecke bei Ulm im Jahr 1936

waren. Im Labor wurden Reibungsbeiwerte von 0,55 bis 0,58 auf Sand sowie 0,91 bis 0,99 auf Lehm und in der Versuchsstrecke Werte von 0,94 bis 1,03 auf Sand sowie 1,35 bis 1,55 auf Lehm ermittelt. Dieser Unterschied wurde damals durch den zusätzlichen Einfluss der Randstreifen an der Versuchsstrecke begründet, die an den Seitenflächen der Platten, z.B. durch Unebenheiten, eine Erhöhung der Reibung bewirken. [63]

Wenige Jahre später stellte WEIL [46] fest, dass durch Frost und andere Umstände der Randstreifen im Laufe der Liegedauer von den Seitenflächen der Betonfahrbahn weggeschoben wird, wodurch die Reibung in diesem Bereich abnehmen wird. [46]

Die Laborversuche ergaben weiter, dass die Höchstwerte des Reibungsbeiwerts erst nach mehr als 1 mm Verschiebeweg auftraten. Die Unebenheiten an der Plattenunterseite hatten wenig Einfluss auf die Reibungsbeiwerte. Im Mittel lagen die Reibungsbeiwerte der Betonplatten mit rauher Unterseite auf Sand um 0,03 höher als die mit glatter Plattenunterseite. Eine Änderung des Feuchtigkeitsgehalts von 3 bis 7 % der (Kies-) Sande unterschiedlicher Körnung hatte keinen wesentlichen Einfluss auf die Reibungsbeiwerte. Eine Änderung der Plattendicke hatte ebenso wie die Umkehr der Verschiebungsrichtung der Betonplatten keinen erkennbaren Einfluss auf die ermittelten Reibungsbeiwerte. [63]

WEIL berichtet in [63] über weitere Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts an Betonfahrbahnplatten, die auf der Autobahn bei Achern im Jahre 1959 durchgeführt wurden. Die 15 m langen und 22 cm dicken Betonplatten lagen auf einer Lage Filzpappe, die wiederum auf einem mit Bitumen verfestigten Unterbau lag. Die Versuche wurden in gleicher Art und Weise wie die bei Ulm im Jahr 1936 durchgeführt. Die Erstverschiebung der Betonplatten ergab Reibungsbeiwerte von 1,24 bis 1,35. Diese Werte sanken mit steigender Wiederholung der Verschiebungen in gleicher Verschiebungsrichtung auf 1,0 ab. Eine Umkehr der Verschiebungsrichtung ergab mit steigender Anzahl der Verschiebungen ein Absinken der Reibungsbeiwerte zwischen 0,59 und 0,71. [63]

Daraus leitete WEIL in einer späteren Veröffentlichung [46] ab, dass bei der Erstverschiebung Unebenheiten an der Betonplattenunterseite oder der Unterlage, die der Verschiebung entgegenwirken, mit steigender Anzahl der Verschiebungen beseitigt werden.

WEIL [46, 47] ermittelte auf Versuchsstrecken die in Tabelle 7.1 genannten durchschnittlichen Reibungsbeiwerte von Betonfahrbahnplatten mit Papierzwischenlage auf unterschiedlichen Unterlagen.

Tabelle 7.1: Reibungsbeiwerte von Betonfahrbahnplatten mit Papierzwischenlage auf diversen Unterlagen [46, 47]

Unterlage	Reibungsbeiwerte μ	
	bei Erstverschiebung	Nach mehrfachem Verschieben
Bitumenkies	1,20	0,70
Asphaltfeinbeton	1,80	0,78
Zementverfestigung	1,40	0,65
Sand	1,10	0,60
Teerkies	1,40	0,75

Durch die Papierzwischenlage reduzieren sich die Reibungsbeiwerte nach der Erstverschiebung deutlich. Der geringste Reibungsbeiwert wurde auf Sand nach mehrfachem Hin- und Herschieben mit einem Wert von $\mu = 0,60$ ermittelt. Den prozentual höchsten Abfall des Reibungsbeiwerts zwischen der Erstverschiebung und nach mehrfachem Hin- und Herschieben zeigt Asphaltfeinbeton, mit einer Abnahme von 43,3 %.

WEIL errechnete auch an vorgespannten Betonfahrbahnen Reibungsbeiwerte aus dem Verschiebeweg am Plattenende, unter der Annahme, dass die Verschiebungen linear mit der Plattenlänge zunehmen. Dabei ergaben sich die in Tabelle 7.2 genannten Werte. [46]

Tabelle 7.2: Reibungsbeiwerte beim Vorspannen von Betonfahrbahnplatten [46, 47]

Unterlage	Gleitschicht	Unterbau	Reibungsbeiwert μ
Papier	bituminierter Sand	bituminierter Kies 15 cm dick	1,20
Luprathen (Kunststoffolie)			0,32 bis 0,43
Papier		Rüttelschotter 15 cm dick	1,45

Die Ergebnisse der Untersuchungen von WEIL werden im Folgenden nochmals zusammengefasst.

Bei der Erstverschiebung einer Betonplatte auf ihrer Unterlage werden gewisse Unebenheiten und Rauigkeiten geglättet, wodurch sich der Reibungsbeiwert im Laufe der Zeit einem Mindestwert annähert, der nicht unterschritten wird. [47]

WEIL [63] zeigte mit seinen Versuchen, dass im Labor bestimmte Reibungsbeiwerte nicht direkt auf Betonfahrbahnen übertragbar sind, da an den Strecken die Längsbewegung der Platten nicht nur durch Reibung der Platten zur Unterlage sondern auch durch Reibung zu den Randstreifen (Bankett) beeinflusst wird. Er empfiehlt daher mit Reibungsbeiwerten von mindestens 1,0 auf einer Unterlage aus Sand zu rechnen. Des Weiteren wird von WEIL erläutert, dass sich die bei Umkehr der Verschiebungsrichtung ermittelten, niedrigeren Verschiebekräfte in der Fahrbahn kaum einstellen werden, da große Längsverschiebungen in Gegenrichtung der Hauptausdehnungsrichtung, wie dies bei den Versuchen durchgeführt wurde, in Realität nicht stattfinden.

WEIL beschreibt in seinen Veröffentlichungen [46, 47], dass der Einfluss der Reibung bei täglichen, durch Temperaturschwankungen verursachten Längenänderungen der Betonplatten kaum merkbar sei. Erst ab einer Plattenlänge von 40 Metern und mehr konnte ein Einfluss auf die Verschiebungen der Platten festgestellt werden. An dieser Stelle sei aber angemerkt, dass die Untersuchungen von WEIL stets auf einzelnen Platten mit einer Gleitschicht zur Tragschicht (gelöster Verbund) und nicht auf einer Plattenkette von mehreren 100 Metern Länge mit vielleicht sogar verschmutzten Fugen beruhen.

Nach WEIL [63] gibt es über den Reibungsbeiwert zwischen Beton auf Asphalt keine genauen Erkenntnisse. Er führt aber Versuche von STOTT zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts von Beton auf Asphalt im Road Research Laboratory in England an, bei denen Werte von 0,3 bis 0,6 ermittelt wurden.

Neben den umfangreichen und wegweisenden Untersuchungen von WEIL lassen sich noch weitere Untersuchungen, vereinzelt auch aus der jüngeren Vergangenheit, zum Thema Ermittlung von Reibungsbeiwerten an Betonplatten finden. Die Ergebnisse werden im Nachfolgenden dargestellt.

Nach HERZOG [66, 67] liegt der Reibungsbeiwert einer Betonfahrbahndecke in Abhängigkeit der Unterlage und der Anzahl der Verschiebungen zwischen 0,6 und 4,6. Tabelle 7.3 gibt einen Überblick über diese Ergebnisse.

Tabelle 7.3: Reibungsbeiwerte von Betonplatten auf diversen Unterlagen [66]

Unterlage	Reibungsbeiwert μ	
	bei Erstverschiebung	nach mehrfachem Verschieben
Sand	1,4	0,6
Bituminöse Ausgleichsschicht	3,2	1,4
Zementstabilisation	4,6	2,2
Bituminöse Ausgleichsschicht oder Zementstabilisation mit Papierzwischenlage	1,4	0,8

SCHWEIGHOFER [61] sowie LOHMEYER und EBELING [68] setzen bei Gleitschichten aus Sand unter Betonplatten einen Reibungsbeiwert von 0,5 bis 1,3 an. Tabelle 7.4 zeigt Reibungsbeiwerte einer Betonplatte auf sandigem Untergrund, die den DAfStb- Erläuterungen zur Richtlinie „Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton“ [69] entnommen wurden.

Tabelle 7.4: Reibungsbeiwerte für Gleitschichten aus Sand, nach [68, 69]

Unterkonstruktion	Gleitschicht/Trennlage	Reibungsbeiwert μ für die erste Verschiebung
Sandbett (Dicke 6 bis 10 cm, mittlere Korngröße 0,35 mm)	keine (Direktauflagerung auf nicht feinkörnigem, bindigem Boden)	0,7
Sandiger Baugrund oder grobkörniger Baugrund mit Sandbettung unter der Sohlplatte	keine	0,9 – 1,1
	Noppenbahn (d ~ 0,6 mm)	0,8 – 1,0
	1 Lage PE-Folien	0,5 – 0,7

In Tabelle 7.5 sind Reibungsbeiwerte für Betonplatten auf einer Schicht aus einem Kies-Sand-Gemisch, in Abhängigkeit der Schichtdicke der Betonplatte, angegeben.

Tabelle 7.5: Reibungsbeiwerte auf einem Kies-Sand-Gemisch, nach [68, 70]

Unterkonstruktion	Gleitschicht/ Trennlage	Reibungsbeiwert μ für die erste Ver- schiebung
Kies-Sand- Bodenaus- tausch (nicht bindig)	bei Dicke Betonplatte $h_b = 0,20$ m	$> 1,4$
	bei Dicke Betonplatte $h_b = 0,80$ m	$\sim 0,9$

SCHWEIGHOFER [61] ermittelte Reibungsbeiwerte zwischen 1,4 und 2,1 für eine Betonschicht, die direkt (ohne Trennlage) auf ein grobes Gesteinskörnungsgemisch (Kies) betoniert wurde. Diese Werte können als grobe Näherung für Reibungsbeiwerte einer HGT auf einer Frostschutzschicht dienen.

EISENMANN führte ebenfalls einige Untersuchungen und Versuche zur Bestimmung von Reibungsbeiwerten unter Betonfahrbahnen durch. Für die erstmalige Bewegung einer Betonfahrbahn gibt er an, dass ein Reibungsbeiwert von 1,6 bis 2,0 und für eine wiederholte Bewegung ein Wert von 0,8 bis 1,0 (gilt für kleine Bewegungen) angesetzt werden kann. [71]

Bei der erstmaligen Verschiebung einer Betonfahrbahn wächst der Reibungsbeiwert bei einem Verschiebeweg, der größer als 2 bis 3 mm ist, auf Werte zwischen 3,0 und 4,0 an. [72]

In [73] berichtet EISENMANN von Schubversuchen, bei denen die Verbundeigenschaften in der Schichtgrenze zwischen Betonplatte und Tragschicht überprüft wurden. Dazu wurden in Großversuchen im Labor auf zementverfestigten Tragschichten, die jeweils einer für Nord- oder Süddeutschland typischen Ausführung entsprachen, quadratische Betonplatten mit einer Kantenlänge von 60 cm und einer Dicke von 22 cm betoniert. Nach einem Zeitraum > 28 Tagen wurden die Betonplatten bis zum Abscheren mit einer horizontalen Kraft belastet. Die Betonplatten scherten jeweils einige Millimeter unterhalb der Schichtgrenze ab, da bei der Herstellung der Betonplatten Zementleim in die Oberfläche der hydraulisch verfestigten Tragschicht eingedrungen war. Es ergaben sich bei einem Verschiebeweg von 0,1 mm für eine hydraulisch gebundene Kiestragschicht 0/32 mm mit einer Zylinderdruckfestigkeit von 10 N/mm^2 , wie sie im Süddeutschland üblich hergestellt wird, Reibungsbeiwerte von 32 bis 65. Die Reibungsbeiwerte einer für Norddeutschland typischen hydraulisch verfestigten Tragschicht mit Sand 0/2 mm (Ungleichförmigkeitszahl $U = 2,5$) und einer Zylinderdruckfestigkeit von 6 N/mm^2 , lagen bei einer Verschiebung von 0,1 mm zwischen 11 und 22. [73]

Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigten auch, dass in situ höhere Schubspannungen als im Versuch aufgenommen werden können, da unter dem

Rad eine vertikale Überdrückung vorhanden ist. Ein Lösen des Verbunds ist somit auch nach einer Vielzahl von Belastungen aus Verkehr oder Temperatur nicht zu erwarten. [73]

EISENMANN und BIRMANN haben in [74] Schubversuche im Labor an Probekörpern einer Betonfahrbahndecke mit Geotextilzwischenlage durchgeführt, um ein System ohne Verbund zu simulieren. Dazu wurde auf eine hydraulisch gebundene Tragschicht ein Geotextil mit einer Dicke von 5 mm aufgelegt und ein quadratischer Betonkörper mit einer Kantenlänge von 60 cm und einer Dicke von 22 cm direkt darauf betoniert. Das Geotextil wurde zur mechanischen Befestigung auf der HGT vernagelt. Mittels Hydraulikzylinder und Handpumpe wurde der Betonkörper horizontal auf der HGT verschoben. Während des Verschiebevorgangs wurde die Längsdruckkraft mit einer Kraftmessdose und der Verschiebeweg mit einem Wegaufnehmer aufgezeichnet (siehe Bild 7.4).

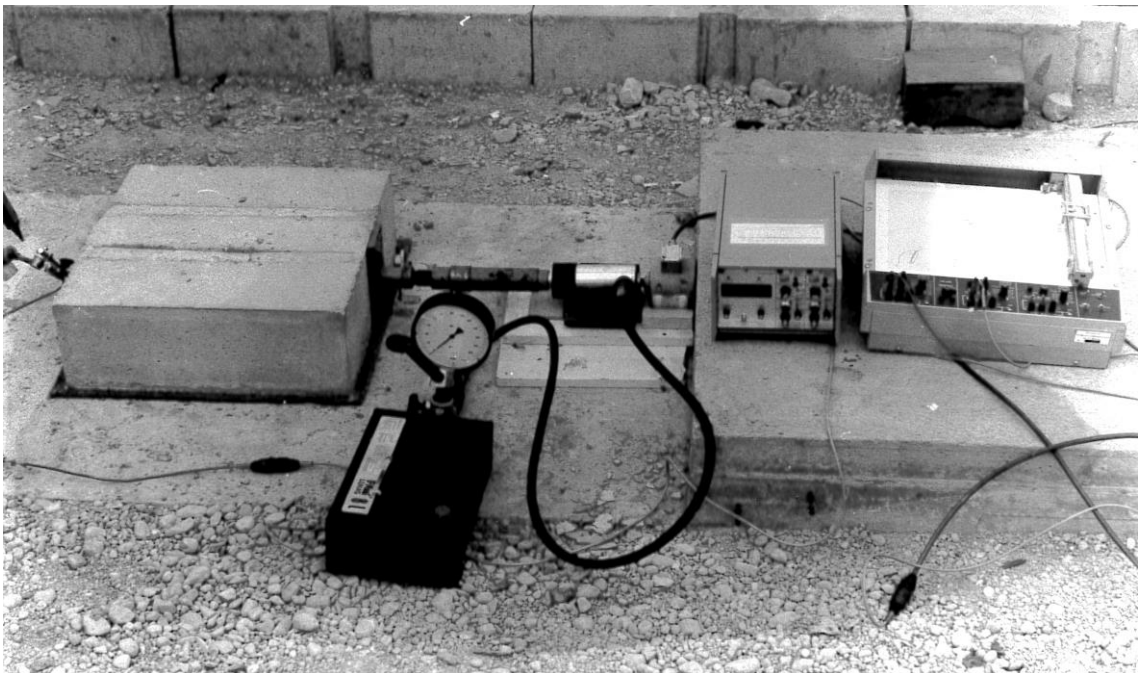


Bild 7.4: Versuchsaufbau der Schubversuche mit Geotextil [74]

Bei den Schubversuchen trat ab einer Horizontalverschiebung von 0,1 mm ein allmähliches Gleiten des Betonkörpers in der Geotextilschicht ein. Der dabei errechnete Reibungsbeiwert lag bei etwa 0,5 bis 0,6. Bei einer Verschiebung von 1 mm lag der Reibungsbeiwert bei 0,8 bis 0,9. [74]

Im Zuge der Forschung zur durchgehend bewehrten Betondecke wurden Laborversuche mit Betonplattenstreifen durchgeführt, die auf einer Gleitschicht aus Vliesstoff auf einer zweilagigen Folie, zur Reduzierung der Reibung, aufgelegt waren. Die Ermittlung der Reibungsbeiwerte erfolgte dabei durch Ziehen der Betonplattenstreifen auf der Gleitschicht. Die Auswertung der Versuche

ergab für einen Verschiebeweg von 1 mm einen Reibungsbeiwert von 0,33 bis 0,40. Die maximalen Reibungsbeiwerte von 0,38 bis 0,43 waren bei einer Verschiebung von bis zu ca. 6 mm ermittelt worden. [75]

Durch die Verwendung von Gleitfolien kann der Reibungsbeiwert reduziert werden. Die Ebenheit der Unterlage beeinflusst den Reibungsbeiwert maßgebend, da Unebenheiten zu einer Erhöhung der Reibungsbeiwerte führen. Durch Einlegen eines Vliesstoffes zwischen Fahrbahn und der Tragschicht können Unebenheiten der Unterlage geringfügig ausgeglichen werden. [61] Die Betonplatten werden so gleichmäßiger gelagert.

SOMMER [70] ermittelte Reibungsbeiwerte zwischen Gleitfolien und Beton. Für zweilagige PE-Baufolien auf flügelgeglättetem Unterbeton lag der Reibungsbeiwert zwischen 0,5 und 0,75. Bei kaschierten oder geschmierten Gleitfolien sank der Reibungsbeiwert in Versuchen auf 0,4 bis 0,55 ab. Es zeigte sich auch, dass eine ideal saubere Gleitfolie einen geringeren Reibungsbeiwert als eine leicht verschmutzte Gleitfolie ergab.

LOHMEYER und EBELING [68] haben in ihrer Veröffentlichung Reibungsbeiwerte von Beton auf einer Sauberkeitsschicht bei verschiedenen Kombinationen von Unterkonstruktionen und Trennlagen aus diversen Richtlinien zusammengetragen (siehe Tabelle 7.6). In der Tabelle wird zum Teil auch auf die unterschiedliche Dicke von Betonplatten eingegangen. [68]

Tabelle 7.6: Reibungsbeiwerte auf Sauberkeitsschichten, nach [68]

Unterkonstruktion	Gleitschicht/ Trennlage		Reibungsbeiwert μ für die erste Verschiebung
Sauberkeitsschicht, abgezogen (makro- rau)	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel		0,8
	2 Lagen PE-Folie: bei Dicke der Bodenplatte $h_b=0,30$ m		2,00
	2 Lagen PE-Folie: bei Dicke der Bodenplatte $h_b=1,50$ m		~ 1,3
Sauberkeitsschicht mit Flügelglättung	1 Lage PE-Folie		0,8 - 1,4
	2 Lagen PE-Folie		0,6 - 1,0
	dicke Folie mit Silikonfett als Schmiermittel		~ 0,3
	PTFE-beschichtete Folie		0,2 - 0,5
	bis 2-lagige Bitumenschweißbahn, stumpf- gestoßen:	bei Dicke der Bodenplatte $h_b = 0,30$ m	~ 0,45
		bei Dicke der Bodenplatte $h_b > 1,00$ m	~ 0,2
Sauberkeitsschicht	Bitumenschweißbahn ($d > 5$ mm) ¹⁾		(0,35 – 0,7) ²⁾
	Dickbitumen ¹⁾		(0,03 – 0,2) ²⁾
PE-Folie: Polyethylen-Folie PTFE-Folie: Polytetraflour-Ethylen-Folie 1) Die Wirksamkeit bitumenhaltiger Gleitschichten ist nur bei ausreichender Schichtdicke und Temperaturen $> 10^\circ\text{C}$ in der Gleitschicht gegeben. 2) Diese Reibungsbeiwerte sind Erfahrungswerte im Gegensatz zu den anderen Werten die aus Richtlinien entnommen wurden.			

7.3 Zusammenfassung der Literaturangaben

Die umfangreichen Untersuchungen von WEIL [46, 47, 63, 65] im Labor und in situ zeigten, dass der Reibungsbeiwert einer Betonplatte von der Ausführung der Unterlage, der Anzahl der Verschiebungen und dem Verschiebeweg abhängt. Die Reibungsbeiwerte von Betonplatten liegen nach WEIL in der Größenordnung von 0,5 bis 2,0.

In der Literatur werden für Betonfahrbahnen üblicherweise Reibungsbeiwerte von 0,8 (bei sandiger Unterlage) bis 1,6 in Abhängigkeit der Unterlage, der Anzahl der Verschiebungen und des Verschiebewegs angegeben. [46, 72]

SCHWEIGHOFER [61] stellt in seiner Dissertation fest, dass die Art des Untergrunds und der Aufbau der Straße die Größe der Verformung beeinflussen. Durch die Interaktion zwischen der Betonplatte und der darunterliegenden Schicht kommt es zu einer Verformungsbehinderung.

WEIL [63] stellt fest, dass bei einer Verschiebung zunächst nur eine reine Haftreibung wirkt, wodurch es zu einer elastischen, beziehungsweise plastischen Verformung des Untergrunds, sowie der Betonplatte kommt. Durch die weitere Verschiebung der Betonplatte geht die Haftreibung in Gleitreibung über. [63]

Darüber hinaus vermutet WEIL [46], dass die Verschiebung zwischen den verschiedenen Schichten des Fahrbahnaufbaus kein reines Gleiten ist, da ein Teil der Verschiebung vom Untergrund federnd aufgenommen wird, bevor es zum Gleiten kommt. [46]

Durch den Einsatz von Rollschichten aus Sand, Papierzwischenlage oder durch Feuchte, die als Trennschicht zwischen dem Unterbau und der Betonschicht dienen, soll es nach WEIL [63] zur gemischten Reibung kommen.

EISENMANN führte für die erstmalige Bewegung einer Betonfahrbahn Reibungsbeiwerte von 1,6 bis 2,0 und für eine wiederholte Bewegung Werte von 0,8 bis 1,0 (gilt für kleine Bewegungen) in seinen Veröffentlichungen auf. [71]

MEIER [76] stellte in seiner Dissertation schlussfolgernd fest, dass bei durchgehend bewehrten Betonfahrbahnen die Reibungsspannungen zwischen Beton und der darunterliegenden Schicht durch eine Papierlage reduziert werden. [76]

Ergänzend zu den oben genannten Reibungsbeiwerten fasst die nachfolgende Tabelle die in der Literatur genannten Reibungsbeiwerte zwischen einer Betonfahrbahn und unterschiedlichen Unterlagen nochmals zusammen.

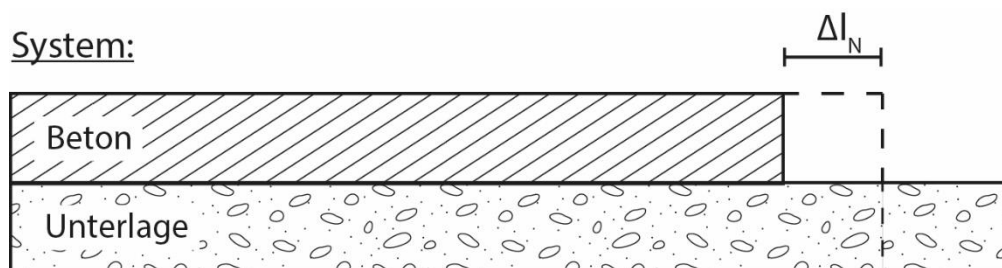
Tabelle 7.7: Zusammenfassung der Reibungsbeiwerte aus der Literatur [9, 46, 47, 61, 63–65, 73, 74]

Unterlage	Zwischenlage	Erstverschiebung	mehrfaches Hin- und Herschieben
Sand	Papier	1,10	0,60
Bitumenkies		1,20	0,70
Teerkies		1,40	0,75
Bitumenverfestigung		1,24 bis 1,35	0,59 bis 1,00
Zementverfestigung		1,40	0,65
Asphaltfeinbeton		1,80	0,78
Lehm	-	1,35 bis 1,55	-
Sand		0,94 bis 1,30	0,50 bis 1,40
Kies		1,03	0,70 bis 2,10
Schotter		-	1,90 bis 2,20
Betontragschicht		-	2,90
Asphalt		-	0,30 bis 0,60
HGT (Süddeutschland)		32 bis 65 (Verbund lösen)	-
HGT (Norddeutschland)		11 bis 22 (Verbund lösen)	-
HGT		Geotextil	0,8 bis 0,9

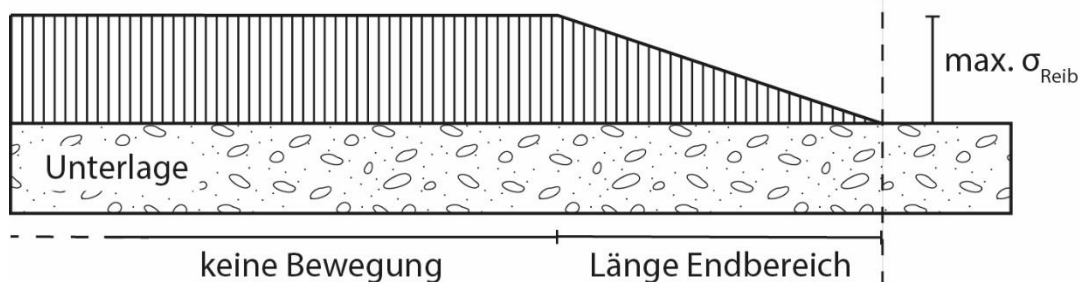
7.4 Theoretische Betrachtung einer Betonfahrbahn im Endbereich (nach [9])

Bei Erwärmung einer raumfugenlosen Betonfahrbahndecke wird eine Längsdruckkraft aktiviert, die sich vor größeren Bauwerken durch entsprechende bauliche Maßnahmen und am Übergang zu einem Asphaltoberbau, verbunden mit einer Längsbewegung des Endbereiches der Betonfahrbahndecke, abbaut. Diese Längsbewegung ist abhängig vom Reibungsbeiwert der Fahrbahn zur jeweiligen Unterlage und kann an den Enden der Betonfahrbahn mehrere Zentimeter betragen. Bild 7.5 stellt schematisch den Spannungsverlauf und die Längsverschiebung an einem Endbereich einer Betonfahrbahndecke dar.

System:



Spannungsverlauf:



Verschiebung:

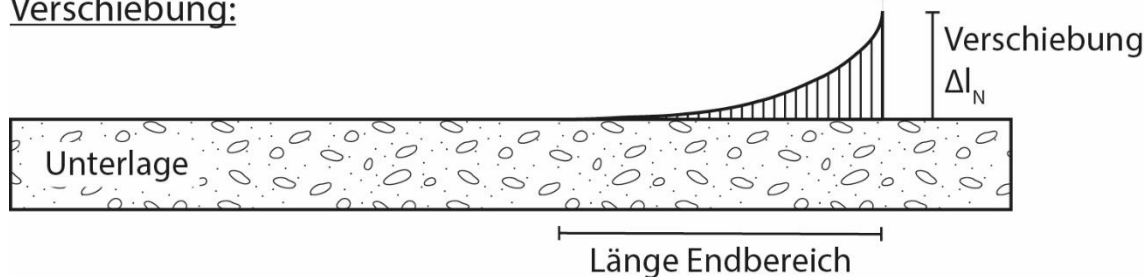


Bild 7.5: schematische Darstellung des Endbereichs, nach [39]

Durch die Verschiebung des Endbereichs kann es zu einer Verbundlösung zwischen Betonfahrbahn und hydraulisch gebundener Tragschicht kommen. Dies führt zu einer Veränderung der Auflagerbedingungen der Betonplatten, was wiederum zu einer vorzeitigen Rissbildung in den Endplatten durch verstärktes Pumpen der Betonplatten führen kann. Am Übergang zu Fahrbahnen in As-

phaltbauweise führen große Längsverschiebungen der Betonfahrbahn zu einer für den Fahrkomfort nachteiligen Wulstbildung. [72]

Betrachtet man den theoretischen Fall einer frei beweglichen Betonplatte, die keine Reibung zur Unterlage besitzt ($\mu = 0$), so kann die Längsausdehnung dieser Platte mit folgender Formel berechnet werden:

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot \frac{L}{2} \quad (7.5)$$

mit

Δl Längsdehnung [mm]

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

$\frac{L}{2}$ halbe Länge der Platte, da Bewegunnullpunkt in Plattenmitte [mm]

Die Reibungsspannung σ_{Reib} [MPa] (Normalspannung infolge Reibung) ist dabei null.

Da eine Betonfahrbahn aus einer Plattenkette besteht und meist über eine größere Länge auf Bundesfernstraßen gebaut wird, muss die theoretische Betrachtung zur Länge des Endbereichs unter Berücksichtigung der Reibung zur Unterlage durchgeführt werden.

Eine Betonfahrbahn bewegt sich bei Abkühlung oder Erwärmung aufgrund der an der Unterseite wirkenden Reibung nur in den Endbereichen, wo die Haftreibung überwunden wird. Zwischen diesen Endbereichen bleibt die Fahrbahn aufgrund der dort wirkenden, maximalen Reibspannung in Längsrichtung bewegungsfrei (siehe Bild 7.6).

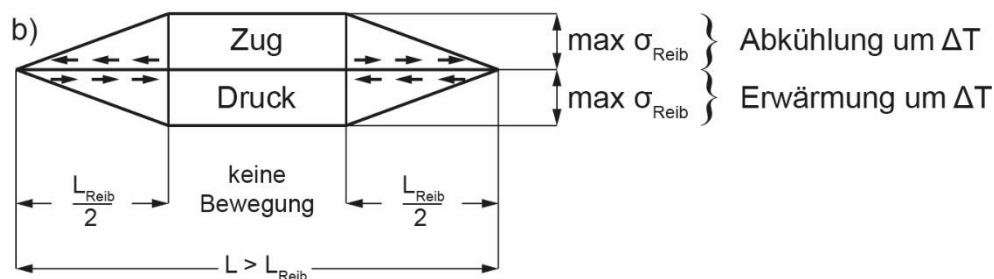


Bild 7.6: Endfeldbewegung, nach [77]

Außerhalb der Endbereiche einer Betonfahrbahn, also dort wo die Betonplatten keine Möglichkeit zur Längsausdehnung ($\Delta l = 0$) haben, kann die Längsdruckspannung (Normalspannung) (Annahme: gleichmäßig über den Deckenquerschnitt verteilt) wie folgt berechnet werden:

$$\sigma_N = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot E = \frac{\Delta l}{\frac{L_{Reib}}{2}} \cdot E \quad (7.6)$$

mit

σ_N Normalspannung [MPa], als gleichmäßig über Deckenquerschnitt verteilt angenommen

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

E Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke [MPa]

Δl Längsdehnung [mm]

$\frac{L_{Reib}}{2}$ Länge des Endbereichs [mm]

Die dabei theoretisch behinderte Längsdehnung ergibt sich aus:

$$\Delta l = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot \frac{L_{Reib}}{2} \quad (7.7)$$

mit

Δl behinderte Längsdehnung [mm]

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

$\frac{L_{Reib}}{2}$ Länge des Endbereichs [mm]

Im Endbereich einer Betonfahrbahn kann hingegen eine Bewegung der Betonplattenenden, in Abhängigkeit der Reibung zur Unterlage, stattfinden. Für die theoretischen Betrachtungen wird die Reibung als konstant und die Plattenenden als frei beweglich angesehen.

Die maximale Reibungsspannung (Normalspannung infolge Reibung) einer Platte im Endbereich mit Bewegungsmöglichkeit kann über die nachfolgende Gleichung berechnet werden:

$$\max \sigma_{Reib} = \gamma \cdot \mu \cdot \frac{L_{Reib}}{2} \quad (7.8)$$

mit

σ_{Reib} Reibungsspannung (Normalspannung infolge Reibung) [MPa], als gleichmäßig über Deckenquerschnitt verteilt angenommen

γ Rohdichte des Betons [kg/m³]

μ Reibungsbeiwert [-]

$\frac{L_{Reib}}{2}$ Länge des Endbereichs [mm]

Dabei ist zu beachten:

$$\max \sigma_{Reib} \leq \sigma_N \quad (7.9)$$

Die Länge des Endbereichs, auch als Atmungslänge bezeichnet, wird wie folgt berechnet:

$$\frac{L_{Reib}}{2} = \frac{\alpha_T \cdot \Delta T \cdot E}{\gamma \cdot \mu} \quad (7.10)$$

mit

$\frac{L_{Reib}}{2}$ Länge des Endbereichs [mm]

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

E Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke [MPa]

γ Rohdichte des Betons [kg/m³]

μ Reibungsbeiwert [-]

Im Regelfall ist die Länge der Betonfahrbahn auf einer Bundesfernstraße größer als die Endbereichslänge. Für $L > L_{\text{Reib}}$ kann die Längsdehnung somit wie folgt berechnet werden:

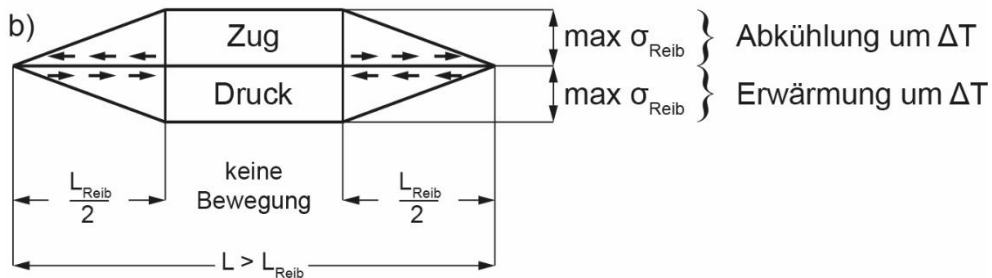


Bild 7.7: Bewegung des Endbereichs für $L > L_{\text{Reib}}$, nach [77]

$$\Delta l_N = \frac{\alpha_T^2 \cdot \Delta T^2 \cdot E}{2 \cdot \gamma \cdot \mu} \quad (7.11)$$

mit

Δl_N Längsdehnung des Endbereichs durch Längskräfte [mm]

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

E Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke [MPa]

γ Rohdichte des Betons [kg/m³]

μ Reibungsbeiwert [-]

Für den Fall, dass die Fahrbahnlänge kürzer als die theoretische Endbereichslänge ist ($L \leq L_{\text{Reib}}$), muss die Längsdehnung durch den Einfluss der Reibung reduziert werden. Es gilt für die Berechnung der Längsdehnung folgendes:

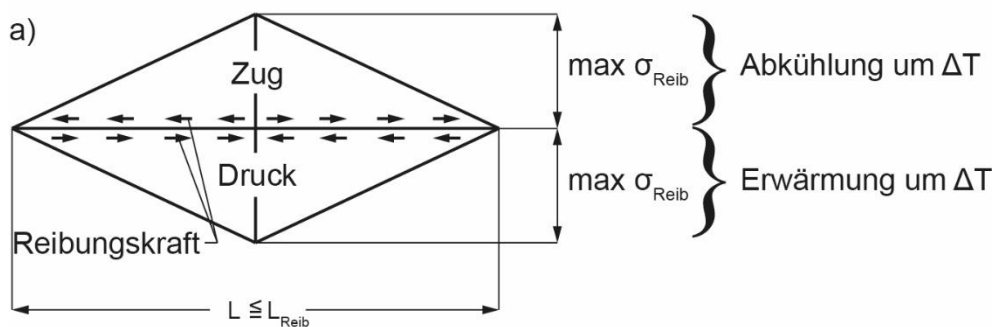


Bild 7.8: Bewegung des Endbereichs für $L \leq L_{\text{Reib}}$, nach [77]

Für die reduzierte Längsdehnung:

$$\Delta l_{Reib} = \frac{\gamma \cdot \mu \cdot L^2}{2 \cdot E} \quad (7.12)$$

mit

Δl_{Reib} durch Reibung reduzierte Längsdehnung [mm]

L Länge der Fahrbahn [mm]

E Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke [MPa]

γ Rohdichte des Betons [kg/m³]

μ Reibungsbeiwert [-]

Die resultierende Längsdehnung wird wie folgt berechnet:

$$\Delta l_{res} = \Delta l - \Delta l_{Reib} \quad (7.13)$$

$$\Delta l_{res} = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot L - \frac{\gamma \cdot \mu \cdot L^2}{2 \cdot E} \quad (7.14)$$

mit

Δl_{res} resultierende Längsdehnung des Endbereichs [mm]

Δl Längsausdehnung des Endbereichs durch Längskräfte [mm]

Δl_{Reib} durch Reibung reduzierte Längsausdehnung des Endbereichs [mm]

α_T Wärmeausdehnungskoeffizient [1/K]

ΔT Temperaturdifferenz [K]

L Länge der Fahrbahn [mm]

E Elastizitätsmodul der Betonfahrbahndecke [MPa]

γ Rohdichte des Betons [kg/m³]

μ Reibungsbeiwert [-]

7.5 Versuche zur Bestimmung der Reibungswerte unter Betonfahrbahnplatten

Die in der Literatur genannten Reibungsbeiwerte wurden, wie in Kap. 7.2 bereits beschrieben, zum Teil vor mehreren Jahrzehnten ermittelt. Die beim Bau von Betonfahrbahnen verwendeten Betonrezepturen und Bauweisen unterlagen im Laufe der Jahre gewissen Veränderungen.

Im Zuge der Bearbeitung dieser Arbeit wurden Versuche zur Bestimmung von Reibungsbeiwerten an derzeit im Autobahnnetz liegenden Streckenabschnitten in Betonbauweise auf unterschiedlichen Unterlagen durchgeführt, um aktuelle Werte für die Reibung zu erhalten.

7.5.1 Versuchsaufbau und -durchführung

Die Versuche wurden größtenteils im Zuge von grundhaften Erneuerungen auf Bundesautobahnen an den alten Betonfahrbahnen auf HGT mit langer Liegedauer durchgeführt, bevor diese abgebrochen wurden. An den Messstellen war der Verbund der Betonfahrbahn zur HGT in Plattenmitte noch vollständig erhalten. In den nachstehenden Bildern (Bild 7.9 und Bild 7.10) ist der jeweilige Fahrbahnaufbau der Messstellen dargestellt.

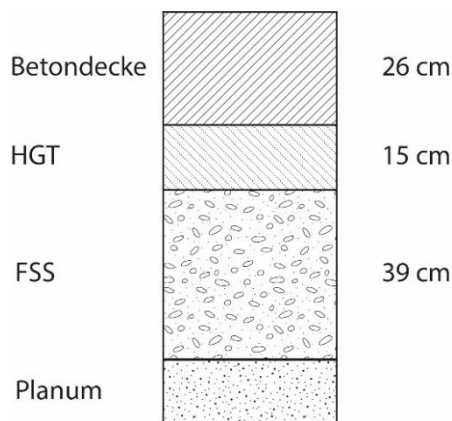


Bild 7.9: Strecke einer BAB mit 22 Jahren Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS

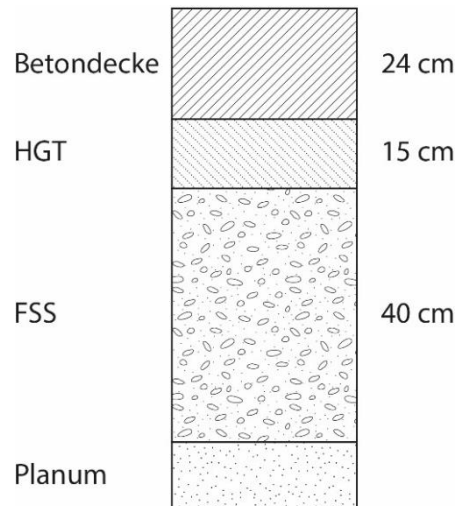


Bild 7.10: Strecke einer BAB mit 39 Jahren Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS

An einer Messstelle konnten nach einem Deckenneubau im darauffolgenden Jahr am Übergang der neuen Fahrbahn (ca. ein Jahr alt) zur alten Fahrbahn, die im Zuge des Neubaus des nächsten Bauabschnitts abgebrochen werden sollte, die letzten beiden Betonplatten der neuen Fahrbahn auf ATS für Versuchszwe-

cke verwendet werden. Der Fahrbahnaufbau dieser Messstelle ist in Bild 7.11 dargestellt.

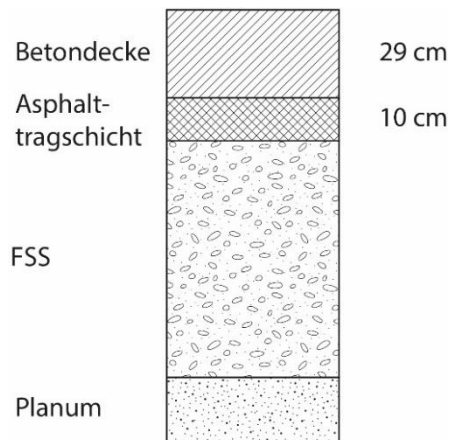


Bild 7.11: Strecke einer BAB mit 1 Jahr Liegedauer mit Betondecke auf ATS auf FSS

Im Zuge von Neubaumaßnahmen auf Tank- und Rastanlagen wurden Messungen an der alten bestehenden Betondecke auf HGT durchgeführt, bevor diese abgebrochen wurden (Fahrbahnaufbau siehe Bild 7.12). Der Verbund der Betonfahrbahn zur HGT war auch hier in Plattenmitte noch vollständig erhalten.

Während des Neubaus einer Tank- und Rastanlage wurde die Asphalttragschicht, in der Verlängerung des Einbaustreifens der Fahrgassen, auf einer Länge von acht Metern verlängert eingebaut und im Anschluss die Betondecke darauf ebenfalls verlängert hergestellt. Somit konnten an der neuen Betonfahrbahn auf ATS, nach Erreichen einer ausreichenden Betonfestigkeit, Messungen durchgeführt werden. Der Fahrbahnaufbau ist Bild 7.13 zu entnehmen.

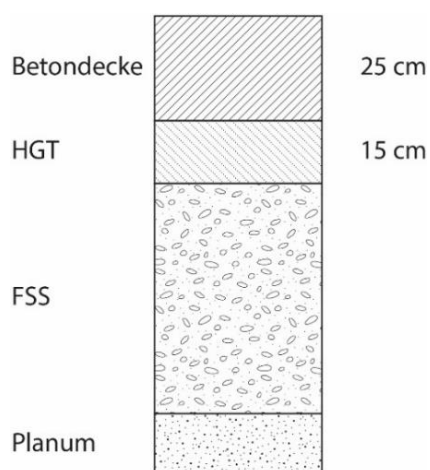


Bild 7.12: Lkw-Stellflächen einer T+R-Anlage > 30 Jahre Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS

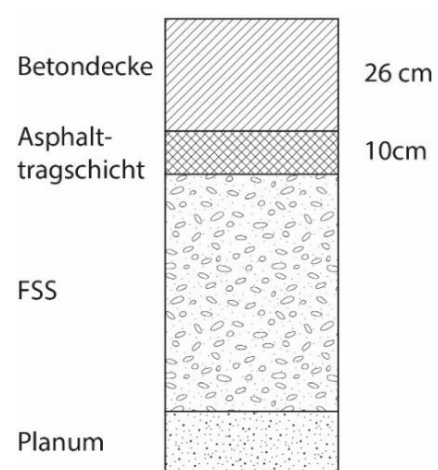


Bild 7.13: Lkw-Stellflächen einer T+R-Anlage nach Neubau mit Betondecke auf ATS auf FSS

Zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte wurden an mehreren Messstellen in Südbayern auf Bundesautobahnen und T+R Anlagen aus der Betonfahrbahn, über den gesamten Fahrbahnquerschnitt verteilt, Probekörper mit den Abmessungen 1,0 m x 0,5 m aus der Mitte einer Betonplatte herausgeschnitten. Bild 7.14 zeigt beispielhaft die Lage der Probekörper im Fahrbahnquerschnitt.

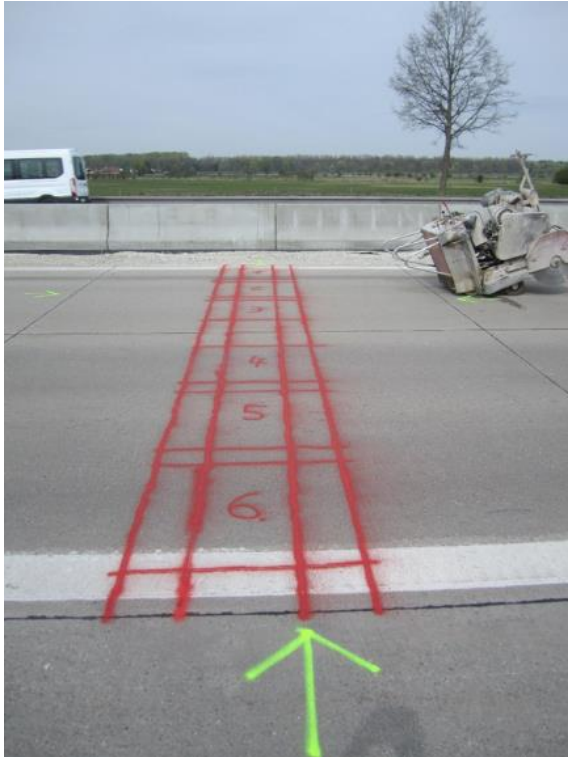


Bild 7.14: Lage der Probekörper im Fahrbahnquerschnitt

Die Betonplatte wurde dabei auf voller Dicke, genau bis zur Oberkante der Tragschicht durchtrennt. Um jeden Probekörper herum wurde ein Arbeitsraum geschaffen. In den Arbeitsraum wurden Hydraulikzylinder installiert, um die im Sommer über eine geschlossene Querscheinfuge übertragene horizontal wirkende Längsdruckkraft zu simulieren und einzuleiten. Der Druckpunkt der Hydraulikpressen lag etwas unterhalb der Mittelachse der Dicke der Betonfahrbahn, entsprechend dem Schwerpunkt der Kraftübertragung im Fugenbereich. Die Hydraulikzylinder wurden mittels mobilem Pumpenaggregat und Handpumpe angesteuert. Die horizontale Belastung wurde solange schrittweise gesteigert, bis der Probekörper die Haftreibung zur Unterlage überwunden hatte und in eine gleitende Längsverschiebung überging. Die Druckkraft wurde in der Regel bis zu einer maximalen Verschiebung von 10 mm aufrechterhalten. Zum Teil musste die Längsdruckkraft bei erneuter Verzahnung des Probekörpers in der Unterlage gesteigert werden, um eine angedachte Gesamtverschiebung von ca. 10 mm zu erreichen.

Über einen zuvor kalibrierten Öldruckgeber wurde die über die Hydraulikzylinder in das System eingeleitete Druckkraft kontinuierlich erfasst. An den Seitenflächen eines jeden Probekörpers wurden vor Versuchsdurchführung induktive Wegaufnehmer (WA) zur Aufzeichnung der Verschiebewege montiert. Eine horizontale oder vertikale Neigung der Platte konnte somit überprüft werden.

Während der Versuchsdurchführung wurden, mittels eines Messcomputers und daran angeschlossenen Messverstärker sowie zugehöriger Aufzeichnungssoftware, die Verschiebungen des Probekörpers in Abhängigkeit der eingeleiteten Druckkraft kontinuierlich erfasst.

Die Versuche wurden sowohl auf hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) als auch auf Asphalttragschicht (AC 22 TN) (ATS) und auf Frostschutzschicht (FSS) durchgeführt.

Der schematische Ablauf der Versuchsdurchführung ist dem nachfolgenden Bild 7.15 zu entnehmen.

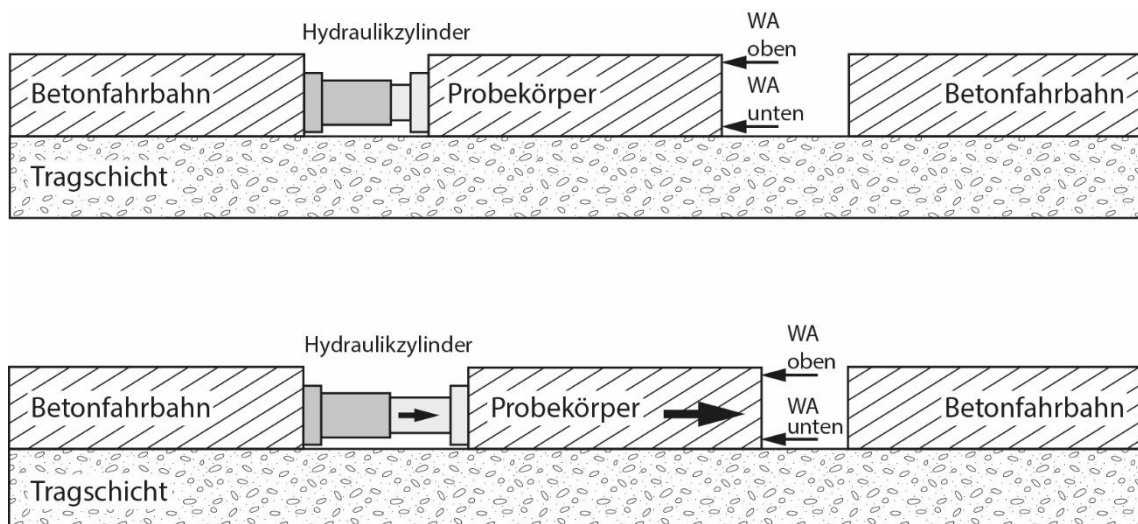


Bild 7.15: Schematische Darstellung des Versuchsablaufs

Nach teils anfänglicher Verbundlösung zwischen Tragschicht und Betonfahrbahnplatte bei der ersten Verschiebung (Erstverschiebung) der Probekörper mittels Hydraulikzylinder, erfolgten weitere Verschiebungen (wiederholte Verschiebungen) der Probekörper auf der jeweiligen Tragschicht.

Die wiederholten Verschiebungen der Probekörper wurden in beide Richtungen, also abwechselnd vor- und rückwärts durchgeführt, da es zum Beispiel aufgrund der Ekliptik der Sonne, der Witterung oder veränderten Randbedingungen an der Fahrbahn (z.B. Plattenersatz) zu unterschiedlichen Verschieberichtungen der Betonplatten kommen kann.

Bild 7.16 zeigt die Versuchsdurchführung mit einem aus der Fahrbahn herausgeschnittenen Probekörper, der durch Hydraulikzylinder verschoben wird. Die erforderlichen Messdaten wurden, wie oben bereits beschrieben, zeitgleich erfasst und im Nachgang ausgewertet.

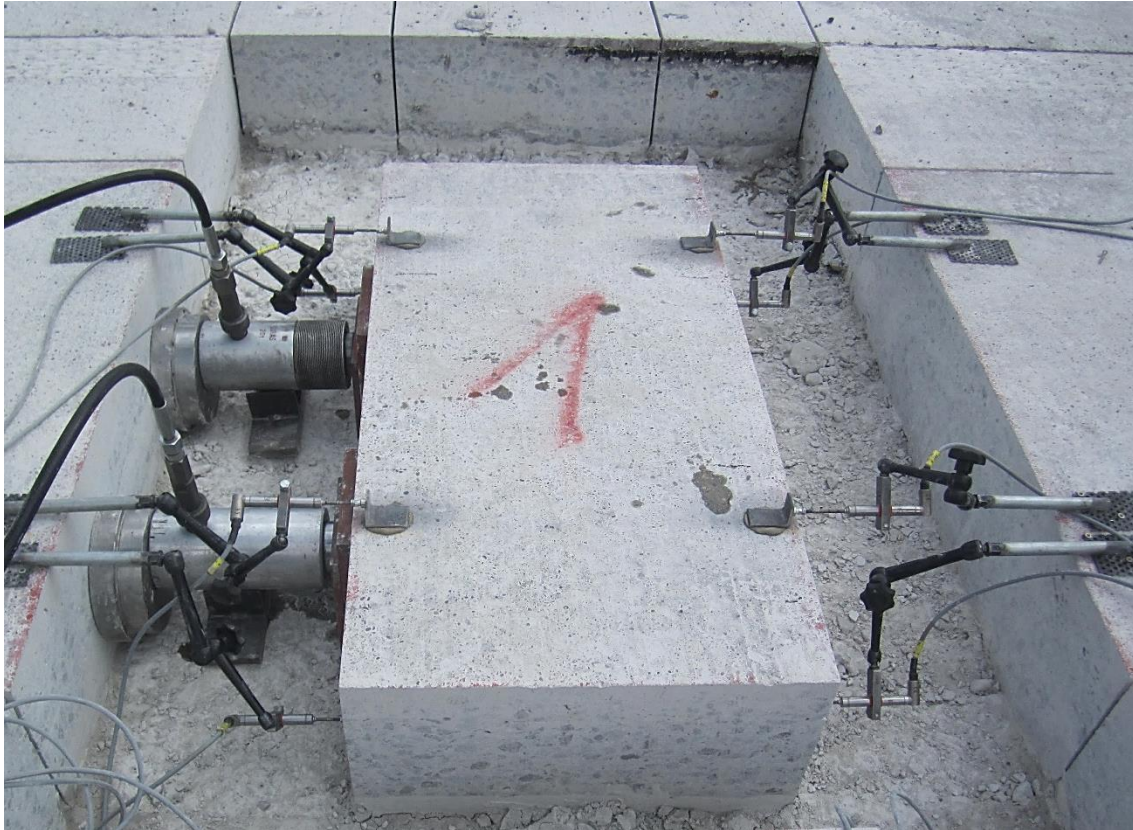


Bild 7.16: Versuchsdurchführung mit einem aus der Fahrbahn herausgeschnittenen Probekörper

Bei vorhandenem Verbund zwischen der Betonplatte und der Tragschicht kommt es ab einer maximal aufnehmbaren Längsdruckkraft zur Entstehung von Scherrissen in der Schichtgrenze oder unmittelbar darunter in der Tragschicht. Dies führt bei anhaltender Belastung zur Verbundlösung bzw. zum Abscheren, wodurch in Folge ein Gleiten der Betonplatte auf der Unterlage eintritt. Wenn Scherrisse in der Unterlage entstehen, dann war die Abscherfestigkeit zwischen Betonplatte und Unterlage höher als die innere Reibung des Tragschichtmaterials.

Bei gelöstem Verbund zwischen Beton und Tragschicht führt eine gleichbleibende Belastung in horizontaler Richtung zum Gleiten der Betonplatten auf der Unterlage.

7.5.2 Auswertung und Ergebnisse

Bei den Versuchen an Betonfahrbahnen auf hydraulisch gebundener Tragschicht wurde an allen Messstellen stets voller Verbund der Betonplatten zur HGT in der Mitte der Platten vorgefunden. Während der Erstverschiebung der Betonplatten stellte sich die Verbundlösung zwischen Tragschicht und Betonfahrbahnplatte jeweils einige Millimeter unterhalb der Schichtgrenze in der HGT ein, was auf ein Eindringen des Zementleims bei der Herstellung der Betonfahrbahnplatten in die Oberfläche der hydraulisch gebundenen Tragschicht schließen lässt. Die Oberfläche der HGT wurde dadurch verfestigt und die Probekörper scherten somit bei den Verschiebeversuchen knapp unterhalb dieser Verfestigung in der HGT ab. Das gleiche Versagen konnte auch bei den Versuchen von EISENMANN in [73] beobachtet werden. Die Probekörper verzahnten sich bei einer Längsverschiebung immer wieder auf der rauen und unregelmäßigen Oberfläche der HGT. Die aufzuwendende Längsdruckkraft musste stetig gesteigert werden, um eine weitere Längsverschiebung zu bewirken. Das Verzahnen der Plattenunterseite vergleichmäßigte sich aber ab einem gewissen Verschiebeweg und ging in ein konstantes Gleiten der Betonplatte auf der HGT über.

Bei den Versuchen an Betonfahrbahnen auf ATS stellte sich, nach Überwindung der Haftreibung, bereits nach wenigen Millimetern Längsverschiebung ein konstantes Gleiten der Betonplatten auf der Oberfläche der Tragschicht ein.

Auf Frostschutzschicht zeigten die Probekörper, bestehend aus Betonplatte und HGT in vollem Verbund, ein sehr ähnliches Verhalten wie die Betonplatten bei den Versuchen auf ATS. Die Probekörper glitten nach Überwindung der Haftreibung gleichmäßig auf der Tragschichtoberfläche dahin. Die Oberfläche einer FSS ist im Vergleich zu einer ATS unregelmäßiger, wodurch es immer wieder zu kleinen Verzahnungen zwischen Gesteinskörnern der FSS und der rauen Unterseite der HGT kommt. Die losen, runden Gesteinskörner der FSS wirken aber gleichzeitig wie eine Rollschicht und erleichtern somit das Gleiten der hydraulisch gebundenen Fahrbahnkonstruktion.

Für jeden Einzelversuch wurde nach Formel (7.4) der Reibungsbeiwert mit der jeweiligen Gewichtskraft des Probekörpers und der aufgebrachten Längsdruckkraft, die alle 0,1 mm der Längsverschiebung aus den Messdaten entnommen wurde, berechnet. Des Weiteren wurde der Mittelwert der Reibungsbeiwerte, in 0,1 mm-Schritten des Verschiebungswegs, getrennt nach der Art der Unterlage aus den Reibungsbeiwerten aller Einzelversuche ermittelt und in Abhängigkeit des Verschiebewegs in den nachfolgenden Bildern graphisch aufgetragen. Die Erstverschiebungen wurden dabei gesondert von den wiederholten Verschiebungen betrachtet.

Die Ergebnisse der Erstverschiebung bzw. Verbundlösung der Betonplatten auf unterschiedlichen Tragschichten wurden in Bild 7.17 aufgetragen. Es wurde jeweils der Reibungsbeiwert bei 1 mm und bei 6 mm Verschiebung angegeben. Im Allgemeinen zeigt der erste geradlinige Teil der Kurve, dass mit zunehmender Längsdruckkraft in horizontaler Richtung zunächst eine elastische Verzerung in der obersten Schicht der Unterlage entsteht. Im gekrümmten Teil der Kurve finden mit weiterer Zunahme der Längsdruckkraft dauerhafte Veränderungen in der obersten Schicht der Unterlage statt, ohne dass ein Gleiten der Betonplatte eintritt. Je nach Art und Beschaffenheit der Unterlage werden unterschiedlich hohe Längsdruckkräfte erreicht, bevor eine Gleitbewegung der Betonplatte eintritt. Der horizontal verlaufende Teil der Kurve zeigt ein Gleiten der Betonplatte.

Bei gelöstem Verbund zwischen Beton und Tragschicht führt eine gleichbleibende Belastung zum Gleiten der Betonplatten auf der Unterlage. Dies ist am waagerechten Verlauf der Kurve zu erkennen.

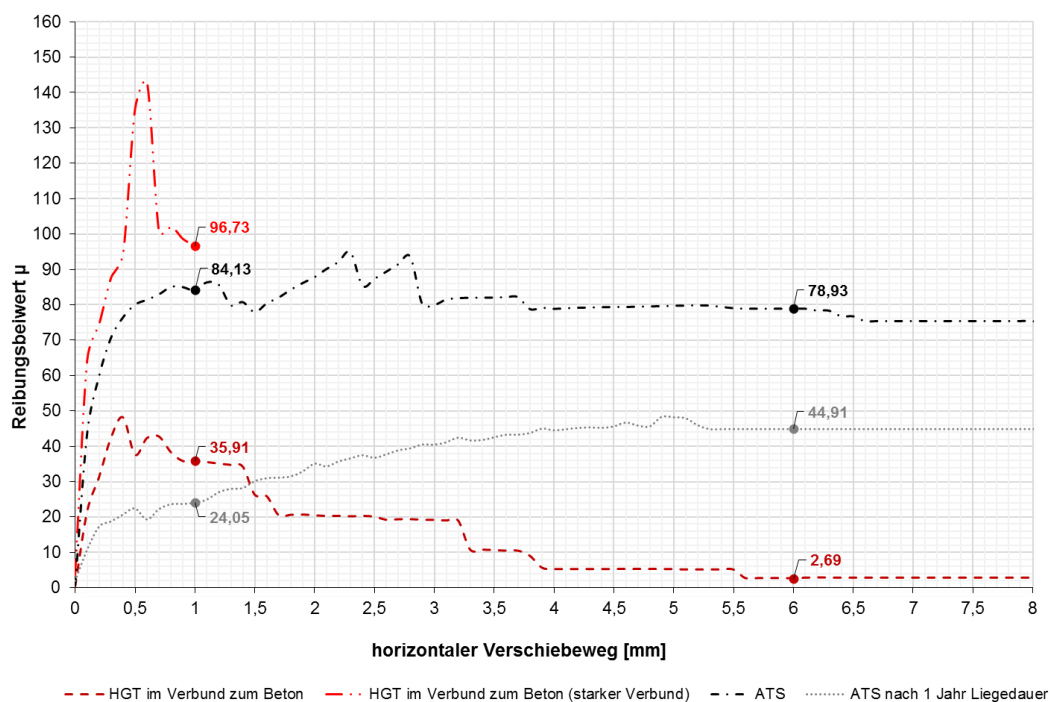


Bild 7.17: Reibungsbeiwerte auf unterschiedlichen Tragschichten - Erstverschiebung

Die Reibungsbeiwerte einer Betonplatte auf einer HGT steigen nach Bild 7.17 bis zur Verbundlösung zwischen Beton und HGT auf einen Wert von fast 50 an. Mit zunehmendem Verschiebeweg fällt der Reibungsbeiwert stufenweise ab. Gegen Ende des betrachteten Verschiebewegs gleitet der Probekörper mit einem Wert von 2,69 auf der HGT. Im Falle eines starken Verbundverhaltens zwischen Beton und HGT wurden maximale Reibungsbeiwerte von 143 ermit-

telt. Die Probekörper glitten aufgrund der schlagartigen Verbundlösung und der damit verbundenen sehr abrupten Beschleunigung mehrere Zentimeter über die HGT. Eine Auswertung der Messwerte nach der Verbundlösung war in diesem Fall nicht sinnvoll. Die Darstellung der Entwicklung der Reibungsbeiwerte über den Verschiebeweg wurde daher kurz nach der Verbundlösung beendet.

Auf einer ein Jahr alten ATS stieg der Reibungsbeiwert, bis zum konstanten Gleiten der Betonplatten, auf einem Verschiebeweg von ca. 5 mm auf einen Wert von 45 an. Die Messungen haben aber auch gezeigt, dass die maximalen Reibungsbeiwerte einer Betonplatte auf einer neuen ATS bei der Erstverschiebung im Mittel auf einen Wert von 95 ansteigen können. Der Probekörper glitt bei diesen Versuchen nach etwa 4 mm Längsverschiebeweg auf der ATS mit einem Reibungsbeiwert zwischen 75 und 80.

Die Werte auf einer neuen ATS waren im Vergleich zu denen auf HGT bei der Erstverschiebung der Betonplatten höher. Der Kurvenverlauf zeigt ein starkes Verbundverhalten der ATS zum Beton. Aufgrund der Tatsache, dass das Bitumen der ATS bei den Versuchen an der nur wenige Wochen alten Fahrbahn kaum Alterung erfahren hatte, hafteten die Betonplatten stark an der ATS. Die Messungen auf der ein Jahr alten ATS hatten gezeigt, dass die Reibungsbeiwerte geringer als auf HGT waren.

Die Ergebnisse der wiederholten Verschiebungen von Betonplatten sind in Bild 7.18 zusammengestellt. Es sind die Verläufe der Mittelwerte der Reibungsbeiwerte, die aus allen Einzelversuchen bei mehrfacher Verschiebung ermittelt wurden, getrennt nach der Art der Unterlage, in Abhängigkeit der Verschiebung dargestellt. Die Reibungsbeiwerte der mehrfachen Verschiebungen wurden, wie bereits bei den Erstverschiebungen beschrieben, nach Formel (7.4) in Abhängigkeit der Längsdruckkräfte, die alle 0,1 mm der Verschiebung bestimmt wurden, für alle Einzelversuche berechnet und im Anschluss gemittelt. Bei 1 mm und bei 6 mm Verschiebung wurde wiederum der jeweilige Reibungsbeiwert angegeben. Die Kurvenverläufe der gemittelten Reibungsbeiwerte der Versuchsdaten wurden zusätzlich durch jeweils eine Regressionskurve mit einem Bestimmtheitsmaß von 99 % angenähert.

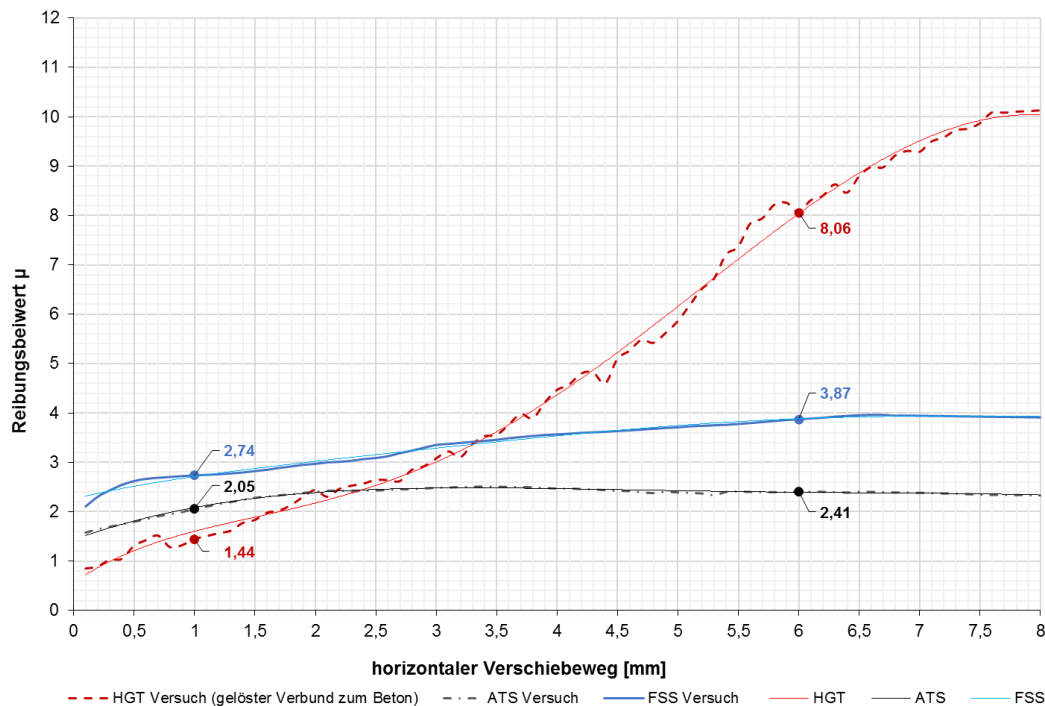


Bild 7.18: Reibungsbeiwerte auf unterschiedlichen Tragschichten - mehrfaches Verschieben

Der Reibungsbeiwert einer Betonplatte nach mehrfacher Verschiebung auf HGT stieg mit zunehmendem Verschiebungsweg der Betonplatte an, da sich die Probekörper bei der Längsverschiebung auf der rauen und unregelmäßigen Oberfläche der HGT immer wieder verzahnten. Die Längsdruckkraft musste bis zu einer Längsverschiebung von etwa 7,5 mm stetig gesteigert werden, bis sich das Verzahnen der Plattenunterseite vergleichmäßigte und die Längsbewegung der Betonplatte in ein konstantes Gleiten auf der HGT überging. Für eine Verschiebung von 1 mm liegt der Reibungsbeiwert bei 1,44. Der mit Hilfe der Regressionskurve bestimmte Reibungsbeiwert liegt an derselben Stelle bei 1,6. Dieser Wert entspricht dem in der Literatur [9, 46, 72] angegebenen Wert einer Betonfahrbahn auf HGT.

Auf ATS liegt der mittlere Reibungsbeiwert einer Betonfahrbahnplatte nach mehrfacher Verschiebung, bei einer Längsverschiebung von 1 mm bei 2,05. Der Reibungsbeiwert steigt bis zu einer Längsverschiebung von 2 mm an, danach gleitet die Betonplatte auf der ATS mit einem Wert von 2,41.

Der Reibungsbeiwert einer Betonfahrbahn (Beton und HGT im Verbund) auf einer Frostschutzschicht nach mehrfacher Verschiebung steigt mit zunehmender Längsverschiebung an. Bei 1 mm Längsverschiebung liegt der Reibungsbeiwert bei 2,74. und bei 6 mm Verschiebung bei 3,87. Ab einem Verschiebeweg von etwa 6,5 mm gleitet die Betonplatte konstant auf der Frostschutzschicht.

Die Reibungsbeiwerte einer Betonfahrbahn auf FSS bei wiederholten Verschiebungen liegen somit etwas höher als die Werte auf einer neuen ATS. Ein Vergleich der ermittelten Reibungsbeiwerte auf einer neuen ATS mit den Werten auf einer HGT zeigt, dass die Reibungsbeiwerte auf einer HGT, im Bereich der üblichen Fugenöffnungsweite von 1 mm, unter den ermittelten Werten auf einer ATS liegen. Bei Verschiebungen, die größer als 2,5 mm sind, übersteigen die Reibungsbeiwerte auf HGT die Werte auf einer ATS.

Auf bituminösen Tragschichten kommt es bei Betonfahrbahnen immer wieder zum so genannten „Paketreißen“, wobei nicht jede Querscheinfuge, aufgrund zu geringer Reibung der Betonplatten zur Tragschicht, nach der Herstellung und dem Ankerben reißt. An den Messstellen, an denen die Reibungsbeiwerte auf neuer ATS ermittelt wurden, kam es aufgrund der vorhandenen hohen Beiwerte nicht zum „Paketreißen“. Messungen von LEINS [57] zeigten beispielsweise, dass auf zementverfestigter Tragschicht nach drei bis zwölf Tagen 86 % bis 100 % der Querscheinfugen gerissen waren. Auf bituminös gebundener Tragschicht waren nach drei bis neun Tagen nur 15 % bis 35 % der Querscheinfugen gerissen und es trat „Paketreißen“ infolge geringer Reibung zur Tragschicht auf. [57]

Wenn es auf einer bituminös gebundenen Tragschicht zu einem Paketreißen kommt, bei dem im Mittel 20 % der Querscheinfugen reißen, dann bedeutet dies, dass nur etwa jede fünfte Querscheinfuge der Betondecke gerissen ist. Nach Kapitel 6.3 kommt es in den Querscheinfugen in Betondecken zu einer Fugenbewegung von 1,0 mm. Somit ergibt sich beim Paketreißen in der gerissenen Fuge eine Bewegung von 5 mm. Aus Bild 7.18 kann man für diese Längsbewegung einen Reibungsbeiwert auf ATS von etwa 2,4 und auf HGT von etwa 6 ablesen. Aufgrund des viel höheren Reibungsbeiwerts auf HGT kommt es auf einer HGT nur selten zu einem Paketreißen in der Betondecke.

Die Größe und der Verlauf des Reibungsbeiwerts hängt maßgebend von der Beschaffenheit der sich in der Gleitfuge berührenden Schichtgrenzen ab. Beispielsweise wird ein bitumenreicher Asphalt einen geringeren Reibungsbeiwert als ein bitumenarmer Asphalt ergeben. Die verwendete Sieblinie der Gesteinskörnung und die Kornform haben ebenfalls einen Einfluss auf den Reibungsbeiwert.

Der mittlere Reibungsbeiwert einer Betonplatte für mehrfache Verschiebungen auf unterschiedlichen Tragschichten lässt sich aus Bild 7.18 bestimmen.

Die Versuche haben gezeigt, dass der Reibungsbeiwert einer Betonplatte unter Einwirkung einer Horizontalkraft bei Verschiebungen anfangs bis zur Überwindung der Haftreibung linear mit dem Verschiebeweg anwächst. Abhängig von der Art der Tragschicht und der Oberflächenbeschaffenheit der Tragschicht so-

wie der Beschaffenheit der Unterseite der Betonplatte geht die Längsbewegung der Betonplatte in ein Gleiten auf der Tragschicht über. Im Zustand des konstanten Gleitens wirkt eine konstante Reibungskraft, somit kann ein konstanter Reibungsbeiwert in Ansatz gebracht werden. Die Reibungsbeiwerte der Betonplatte zur Tragschicht sind bei einer Erstverschiebung stets höher als bei einer wiederholten Verschiebung.

Die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung von Reibungsbeiwerten einer Betonfahrbahn auf unterschiedlichen Tragschichten wurden in Tabelle 7.8 nochmals zusammengestellt. Dabei wurden für die Verbundlösung/Erstverschiebung der Probekörper auf der jeweiligen Tragschicht immer der ermittelte Höchstwert des Reibungsbeiwerts angegeben.

Für die Messungen mit wiederholten Verschiebungen wurden die Reibungsbeiwerte stets bei einer Verschiebung an der Unterseite der Probekörper von 1,0 mm angegeben, da sich die Probekörper in diesem Zustand bereits vom Zustand des Haftens gelöst und zu gleiten begonnen haben. Dieser Wert der Längsverschiebung wurde für die Angabe der Reibungsbeiwerte gewählt, da die Fugenbewegung in den Querscheinfugen einer Betonfahrbahn in der Regel mit 1,0 mm (siehe hierzu Kapitel 6.3) angegeben wird. Des Weiteren wurden die in der Literatur genannten Reibungsbeiwerte meist auch bei Verschiebungen dieser Größenordnung angegeben. Zusätzlich wurde noch der jeweilige Reibungsbeiwert bei 6,0 mm angegeben.

Tabelle 7.8: Reibungsbeiwerte einer Betonfahrbahn auf unterschiedlichen Unterlagen

Unterlage	Erstverschiebung	Mehrfache Verschiebung	
	max. Reibungsbeiwert	Reibungsbeiwert bei Verschiebeweg	
		1,0 [mm]	6,0 [mm]
FSS	-	2,74	3,87
HGT	49	1,44	8,06
HGT(starker Verbund)	143	-	-
ATS (Neubau)	84	2,05	2,41
ATS (1 Jahr Liegedauer)	45		

7.5.3 Vergleich der Ergebnisse mit den Literaturwerten

Untersuchungen von EISENMANN ergaben für die erstmalige Bewegung einer Betonfahrbahn einen Reibungsbeiwert von 1,6 bis 2,0 und für eine wiederholte kleine Bewegung einen Wert von 0,8 bis 1,0. [9]

Ein Vergleich der bisherigen Literaturangaben aus Tabelle 7.7 mit den Versuchsergebnissen aus Tabelle 7.8 zeigt, dass die neu ermittelten Reibungsbeiwerte die bisher bekannten Werte nur zu einem kleinen Teil bestätigen. Die meisten der neu ermittelten Beiwerte sind größer als die alt bekannten Werte. Dies kann an veränderten Festlegungen im Regelwerk, an Veränderungen der Baustoffe und ihrer Zusammensetzung sowie an Veränderungen der Einbauqualität über die Jahrzehnte hinweg liegen.

Die Reibungsversuche haben für eine Betonfahrbahn bei wiederholten Verschiebungen auf HGT Reibungsbeiwerte von 1,44 bzw. 1,6 aus der Regressionskurve bei einem Verschiebeweg von 1,0 mm ergeben. Eine Betonfahrbahn im Verbund zur HGT hat auf Frostschutzschicht einen Reibungsbeiwert von 2,74 bei einem Verschiebeweg von 1,0 mm. Bei Versuchen an einer Betonfahrbahn auf neuer Asphalttragschicht wurden Reibungsbeiwerte von 2,05 bei einem Verschiebeweg von 1,0 mm bei wiederholten Verschiebungen ermittelt.

Größere Reibungsbeiwerte wirken sich günstiger auf das Verhalten der Betonfahrbahn aus. Die Endbereichslänge und die Verschiebung am Ende der Betonfahrbahn verkleinern sich dadurch. An den Enden der Entspannungsbereiche treten aufgrund der hohen Längsdruckkräfte in der Betondecke trotzdem Längsverschiebungen auf.

Die Versuche haben auch gezeigt, dass der Verbund zwischen hydraulisch gebundener Tragschicht (HGT) und Betonfahrbahnplatte nach einer Liegedauer von zwei Jahrzehnten und mehr, entgegen der bisherigen Annahmen (siehe hierzu Kapitel 7.7.1), an allen Versuchsstellen in Plattenmitte vorhanden war.

7.6 Abscherversuche an Bohrkernen

Zur genaueren Bestimmung des Verbundes zwischen Betonfahrbahndecke und HGT wurden Bohrkern an Streckenabschnitten zweier Autobahnen im Bereich des ersten und zweiten Fahrstreifens entnommen und mittels unten beschriebener Versuchsanordnung beprobt.

7.6.1 Versuchsaufbau und Durchführung

An Bohrkernen mit Durchmesser 150 mm wurden statische Abscherversuche in Anlehnung an LEUTNER [78] bzw. die TP Asphalt-StB Teil 80 [79] mit einer am Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München modifizierten Prüfvorrichtung durchgeführt. Der Bohrkern wird dabei in der Prüfvorrichtung im Bereich des Betons fest verspannt. Die HGT wird bei der Versuchsdurchführung genau an der Schichtgrenze senkrecht bis zum Abschere vom Beton belastet und die maximale Bruchlast ermittelt. Bild 7.19 zeigt den schematischen Versuchsaufbau mit eingebautem Bohrkern.

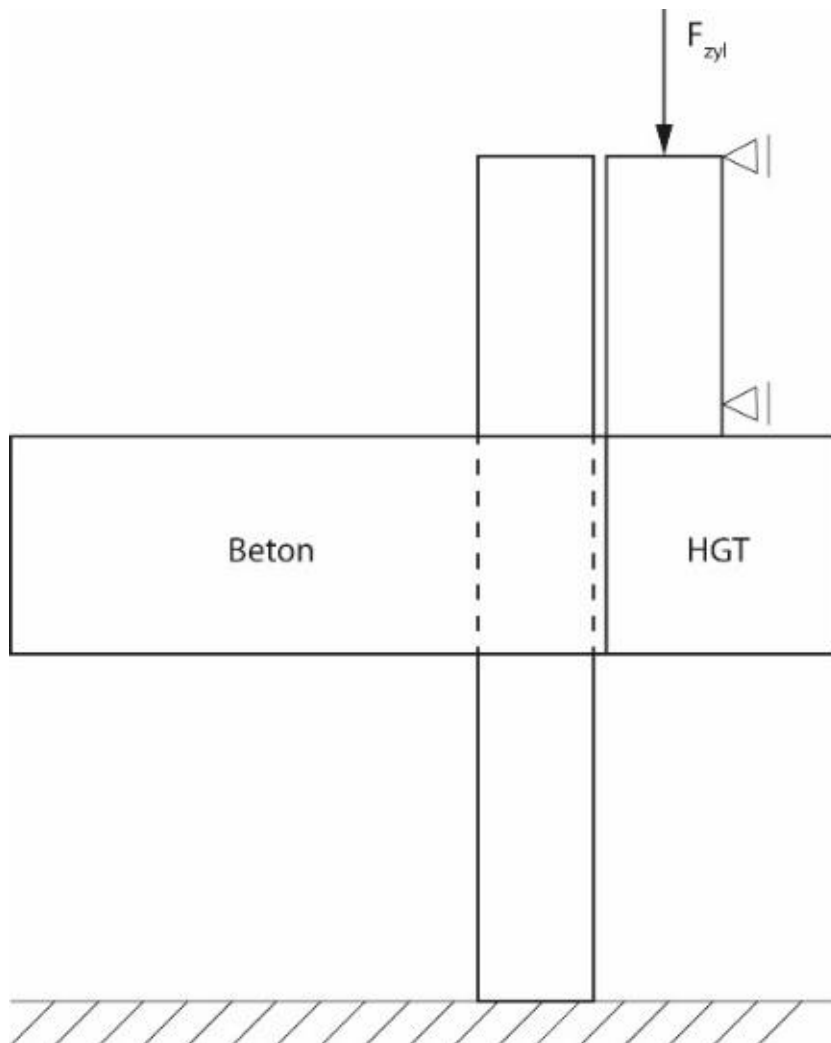


Bild 7.19: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus des statischen Abscherversuchs

7.6.2 Ergebnisse der Untersuchungen

Aus dem ersten Streckenabschnitt wurden Bohrkerns jeweils in der Mitte der Betonplatten sowohl am linken Fahrbahnrand des zweiten Fahrstreifens als auch in der Mitte des zweiten Fahrstreifens einer Richtungsfahrbahn des zweistreifigen Fahrbahnquerschnitts entnommen. Die Dicke der Betondecke betrug 26 cm.

Die Abscherversuche an den Bohrkernen dieses Streckenabschnitts ergaben zum Zeitpunkt des Abscherens der HGT vom Beton eine mittlere Bruchlast von 65,2 kN. Bild 7.20 zeigt die Bruchlasten der einzelnen Bohrkerns in Bezug zur Lage der Bohrkerns im Fahrbahnquerschnitt.

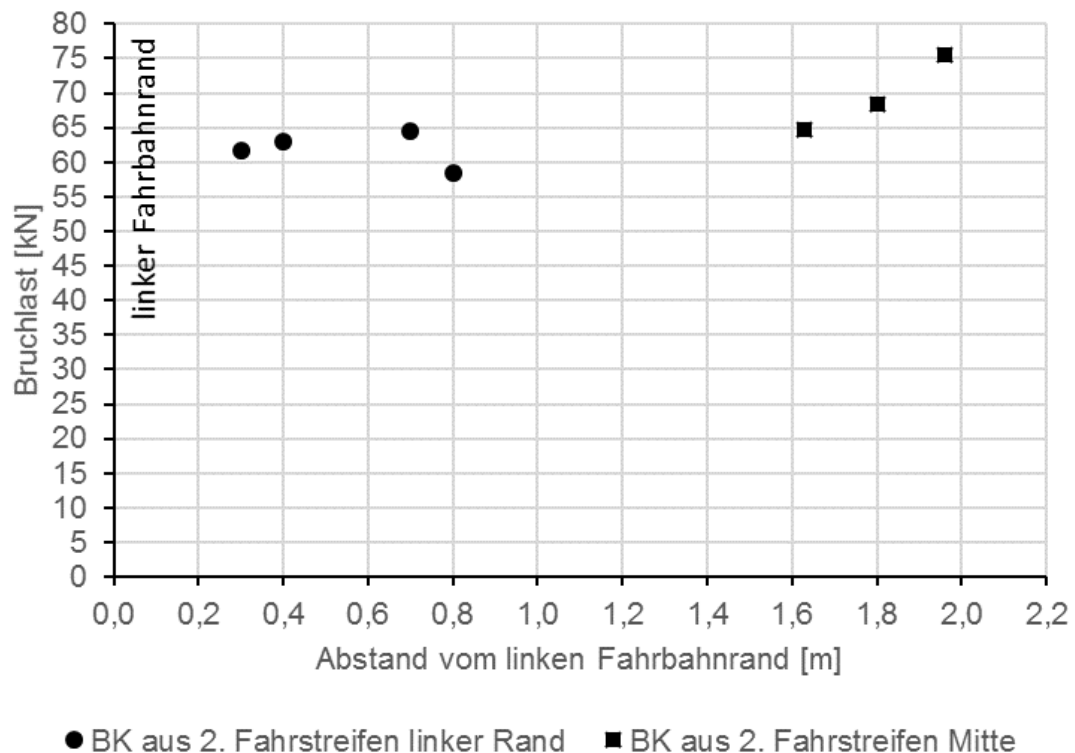


Bild 7.20: Analyse der Bruchlasten in Bezug zur Lage der Bohrkern im Fahrbahnquerschnitt

Es zeigt sich, dass die Bruchlast mit zunehmendem Abstand vom Fahrbahnrand zunimmt. Durch eine gehäufte Überrollung des randnahen Bereichs durch Fahrzeuge ist dort der Verbund zwischen Beton und HGT schwächer als in der Fahrstreifenmitte.

Die Bohrkern des zweiten Streckenabschnitts wurden im Bereich einer Messstelle der Verschiebeversuche aus dem ersten und zweiten Fahrstreifen einer Richtungsfahrbahn des zweistreifigen Fahrbahnquerschnitts entnommen. Die Betonfahrbahn hatte in diesem Bereich eine Dicke von 22 cm.

Die Abscherversuche an den Bohrkernen dieses Streckenabschnitts ergaben eine mittlere Bruchlast von 47,5 kN. Die Bruchlasten sind in Bild 7.21 in Bezug zur Lage der Bohrkern im Fahrbahnquerschnitt aufgetragen.

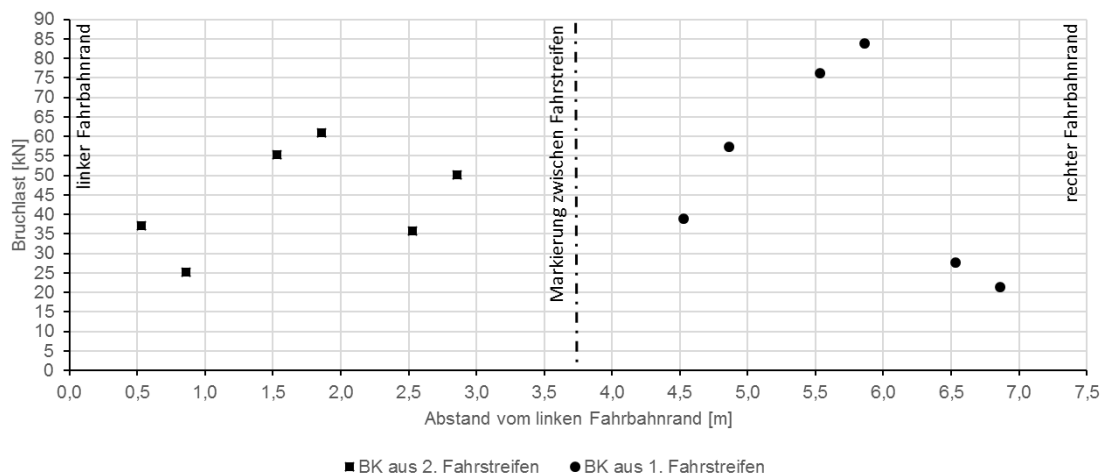


Bild 7.21: Analyse der Bruchlasten in Bezug zur Lage der Bohrkerne im Fahrbahnquerschnitt

Ein Vergleich der Lage der Bohrkerne im Fahrbahnquerschnitt mit den im Laborversuch ermittelten Bruchlasten zeigt, dass genau wie beim ersten Streckenabschnitt im Bereich der Rollspuren geringere Bruchlasten vorliegen. Der Verbund zwischen Beton und HGT ist in diesem Bereich geschwächt. Dies ist durch häufige Überrollung und durch Brems- und Beschleunigungsvorgänge hervorgerufene Schubkräfte in der Schichtgrenze zu begründen.

Aus der mittleren Bruchlast der oben dargestellten Versuche, die zum Abscheren der HGT führte, wurde die Scherspannung ermittelt, ab der sich der Verbund zwischen Beton und HGT löst. Es ergab sich eine Scherspannung von 0,76 MPa.

Zur Beschreibung des Verbundverhaltens zwischen Betondecke und HGT wurde jeweils aus der mittleren Bruchlast der Bohrkernuntersuchungen für die beiden untersuchten Streckenabschnitte ein theoretischer Reibungsbeiwert für die Erstverschiebung entsprechend der physikalischen Definition (siehe Formel (7.4)) berechnet. Für eine mittlere Bruchlast von 65,2 kN wurde ein theoretischer Wert von 712 und für eine mittlere Bruchlast von 47,5 kN ein theoretischer Wert von 519 ermittelt.

Aus den in Bild 7.21 dargestellten Ergebnissen der Bohrkernuntersuchungen in Plattenmitte und einer Auswertung weiterer, vereinzelt über die Betonplatte verteilter Bohrkerne wurde für eine halbe Betonfahrbahnplatte durch Interpolation zwischen den Einzelwerten der Abscherversuche die in Bild 7.22 dargestellte, räumliche Verteilung der Verbundverhältnisse in Abhängigkeit der maximal gemessenen Bruchlast von 84 kN der untersuchten Bohrkerne ermittelt. Die maximale Bruchlast von 84 kN wird für diese Betrachtung als 100 % Verbund der Betonplatte zur HGT angenommen. Der Bohrkern mit der maximalen Bruchlast wurde zwischen den Rollspuren, in Plattenmitte der benachbarten Betonplatte

entnommen (siehe Bild 7.21). Die Bohrkernentnahmen, in der Mitte der Betonplatten, für die Abscherversuche hatten die Beobachtungen während der Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts von Betonplatten auf HGT bestätigt, dass auch nach langer Liegedauer der Fahrbahn in Plattenmitte voller Verbund zwischen den Betonplatten und der HGT vorhanden ist. Wie die zuvor genannten Untersuchungen an den Bohrkernen gezeigt haben reduziert sich der Verbund zwar nach ≥ 20 Jahren Liegedauer auf etwa 70 bis 80 % an den Fahrbahnrändern und zwischen den Rollspuren (siehe Bild 7.22), ist aber noch vorhanden. Im Bereich der Rollspuren ist der Verbund reduziert.

Im Bereich der Querscheinfuge wurde, gemäß der Auswertung unter Kapitel 7.7.1 für eine Betondecke mit einer Liegedauer von ≥ 30 Jahren, von einer kompletten Verbundlösung ausgegangen.

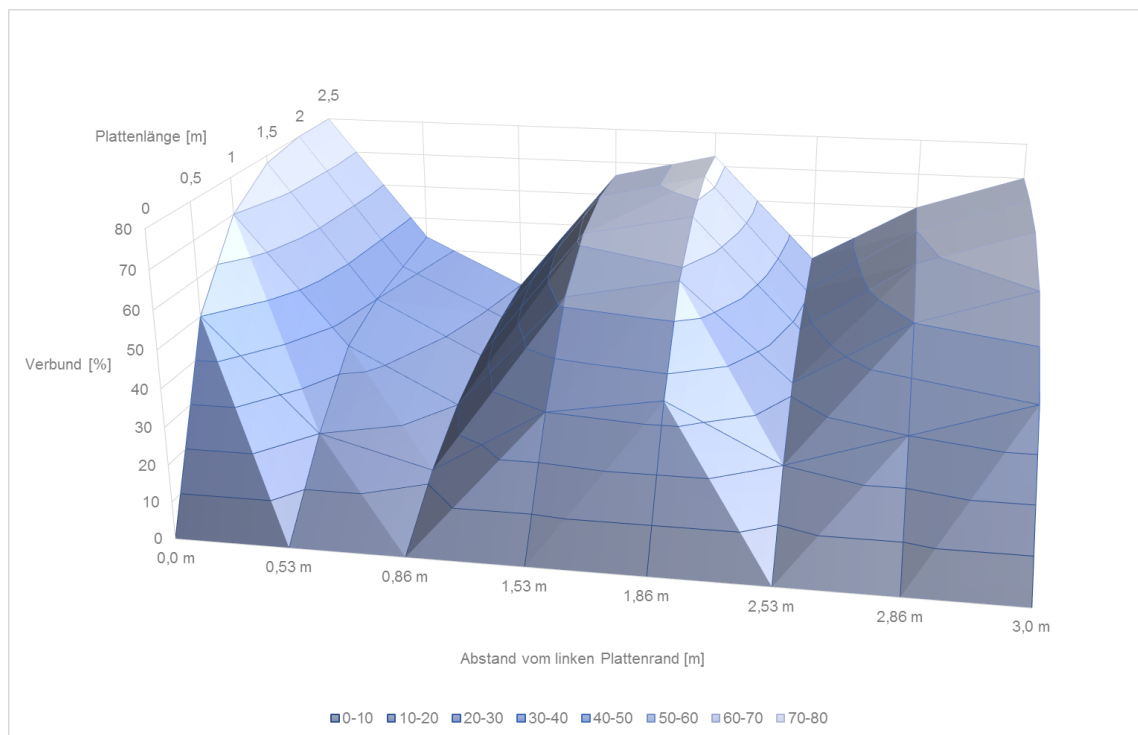


Bild 7.22: räumliche Verteilung der Verbundverhältnisse an einer halben Betonplatte

Durch eine vereinfachte numerische Integration über die räumliche Verteilung des Verbunds an der halben Betonfahrbahnplatte wurde ein Mittelwert für den Verbund zwischen Betondecke und HGT von 42 % berechnet.

7.7 Auswirkungen der Versuchsergebnisse

7.7.1 Bewegung der Einzelplatten

Im Zuge der Untersuchungen der Hitzeschäden auf Bayerischen Autobahnen wurden umfangreiche Bohrkernentnahmen [35], sowohl in der Mitte der Platten als auch an den Plattenrändern (Querscheinfugen), an Streckenabschnitten mit Liegedauern ≥ 20 Jahren durchgeführt. Die Auswertung dieser Bohrkernentnahmen hat ergeben, dass die Liegedauer einer Betonfahrbahn, die in Verbundbauweise auf HGT hergestellt wurde, einen Einfluss auf den Verbund zwischen Beton und HGT hat. Nach 20 Jahren Liegedauer war sowohl in Plattenmitte als auch am Plattenrand der Verbund noch zu 92 % vorhanden (siehe nachfolgende Bilder).

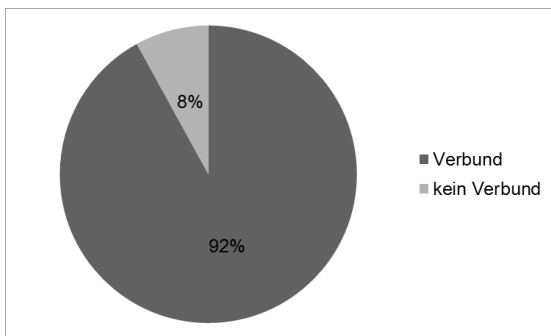


Bild 7.23: Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 Jahren Liegedauer auf HGT

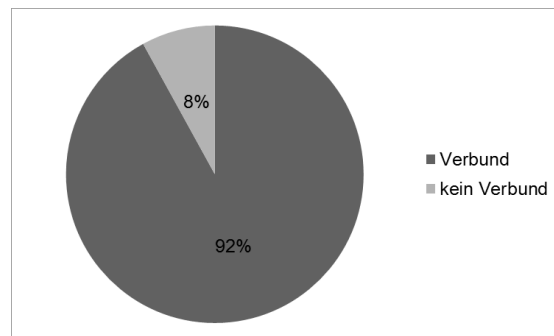


Bild 7.24: Verbundzustand am Plattenrand nach 20 Jahren Liegedauer auf HGT

Bei Strecken mit 20 bis 30 Jahren Liegedauer ist der Verbund in Plattenmitte noch zu 50 % vorhanden. An den Plattenrändern allerdings ist der Verbund bereits zu 91 % gelöst (siehe nachfolgende Bilder).

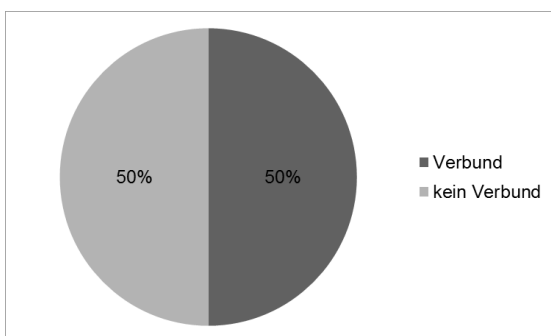


Bild 7.25: Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 bis 30 Jahren Liegedauer auf HGT

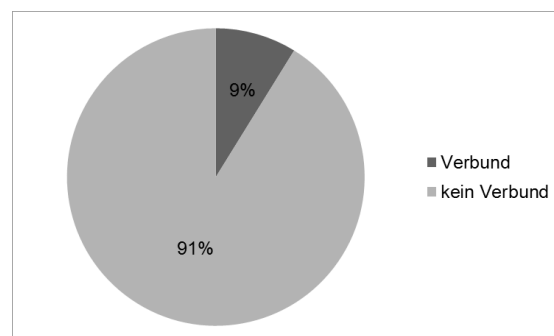


Bild 7.26: Verbundzustand am Plattenrand nach 20 bis 30 Jahren Liegedauer auf HGT

Nach mehr als 30 Jahren Liegedauer und somit Überschreitung der üblich angesetzten, rechnerischen Lebensdauer einer Betonfahrbahndecke, zeigt sich in Plattenmitte ein Rückgang des Verbundes zwischen HGT und Betondecke auf

34 %. Im Bereich der Plattenränder (Querscheinfugen) ist der Verbund fast komplett gelöst (siehe nachfolgende Bilder).

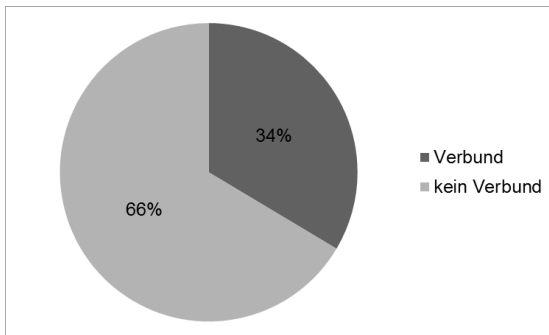


Bild 7.27: Verbundzustand in Plattenmitte nach über 30 Jahren Liegedauer auf HGT

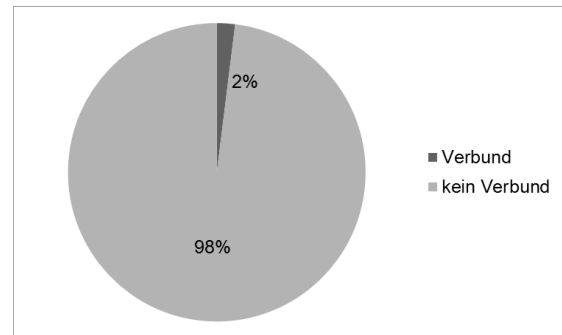


Bild 7.28: Verbundzustand am Plattenrand nach über 30 Jahren Liegedauer auf HGT

Eine untersuchte Strecke auf Asphalttragschicht (ATS) zeigte nach 20 Jahren Liegedauer in Plattenmitte und am Plattenrand noch einen Verbund von 89 %. Dies ist im Vergleich zu den auf HGT gebauten Strecken, bei welchen der Verbund zu 92 % vorhanden war, nur ein sehr geringer Unterschied (siehe nachfolgende Bilder).

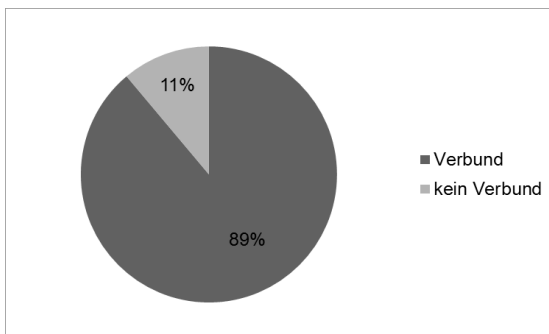


Bild 7.29: Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 Jahren Liegedauer auf ATS

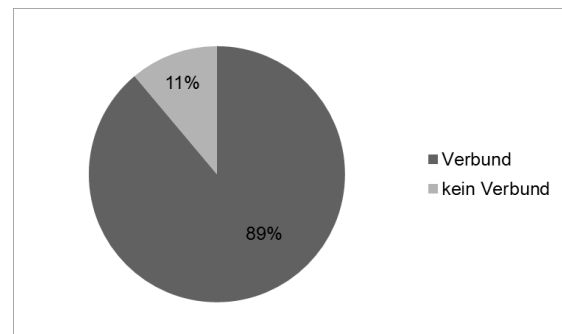


Bild 7.30: Verbundzustand am Plattenrand nach 20 Jahren Liegedauer auf ATS

Zusammenfassend zeigen die Bohrkernuntersuchungen, dass der Verbund zwischen Beton und HGT im Bereich der Querscheinfugen gelöst, aber in Plattenmitte je nach Alter der Fahrbahn in Teilen noch vorhanden ist. Solange die Betonplatten in Plattenmitte im Verbund zur HGT stehen, verschieben sich die Betonplatten zusammen mit der HGT auf der FSS. Somit wirken andere Reibungsbeiwerte, da sich die Verschiebungsebene und die Gewichtskraft der sich verschiebenden Fahrbahn, im Vergleich zum Gleiten auf einer HGT oder einer ATS, verändert haben. Dies hat Auswirkungen auf die Verschiebung am Fahrbahnende und die Länge des Endbereichs sowie die Spannungsentwicklung in der Fahrbahn.

Die Ergebnisse der in Kapitel 7.5 beschriebenen Versuche zur Bestimmung von Reibungsbeiwerten einer Betondecke auf unterschiedlichen Tragschichten, bei denen in der Mitte der Betonplatten stets voller Verbund zur HGT vorgefunden wurde, zeigen in Bezug auf den Verbundzustand eine Abweichung zu den vorstehend ausgewerteten Untersuchungen der umfangreichen Bohrkernentnahmen [35]. Möglicherweise wurde bei der Entnahme der Bohrkern die HGT während des Bohrens von der Betondecke abgeschert und somit vermeintlich eine Verbundlösung dokumentiert.

7.7.2 Bewegung der Endbereiche

Es wurden theoretische Berechnungen mit den Gleichungen aus Kapitel 7.4 zur Länge des Endbereichs $\frac{L_{Reib}}{2}$, der Verschiebung Δ_N am freien Ende der Fahrbahn und der maximalen Längsdruckspannung $\max \sigma_{Reib}$ einer Betonfahrbahn, jeweils mit den nachfolgend in Tabelle 7.9 genannten Materialkennwerten, durchgeführt.

Tabelle 7.9: Materialkennwerte für theoretische Berechnungen [9, 25, 33–35, 37, 38, 80]

Materialkennwerte für Berechnung mit:	Dichte [kg/m ³]	E-Modul [MPa]	Temperaturdehnzahl [1/K]	Reibungsbeiwert [-]
min. Kennwerte	2.400	30.000	0,8*10 ⁻⁵	1,60
durchschnittliche Kennwerte	2.400	33.000	1,0*10 ⁻⁵	1,20
max. Kennwerte	2.400	44.200	1,3*10 ⁻⁵	0,80
Berechnung 2013	2.400	24.470	1,1*10 ⁻⁵	1,00
MW Messungen, gelöster Verbund auf HGT	2.400	40.000	1,0*10 ⁻⁵	1,44
MW Messungen, Verbund zur HGT auf FSS	2.400	40.000	1,0*10 ⁻⁵	2,74

In der obenstehenden Tabelle wurden Kennwerte für die theoretischen Berechnungen zusammengestellt. Dabei wurden sowohl minimale, durchschnittliche und maximale Kennwerte aus der Literatur sowie Ergebnisse der Baustoffuntersuchungen der Betonfahrbahnen mit Hitzeschäden und Ergebnisse eigener Untersuchungen herangezogen, um sowohl die günstigsten, wie auch ungünstigsten Kombinationen von Baustoffkennwerten und die in situ vorliegenden Verhältnisse zu berücksichtigen und auszuwerten. So wurde beispielsweise für die theoretischen Berechnungen mit den Mittelwerten (MW) der in situ vorgefunde-

nen Kennwerte, der E-Modul von 44.200 [MPa] auf 40.000 [MPa] gemäß den Ausführungen in Kapitel 6.2 reduziert, um eine Relaxation des Betons zu berücksichtigen. Die Nullspannungstemperatur T_0 wurde auf 10 °C festgelegt, um eine im Herbst bei kühlen Temperaturen betonierte Betonfahrbahn abzubilden. Für die wirksame Temperaturdifferenz ΔT , die sich aus der mittleren Betonplattentemperatur und der Nullspannungstemperatur ergibt, wurden 30 K festgelegt (siehe hierzu Kapitel 3.2.3 und 3.3)

Die Länge des Endbereichs einer Betonfahrbahn („Atmungslänge“) wird maßgeblich durch den vorherrschenden und in theoretischen Berechnungen als konstant anzusetzenden Reibungsbeiwert beeinflusst, der wiederum von der jeweiligen Normal-/Gewichtskraft des Systems abhängig ist.

Bei vorhandenem Verbund zwischen Beton und HGT, aber auch wenn der Verbund zwischen Beton und HGT nur noch in Plattenmitte vorhanden ist, verschiebt sich bei Erwärmung der Fahrbahn der gesamte hydraulisch gebundene Aufbau auf der FSS. Dies bedeutet, dass bei der Berechnung der Endbereichslänge und der Verschiebung am Ende der Fahrbahn veränderte Reibungsbeiwerte, aufgrund der Beschaffenheit der Unterlage und der erhöhten Gewichtskraft im Vergleich zur Variante mit gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT, angesetzt werden müssen.

Die Ergebnisse der theoretischen Berechnungen sind in den folgenden Diagrammen (Bild 7.31 bis Bild 7.33) vergleichend dargestellt.

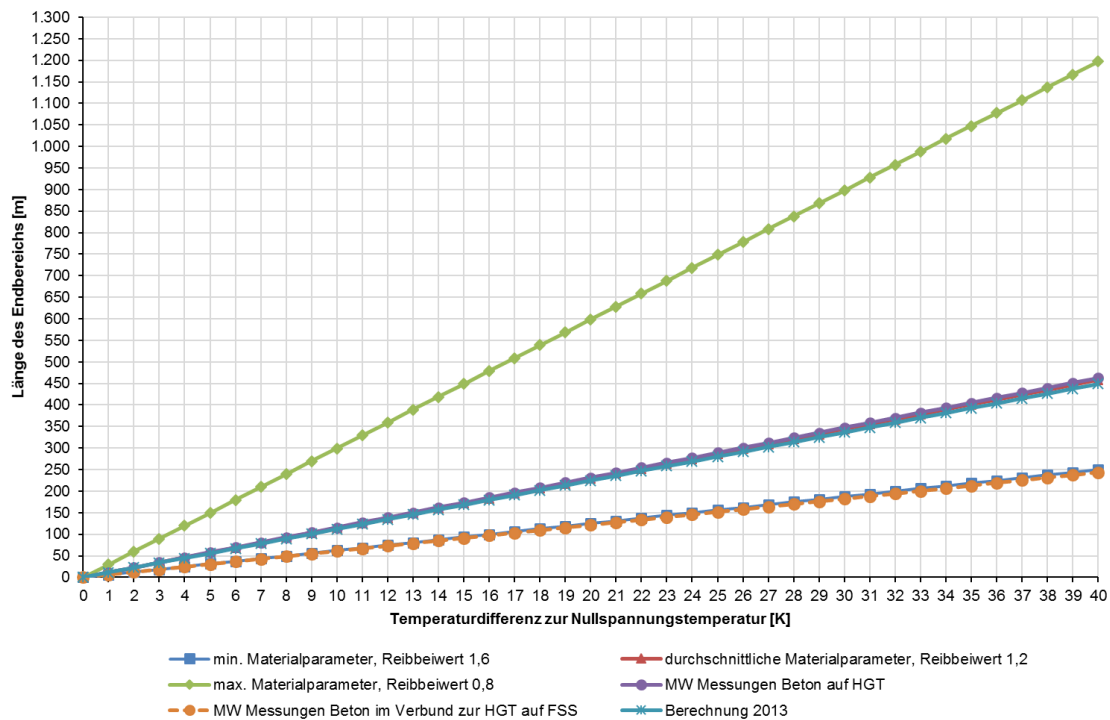


Bild 7.31: Länge des Endbereichs in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur

Bei gelöstem Verbund zwischen Betonfahrbahndecke und HGT ergeben maximale Materialkennwerte in Kombination mit einem geringen Reibungsbeiwert von 0,8 für eine Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur von 30 K mit 898 m eine ca. 4,8-fach größere Endbereichslänge wie minimale Materialkennwerte mit einem hohen Reibungsbeiwert von 1,6. Die berechnete Endbereichslänge mit minimalen Materialkennwerten beträgt 188 m.

Durchschnittliche Materialkennwerte ergeben mit 344 m in etwa die gleiche Länge des Endbereichs bei gelöstem Verbund zur HGT wie die Annahmen der Berechnung aus dem Jahr 2013 mit 337 m. Die Mittelwerte der in situ vorgefundenen Materialkennwerte in Kombination mit dem Ergebnis der eigenen Reibungsversuche aus Kapitel 7.5.2 (MW Messungen Beton auf HGT) ergeben eine Endbereichslänge von 347 m. Die Endbereichslänge der durchschnittlichen Materialkennwerte ist um 156 m länger als die Endbereichslänge bei Verwendung der minimalen Materialkennwerte.

Bei vorhandenem Verbund zwischen Betonfahrbahn und HGT (MW Messungen Beton im Verbund zur HGT auf FSS) ergeben sich aufgrund des höheren Reibungsbeiwerts zwischen dem gesamten gebundenen Oberbau und der Frostschuttschicht mit 183 m eine minimal geringere Endbereichslänge wie bei Annahme minimaler Materialkennwerte.

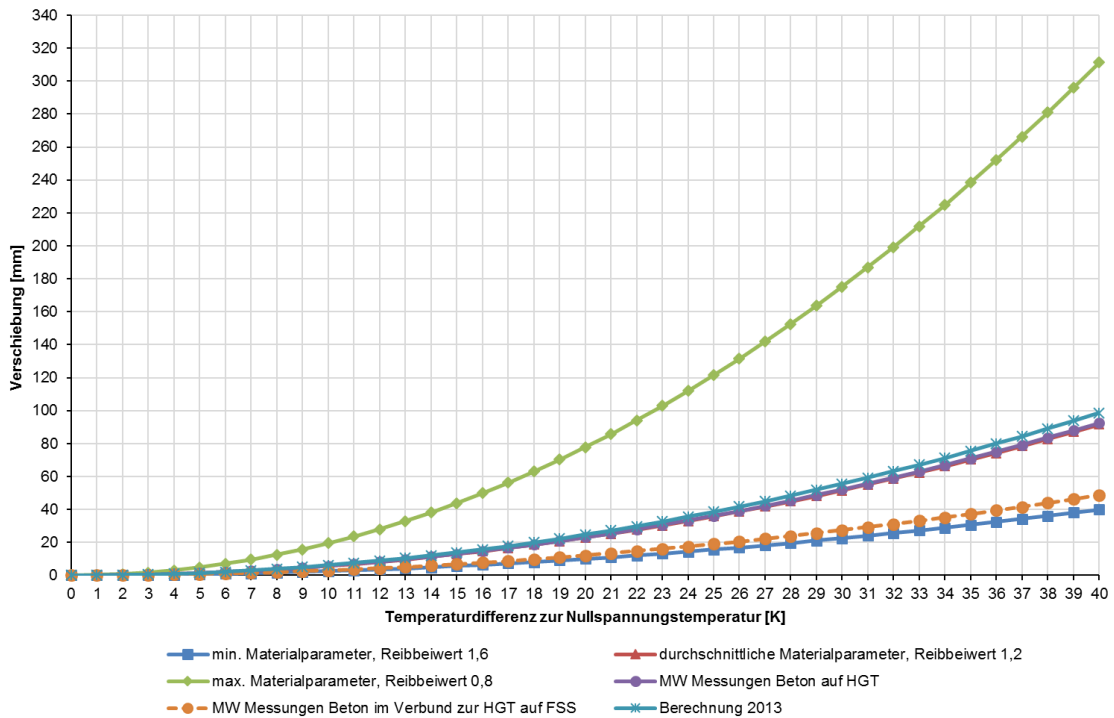


Bild 7.32: Größe der Verschiebung am Ende des Endbereichs in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur

Die theoretische Berechnung (Bild 7.32) ergibt bei gelöstem Verbund zwischen Betonfahrbahn und HGT, für maximale Materialkennwerte in Kombination mit einem geringen Reibungsbeiwert von 0,8 bei einer Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur von 30 K, eine Verschiebung von 175 mm am Ende der Betonplattenkette. Im Vergleich dazu ergeben die Berechnungen mit minimalen Materialkennwerten bei einem Reibungsbeiwert von 1,6 eine Verschiebung von 23 mm. Die Ergebnisse mit durchschnittlichen Materialkennwerten sowie die mit den Ergebnissen der in situ gemessenen Kennwerte (MW Messungen Beton auf HGT) ergeben eine Verschiebung von 52 mm. Der Wert der Berechnung mit den Parametern aus dem Jahr 2013 liegt mit 56 mm nur etwas darüber.

Die theoretische Verschiebung am Fahrbahnde bei vorhandenem Verbund zwischen Betonfahrbahn und HGT (MW Messungen Beton im Verbund zur HGT auf FSS) liegt mit 27 mm etwas über dem Ergebnis der Berechnung mit minimalen Materialkennwerten.

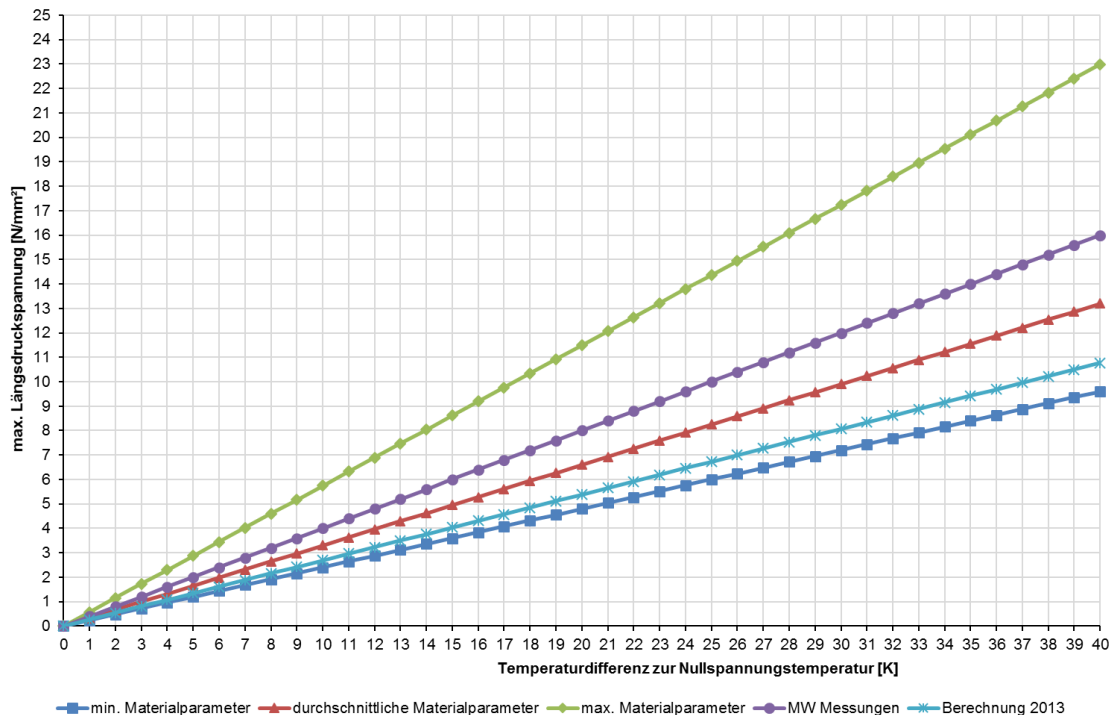


Bild 7.33: maximale Längsdruckspannung in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur

Die maximale Längsdruckspannung ist bei Systemen mit und ohne Verbund der Betonfahrbahn zur Tragschicht annähernd gleich, da sich die Dichten des Betons und der HGT ($\gamma \approx 2400 \text{ [kg/m}^3\text{]})$ nur geringfügig unterscheiden und die Schichtdicke der jeweiligen Schicht im betrachteten Systems nicht in die Berechnung eingeht (siehe Formel (7.6)).

Die Berechnungen der maximalen Längsdruckspannung bei einer Temperaturdifferenz von 30 K zur Nullspannungstemperatur ergibt für die Annahme der minimalen Materialparameter einen Wert von 7 MPa. Mit den Parametern aus dem Jahr 2013 liegt der Wert der Berechnung bei 8 MPa. Die Annahme durchschnittlicher Materialparameter ergibt einen Wert von 10 MPa. Die Ergebnisse der Berechnung mit den realen bzw. den maximalen Materialkennwerten liegen bei 12 MPa bzw. bei 17 MPa. Der Wert der maximalen Längsdruckspannung liegt mit den realen Materialkennwerten somit 4 MPa über dem Wert mit den Materialkennwerten aus dem Jahr 2013.

7.7.3 Wirksamkeit der Maßnahmen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen

Als Folge der im Jahr 2013 gehäuft aufgetretenen Hitzeschäden an alten Betonfahrbahnen mit großer Liegedauer wurden in Bayern größtenteils Asphaltentspannungstreifen sowie Raumfugen und Fertigteile mit integrierten Raumfu-

gen, zur Reduzierung hoher Längsdruckkräfte in der Fahrbahn bei hohen Temperaturen, in einem Abstand von 380 m in das Fahrbahnplattensystem eingebaut. Die Abstände der Entlastungstreifen wurden so gewählt, dass sich nur in der Mitte eines jeden Entspannungsabschnittes eine maximal mögliche Druckspannung aufbauen kann. Bild 7.34 veranschaulicht diese Situation in der Betonfahrbahn.

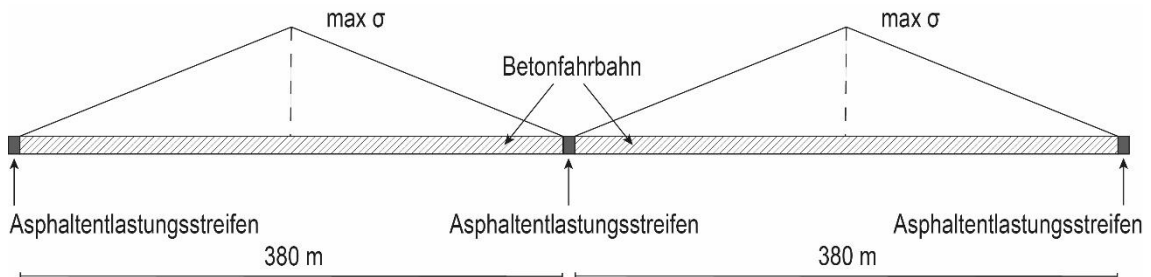


Bild 7.34: Festlegung der Abstände der Entlastungsschnitte mit Asphaltersatz in alten Betonfahrbahndecken (Liegedauer > 30 Jahre) aus dem Jahr 2013

Die Wirksamkeit der durchgeführten Maßnahme mit Asphaltstreifen zur Entspannung einer Betonfahrbahn bei hoher Temperatur soll im Folgenden auf Grundlage neuer, über die in den vergangenen Jahren gesammelten Erkenntnisse und theoretischer Betrachtungen beurteilt werden.

Beobachtungen vor Ort hatten gezeigt, dass der Asphaltstreifen durch hohe Längsdruckkräfte in der Betonfahrbahn, unter Ausbildung einer leichten Kuppe, komprimiert wurde und die Fahrbahn sich somit an den Enden in Richtung der Asphaltstreifen bewegt hat (siehe Bild 7.35).

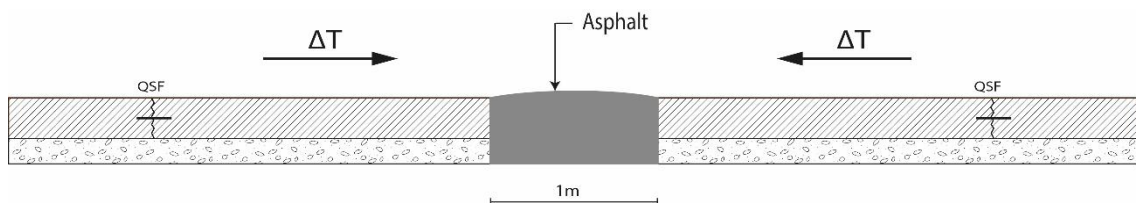


Bild 7.35: Betonfahrbahn erwärmt sich und verformt den Asphalt (Kuppenbildung)

Messungen an den Asphaltstreifen nach dem Abfräsen der Kuppen haben ergeben, dass diese eine Aufwölbung von 20 mm bis 30 mm (Stichmaß) in der Mitte ausbildeten (siehe Bild 7.36).



Bild 7.36: Stichmaßbestimmung am Asphaltstreifen mit Kuppenbildung [21]

Aus der Volumenänderung (Aufwölbung) des Asphaltstreifens (siehe Bild 7.37) lässt sich eine theoretische Längsausdehnung an einem Ende der Betonfahrbahn von 14 bis 21 mm errechnen.

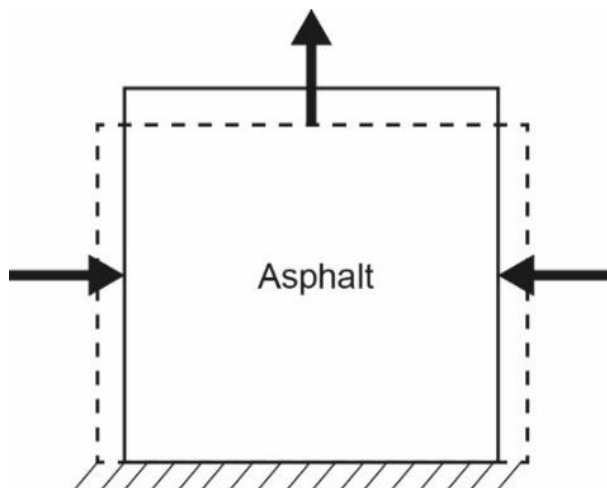


Bild 7.37: theoretische Volumenänderung des Asphalt

In den Regelwerken ist für eine schadensfrei aufzunehmende Stauchung von Asphaltfahrbahnen bei einer horizontalen Belastung kein Grenzwert definiert. Die ZTV ING [81] aus dem Jahr 2003 gibt jedoch für Asphaltübergangskonstruktionen bei Brücken eine schadensfrei aufzunehmende Bewegung von maximal 12,5 mm an. Die über die Volumenänderung theoretisch errechnete Längsausdehnung von 14 bis 21 mm je freiem Fahrbahnde liegt somit über der schadensfrei aufzunehmenden Bewegung des Asphalts.

Die Abstände zwischen den Asphaltentlastungsstreifen sollten so gewählt werden, dass sich maximal an einer Stelle in der Mitte des Entspannungsabschnitts eine maximale Längsdruckspannung in der Fahrbahn ausbilden kann. Ein grö-

ßerer Abstand zwischen den Entlastungsstreifen würde dazu führen, dass in der Mitte des Fahrbahnabschnitts ein Bereich mit maximaler Längsdruckspannung entsteht, in dem keine Bewegung der Fahrbahn und somit auch kein Abbau von Längsdruckkräften stattfindet. Die Fahrbahn würde hierbei in jedem Entspannungsabschnitt nur in ihren Endbereichen entspannt werden. Das Bild 7.38 zeigt die dadurch in der Fahrbahn entstehende Situation der Spannungen.

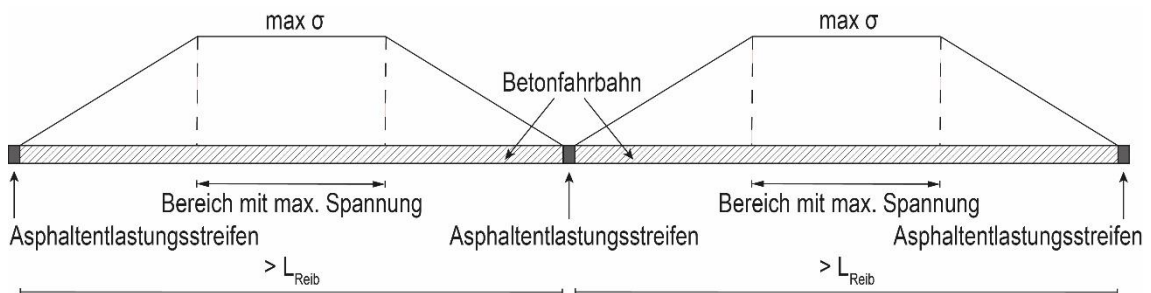


Bild 7.38: Situation in der Fahrbahn bei zu großem Abstand der Entspannungsbereiche

Die maximal möglichen Abstände zwischen den Asphaltentspannungsbereichen sind jeweils abhängig vom Verbund- und/oder Reibungszustand zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht.

Die theoretischen Berechnungen ergeben für eine Temperaturdifferenz von 30 K zur angenommenen Nullspannungstemperatur und für die in situ vorgefundenen Materialparameter im Ergebnis die in Bild 7.39 dargestellte Situation in der Betonfahrbahn mit Angabe der maximal möglichen Abstände der Entspannungsbereiche.

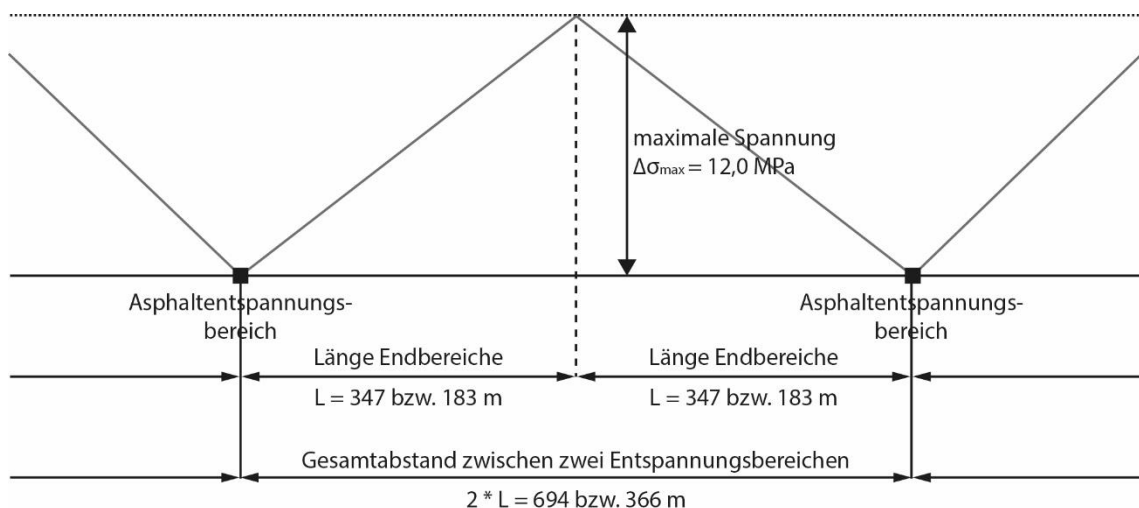


Bild 7.39: Ergebnis der theoretischen Berechnung zu maximalen Abständen der Entspannungsbereiche

Im Fall von gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT beträgt die theoretische Länge des Endbereichs 347 m. Bei vorhandenem Verbund errechnet sich

diese zu 183 m. Asphalt hat bei hohen Temperaturen aufgrund des geringen E-Moduls so gut wie keinen Widerstand gegen eine Längsverschiebung der Betonfahrbahn aufzubieten, somit kann von einem freien Fahrbahndecke der Betondecke am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen ausgegangen werden. In der Mitte zwischen zwei Asphaltentlastungsbereichen tritt bei Wahl der oben genannten maximal möglichen theoretischen Endbereichslängen eine maximale Längsdruckspannung von 12 MPa auf, die an den Enden der Fahrbahn komplett abgebaut wird.

Im Fall einer Betonfahrbahndecke mit Verbund zur Tragschicht wird nach Formel (7.6) die gleiche maximale Reibspannung erreicht wie bei einem System ohne Verbund, da die Querschnittshöhe der Fahrbahn nicht in die Berechnung eingeht. Bei einer temperaturbedingten Längsverschiebung ändert sich aber im Vergleich zu einem System ohne Verbund zur Tragschicht die Art der Unterlage, auf der die Verschiebung stattfindet, und die Größe der wirkenden Normalkraft. Somit ändert sich auch der Reibungsbeiwert zur Unterlage, der nach Tabelle 7.8 auf FSS bei 2,74 liegt. Das führt wiederum zu einem schnelleren Erreichen der maximalen Reibspannung, also einer im Vergleich kürzeren theoretischen Endbereichslänge.

Bei Annahme durchschnittlicher Materialparameter bzw. der Verwendung der realen, durch Laboruntersuchungen ermittelten, Materialkennwerte und einer Temperaturdifferenz von 30 K zur angenommenen Nullspannungstemperatur ergeben die maximalen Längsdruckspannungen einen Wert von 10 MPa bzw. 12 MPa. Zudem ergibt sich eine jeweilige Endfeldlänge von 344 m bzw. 347 m (bei gelöstem Verbund zur HGT) sowie 183 m (bei vorhandenem Verbund zur HGT) und eine Verschiebung am Ende der Fahrbahn von 5,2 cm bzw. 5,2 cm (bei gelöstem Verbund zur HGT) sowie 2,7 cm (bei vorhandenem Verbund zur HGT).

Ausgehend von den ursprünglichen Annahmen aus dem Jahr 2013, dass sich der Verbund zwischen Tragschicht und Betonfahrbahnplatte nach einer Liegedauer von zwei Jahrzehnten und mehr gelöst hat, was nach eigenen Untersuchungen an den Messstellen nicht im gesamten Streckennetz der Fall zu sein scheint (siehe Kapitel 7.7.1), wurden Abstände der Entspannungsbereiche von 380 m festgelegt. Dabei entsteht eine maximale Längsdruckspannung von 4,6 MPa in der Mitte des Entspannungsabschnitts und eine Längsverschiebung der freien Fahrbahnden von ca. 18 mm. Beobachtungen an Asphaltentlastungsstreifen zeigen Bewegungen der Betonfahrbahn in gleicher Größenordnung. Die theoretischen Berechnungen mit den in situ vorhandenen Materialparametern und den neu bestimmten Reibungsbeiwerten ergeben einen maximal möglichen Abstand der Entlastungsbereiche von 694 m. Im Vergleich dazu liegen die tatsächlich ausgeführten 380 m bei gelöstem Verbund zwischen Beton

und HGT auf der sicheren Seite. Bei vorhandenem Verbund ergeben die theoretischen Berechnungen einen maximalen Abstand von 366 m. Folglich kann in der Fahrbahn die in Bild 7.38 gezeigte Situation entstehen, wobei in der Mitte des Entspannungsabschnitts ein „kurzer“ Bereich von etwa drei Plattenlängen mit maximaler Längsdruckspannung von 12 MPa auftritt. Eine im Lauf der Zeit fortschreitende Verbundlösung der HGT, die von den Endplatten ausgeht, wird die Endbereichslänge verlängern, wodurch der Bereich mit maximaler Spannung in der Mitte des Abschnitts reduziert wird.

Die Asphaltentlastungstreifen bilden durch die Längsbewegung der Betonfahrbahn bei hohen Temperaturen, bedingt durch die Schaffung neuer Endfelder im Fahrbahndeckensystem, und dem aus den Längsbewegungen resultierenden Zusammendrücken der Asphaltstreifen oberflächlich Kuppen aus, die von Zeit zu Zeit wegen des negativen Fahrkomforts und der entstehenden dynamischen Zusatzbelastung der Plattenenden abgefräst wurden. Meist traten in den darauffolgenden Jahren im Sommer mit heißen Temperaturen ($\geq 30\text{ °C}$) erneute Kuppenbildungen an den Asphaltentlastungstreifen auf. Dies deutet darauf hin, dass in den Fahrbahnen bei hohen Temperaturen weiterhin hohe Druckkräfte vorhanden sind und der komplette Spannungsabbau am Ende der neu geschaffenen Fahrbahnabschnitte noch nicht endgültig erfolgt ist.

7.7.4 Bildung von Hohllagen

Die Erwärmung der Fahrbahn bewirkt eine Längsverschiebung der Betonplatten, die am Ende der Fahrbahn oder des entspannten Fahrbahnabschnitts, also z.B. am Übergang zum Asphaltentlastungstreifen, am Größten ausgebildet ist. Aufgrund der Verschiebung der Betonplatten auf der Unterlage ergeben sich veränderte Auflagerbedingungen/Bettungen der Betonfahrbahn im Endbereich, da die Fahrbahn nun nicht mehr gleichmäßig, flächig gelagert ist. [9]

Im Extremfall können sogar, verbunden mit Erosionserscheinungen an der Unterlage, z.B. durch in den Oberbau eingedrungenes Wasser (Pumpeffekt), Hohllagen entstehen. Bild 7.40 stellt die durch Längsverschiebung der Fahrbahn verursachte Hohllagenbildung beispielhaft an einer Betonplatte dar.

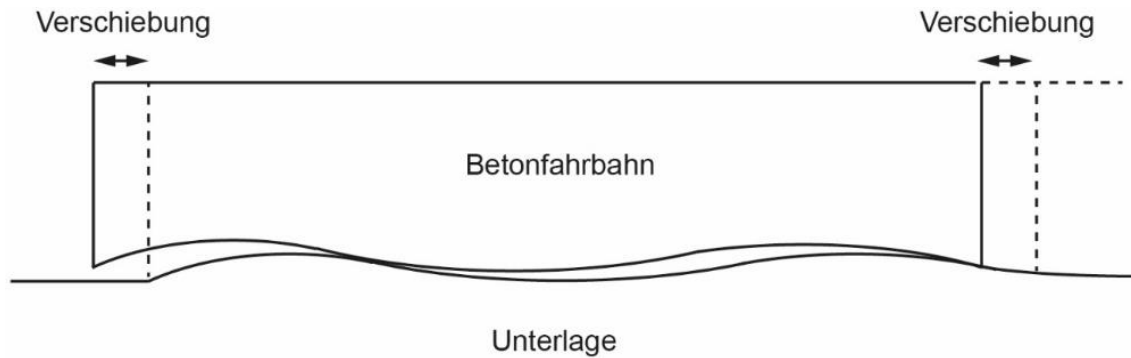


Bild 7.40: beispielhafte Darstellung von Hohlagenbildung an einer Betonplatte durch Längsverschiebung der Fahrbahn

In der Folge resultieren veränderte Beanspruchungen der Betonplatten, vor allem durch die Einwirkung der Verkehrslasten. Aufgrund einer fehlenden Auflagerung kann sich die Betonplatte beispielsweise stärker einsenken wodurch die Belastung auf Biegung an der Unterseite der Platte ansteigt. Durch die ungleichmäßige Auflagerung der Betonplatten kommt es auch zu einer erhöhten Beanspruchung der Tragschicht.

Erfahrungen aus der Praxis zeigen eine deutliche Rissbildung in den Betonplatten vor und nach den Entspannungsbereichen. Dieses Schadensbild ist durch die ungleichmäßige Auflagerung der Betonplatten und/oder die fehlende Querkraftübertragung in der Fuge am Übergang zum Entspannungsbereich zu begründen.

8 Simulationen zu nachträglich erzeugten Endbereichen in Betonfahrbahnen

8.1 Allgemeines

Nach erfolgreicher Durchführung der Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts sowie Beobachtungen und theoretischen Berechnungen zum Verhalten von Betonfahrbahndecken im Übergangsbereich zum Asphaltentlastungsstreifen sollten diese Ergebnisse noch durch Simulationen mit der Methode der finiten Elemente erweitert und vertieft werden, um genauere Aufschlüsse über die durch einwirkende Längsdruckkräfte entstehende Spannungsverteilung in der Endplatte am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen sowie den Verschiebungen am Ende eines nachträglich erzeugten Endbereichs zu erhalten.

Die Simulationen mit der Methode der finiten Elemente zum Verhalten des Endbereichs einer Betonfahrbahn bei hohen sommerlichen Temperaturen wurden mit der Software ANSYS Workbench in der Version 18.1 durchgeführt.

8.2 Modellbildung

Zur Betrachtung der Spannungen in der letzten Betonfahrbahnplatte vor einem Asphaltentlastungsbereich wurden zwei FE-Modelle erstellt, die sich durch Verbund oder gelösten Verbund zwischen Betondecke und HGT unterscheiden.

Die Geometrie der Modelle (siehe Bild 8.1) simuliert jeweils die letzten 9 m einer Betonfahrbahn auf HGT vor einem Asphaltentlastungsstreifen und entspricht der Ausführungsvariante mit einer durch den Asphaltstreifen unterbrochenen HGT (Fall 2) aus Kapitel 4.4 der Asphaltentlastungsbereiche. Die Modelle haben eine Gesamtlänge von 19 m sowie eine Breite von 2 m und bestehen aus zweischichtigen Betonplatten. Die Betonplatten unterteilen sich in eine Oberbetonschicht (Dicke $h_{OB} = 60$ mm) und eine Unterbetonschicht (Dicke $h_{UB} = 160$ mm). Der Beton liegt auf einer HGT (Dicke $h_{HGT} = 150$ mm) auf, die wiederum auf einer elastischen Bettung aufgelagert ist. Die mittlere Betonplatte des betrachteten Fahrbahnabschnitts ist realitätsgetreu in der Mitte auf einer Länge von 1,0 m bis auf Unterkante der HGT durch einen einschichtigen Asphaltstreifen (Dicke $h_{ATS} = 370$ mm) ersetzt worden. Die beiden an den Asphalt angrenzenden 2,0 m langen Betonplattenteile bilden die dabei neu entstandenen Endplatten der Fahrbahn, welche mittels der Simulationen genauer untersucht werden sollten. An die beiden äußeren Betonplatten (Länge = 5,0 m) grenzen jeweils 2,0 m lange Betonplatte an, um die in der Realität angrenzende Betonplattenreihe zu simulieren.

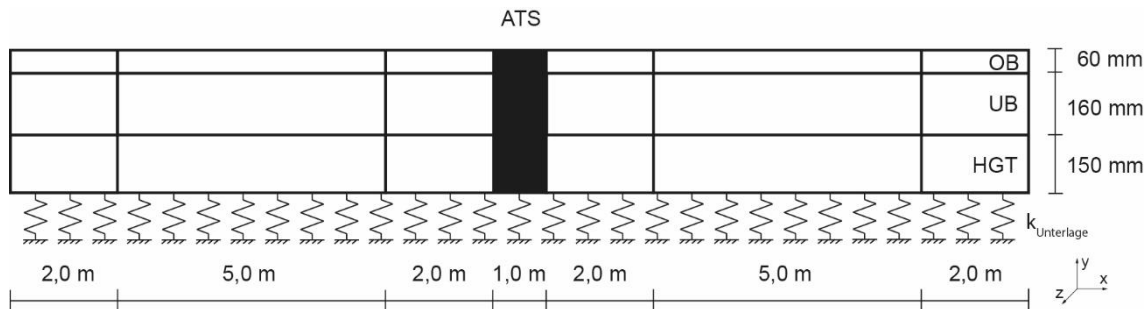


Bild 8.1: Modellgeometrie mit ATS-Streifen für FEM-Simulationen

In den Querschnittsfugen der Betonfahrbahn wurden benachbarte Knoten der einzelnen vernetzten Volumenkörper über entsprechende Kontaktelemente im Riss so miteinander gekoppelt, dass eine Querkraftübertragung in vertikaler Richtung (y -Achse) stattfindet. Auf die Modellierung von Dübeln wurde im Bereich der Querschnittsfugen verzichtet. In den Querrissen der HGT wurde ebenfalls eine Querkraftübertragung durch Rissverzahnung realisiert. In horizontaler Richtung (x -Achse) werden in den Querschnittsfugen durch die gewählten Kontaktelemente nur Druckkräfte übertragen.

Die Frostschutzschicht wurde im Modell durch eine elastische Lagerung ersetzt, somit liegt die HGT direkt auf dieser auf. Die elastische Lagerung ($k_{\text{Unterlage}}$) und die Kontaktdefinitionen in den Querschnittsfugen und Querrissen wurden an den Modellen in Voruntersuchungen mittels Spannungsbetrachtungen und Vergleichsberechnungen mit der Plattentheorie nach den von EISENMANN [9] verbesserten Formeln von WESTERGAARD [82] kalibriert.

Im Bereich der mit dem Asphalt in Verbindung stehenden, geschnittenen Betonfläche wurde nur ein sehr geringer, reibungsbehafteter Kontakt definiert, da beim Einbau der Asphaltentspannungsbereiche keine verbundherstellenden Stoffe oder Maßnahmen an den Betonflanken zum Einsatz kamen.

Die in Längsrichtung (x -Achse) seitlich liegenden Flächen des Modells werden über eine elastische Lagerung gehalten, die angrenzende Betonplatten simulieren.

Bei den Simulationsmodellen mit vollem Verbund zwischen Beton und HGT, welcher beim ursprünglichen Bau der zu untersuchenden Fahrbahnen aus der damaligen Zeit angestrebt wurde, wurde die Kontaktfläche der beiden Schichten verklebt, d.h. es können im Modell Kräfte in vertikaler (y -Achse) und horizontaler Richtung (x -Achse) in der Schichtgrenze übertragen werden. Die HGT wurde in horizontaler Richtung (x -Achse) jeweils an den Stirnflächen an beiden Enden im Modell über Federn gelagert. Den Federn wurden die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes auf Frostschutzschicht aus Kapitel 7.5.2 als Arbeitslinien für die Federkonstante k_{HGT} hinterlegt, um die

Möglichkeit einer Längsbewegung der Tragschicht auf der Unterlage zu ermöglichen (siehe Bild 8.2).

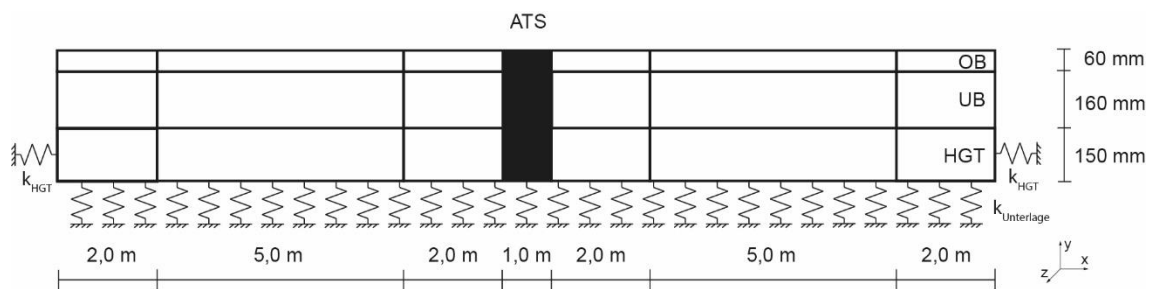


Bild 8.2: Modellgeometrie mit ATS-Streifen – Lagerung mit Verbund zwischen Beton und HGT

Bei den Modellen mit gelöstem Verbund zwischen Beton und Tragschicht wurde ein reibungsfreier Kontakt zwischen den Schichten definiert und der Beton in horizontaler Richtung (x-Achse) an den Enden des Modells über Federn gelagert. Zur Abbildung eines realen Längsverformungsverhaltens wurden den Federn ebenfalls die Ergebnisse der Versuche zur Bestimmung des Reibungsbeiwertes einer Betonfahrbahn auf HGT aus Kapitel 7.5.2 als Arbeitslinien für die Federkonstante k_{Beton} hinterlegt (siehe Bild 8.3). Der reibungsfreie Kontakt zwischen Beton und HGT lässt ein Abheben der Betonplatten zu.

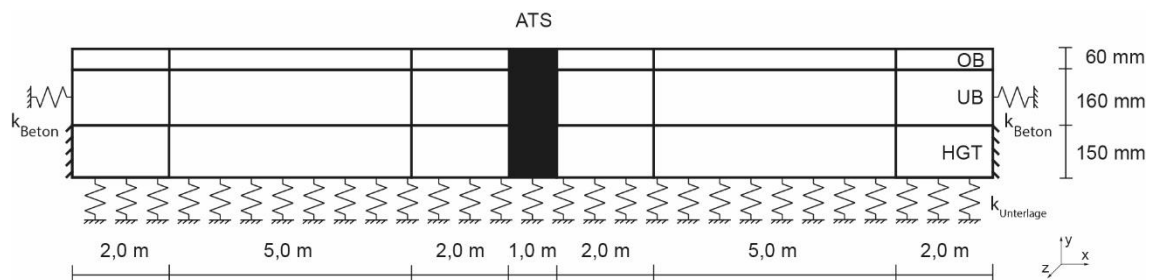


Bild 8.3: Modellgeometrie mit ATS-Streifen – Lagerung mit gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT

Des Weiteren wurden zur Betrachtung der Verschiebungen im nachträglich erzeugten Endbereich einer Betonfahrbahn zwei FE-Modelle erstellt, die sich in der Art der Tragschicht unterscheiden. Die Geometrie dieser beiden Modelle (siehe Bild 8.4) stellt die halbe theoretische Endfeldlänge einer Betonfahrbahn auf HGT mit gelöstem Verbund zur Betonfahrbahn dar. Das Modell besteht aus zweischichtigen Betonplatten mit einer Gesamtlänge von 360 m sowie einer Breite von 2 m. Die Gesamtlänge der Modellgeometrie wurde um 13 m länger (etwa drei Plattenlängen) ausgeführt als die theoretischen Berechnungen in Kapitel 7.7.2 mit 347 m ergaben, um einen eventuellen Einfluss der Festhaltung am rechten Rand der Geometrie auf die Berechnungsergebnisse zu vermeiden.

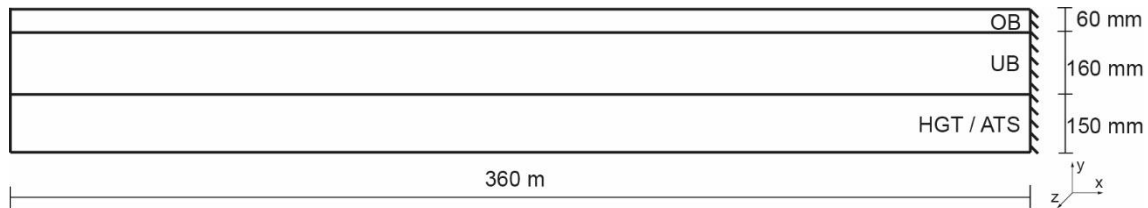


Bild 8.4: Modellgeometrie zur Betrachtung der Verschiebungen

Die Betonplatten unterteilen sich in eine Oberbetonschicht (Dicke $h_{OB} = 60$ mm) und eine Unterbetonschicht (Dicke $h_{UB} = 160$ mm). Die Betonschicht wurde alle 5 m durch Querscheinfugen in Einzelplatten, die mit einer Querkraftübertragung in den Fugen versehen wurden, unterteilt. Der Beton liegt auf einer HGT bzw. ATS (Dicke $h_{HGT/ATS} = 150$ mm). Um eine Längsbewegung der Betonfahrbahn auf der Tragschicht zu ermöglichen, wurde ein gelöster Verbund zwischen Betondecke und Tragschicht angenommen. Bei den Modellen wurde ein reibungsfreier Kontakt zwischen den sich berührenden beiden Schichtgrenzen der Betondecke und Tragschicht definiert. Die zwischen den Schichtgrenzen wirkende Reibung wurde über Federn an jeder Einzelplatte abgebildet. Den Federn wurden die Ergebnisse aus Kapitel 7.5.2 als Arbeitslinien hinterlegt. Die Modelle wurden an theoretischen Berechnungen mittels der Formeln aus Kapitel 7.4 kalibriert.

8.2.1 Materialkennwerte für die FEM-Simulationen

Den einzelnen Schichten des Oberbaus wurden Materialparameter gemäß den Ausführungen in Kapitel 5 zugewiesen. Tabelle 8.1 zeigt nochmals die für die jeweilige Schicht in den FEM-Simulationen hinterlegten Materialkennwerte.

Tabelle 8.1: Zusammenstellung der Materialkennwerte für die FEM-Simulationen

Materialkennwert	Asphalttrag-schicht (ATS)	Hydraulisch gebundene Tragschicht (HGT)	Oberbeton (OB)	Unterbeton (UB)
Dichte [kg/m^3]	2.350	2.300	2.400	2.350
E-Modul [MPa]	temperatur-abhängig	10.000	40.000	40.000
Querdehnzahl [-]	temperatur-abhängig	0,25	0,16	0,16
Temperaturdehnzahl [$1/\text{K}$]	temperatur-abhängig	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$
Druckfestigkeit [MPa]	temperatur-abhängig	35,6	90,0	90,0
Zugfestigkeit [MPa]	0,0	1,6	5,7	5,1

8.2.2 Einwirkende Temperaturlast

Die einzelnen Modelle wurden jeweils mit einer Temperaturlast beaufschlagt. Die den jeweiligen Ober- und Unterseiten der einzelnen Schichten zugewiesenen Temperaturen entstammen den in Kapitel 3.3 beschriebenen Messwerten in einer Betonfahrbahn mit der Dicke 220 mm an einem heißen Sommertag im Jahr 2015. Dieser Lastfall wurde gewählt, um einen realen, extremen Belastungsfall abbilden zu können.

Die Messung der Betontemperatur ergab an der Fahrbahnoberfläche einen Höchstwert von $T_{OK\text{ Beton}} = 51\text{ °C}$. Die Unterseite der Betonplatte hatte zu diesem Zeitpunkt eine Temperatur ($T_{UK\text{ Beton}}$) von 31 °C . Die Unterseite der HGT wurde mit $T_{UK\text{ HGT}} = 20\text{ °C}$ angenommen. Zum Zeitpunkt der Messung lag die maximale Lufttemperatur $T_{\max, \text{Luft } 20\text{cm}}$ bei 36 °C .

Für den Asphalt wurde bei eigenen Messungen unter vergleichbaren Umständen eine Spitzentemperatur an der Oberfläche der Asphaltdeckschicht von $T_{OK\text{ Asphalt}} = 55\text{ °C}$ ermittelt. Für die Temperatur an der Unterseite der Asphalttragschicht wurde auf Messungen an einer 250 mm dicken Asphaltfahrbahn [83] zurückgegriffen und die Werte in eine Tiefe von 370 mm extrapoliert. Dabei ergab sich eine Temperatur $T_{UK\text{ Asphalt}}$ von 26 °C . Eine Berechnung des dimensionierungsrelevanten Temperaturverlaufes in einem Asphaltoberbau nach RDO Asphalt [16], in Abhängigkeit der Oberflächentemperatur, ergab mit 36 °C an der Unterseite des Asphalts in einer Tiefe von 370 mm im Vergleich zur Temperatur der HGT einen zu hohen Temperaturwert. Die Temperaturberechnung mit der Herangehensweise nach RDO Asphalt wurde daher nicht weiterverfolgt. Da für eine HGT ebenfalls keine Temperaturdaten vorlagen, wurde für die Oberseite der HGT eine Temperatur von $T_{OK\text{ HGT}} = 31\text{ °C}$, gemäß $T_{UK\text{ Beton}}$ festgelegt. Die Temperatur an der Unterseite der HGT wurde durch Annahme eines Temperaturgradienten von $0,075\text{ [K/mm]}$ zu $T_{UK\text{ HGT}} = 20\text{ °C}$ berechnet. Zusätzlich wurde für die Betonplatten und die HGT eine Nullspannungstemperatur T_0 von 10 °C angenommen, was einer bei Temperaturen im Herbst hergestellten Betonfahrbahn entspricht. Die Betonplatten erfahren demnach auch bei der Simulationsrechnung gleichmäßige und gleichzeitig ungleichmäßige Temperaturbeanspruchungen.

Bild 8.5 gibt eine Übersicht über die in den FEM-Simulationen verwendeten Temperaturen der einzelnen Schichtgrenzen.

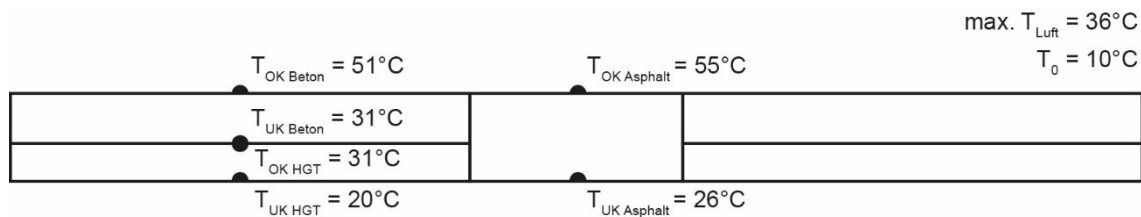


Bild 8.5: Übersicht über die in den FEM-Simulationen verwendeten Temperaturen

In der Simulation wird auf Grundlage dieser Eingaben ein Temperaturverlauf über den gesamten Querschnitt des Modells berechnet.

8.2.3 Einwirkende Längsdruckkräfte aus Temperaturbelastung

Wie bereits erwähnt hat die Geometrie der Modelle zur Spannungsbetrachtung eine Gesamtlänge von 19 m und bildet einen Asphaltentspannungsbereich mit beidseitiger Betonfahrbahn ab. Somit wurden jeweils nur die letzten 9 m der Betonfahrbahn vor einem Asphaltentspannungstreifen im Simulationsmodell umgesetzt. Um die verbleibende Endbereichslänge im Modell zu berücksichtigen, wurde die theoretische Längsdruckspannung 9 m vor dem Ende des Endbereichs der Betonfahrbahn, in Abhängigkeit der Verbundverhältnisse zur HGT, berechnet und an den Enden der Modellgeometrie als Längsdruckkräfte (F_{Hz}) auf die Querschnittsfläche des Betons aufgebracht.

Bild 8.6 stellt die Beziehung zwischen maximaler Spannung und den Abständen zum Fahrbahnde als Grundlage zur Berechnung der einwirkenden Längsdruckkräfte am Ende der Modellgeometrie dar.

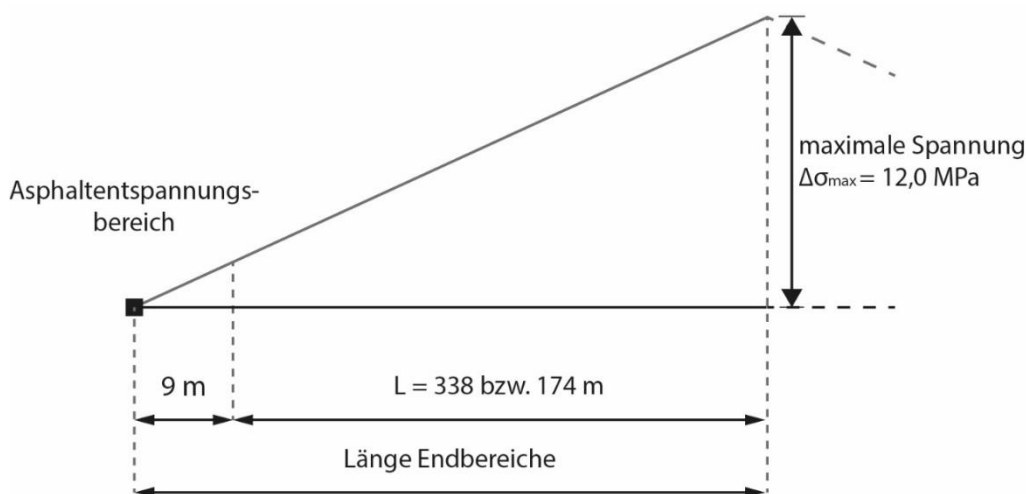


Bild 8.6: Grundlage zur Ermittlung der theoretischen Spannung am System als Einwirkung für die FEM-Simulationen

Am Modell mit vollem Verbund zur HGT ergaben sich Spannungen von 0,6 MPa, die als Längsdruckkraft (F_{Hz}) seitlich am Beton in Richtung Asphaltstreifen (x-Achse) auf die Geometrie einwirken. Bei den Modellen mit gelöstem Verbund zur HGT wurden Spannungen von 0,3 MPa ermittelt.

8.3 Modelle zur Spannungsbetrachtung

Um die Spannungsverteilung in der Endplatte eines nachträglich erzeugten Endbereichs und deren Auswirkung auf das Tragverhalten der Betonfahrbahn genauer untersuchen zu können, wurden Simulationen an Modellen mit Hilfe der Methode der finiten Elemente durchgeführt. Im Nachfolgenden wird der Aufbau und die Lagerung sowie die einwirkenden Kräfte der einzelnen Modelle mit Asphaltentlastungsstreifen für die durchgeführten Simulationen nochmals erklärt.

Bild 8.7 zeigt den schematischen Aufbau des Modells mit Asphaltentlastungsstreifen und Verbund zwischen Beton und HGT, die Lagerungen sowie die zusätzlich zur Temperaturbelastung (siehe Kapitel 8.2.2) aufgebrauchten Längsdruckkräfte in halbseitiger Darstellung.

Vergleichsbetrachtungen mit und ohne Verkehrslasten hatten bei den FEM-Simulationen gezeigt, dass der Einfluss der Verkehrslasten gegenüber den temperaturinduzierten Spannungen für die in dieser Arbeit durchgeführten Betrachtungen nicht maßgeblich ist. Daher wurde auf eine Verkehrslast im Rahmen der FEM-Simulationen verzichtet.

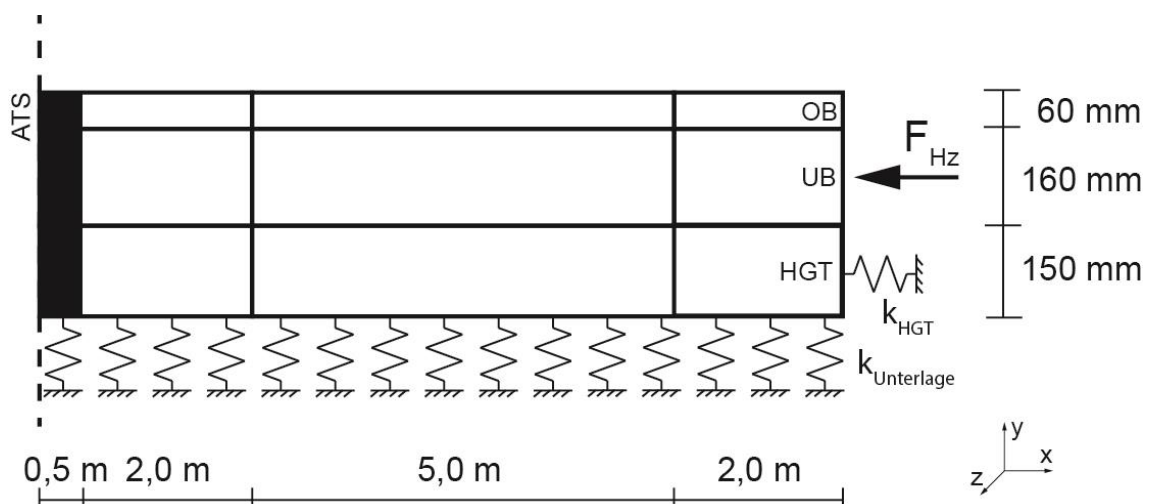


Bild 8.7: Finite-Elemente-Modell mit ATS-Streifen – Lagerung mit Verbund zwischen Beton und HGT (halbseitige Darstellung)

Wie bereits ausgeführt wird das Modell durch eine kalibrierte elastische Lagerung flächig gelagert. In Längsrichtung (x -Achse) wird die Geometrie durch Federn an den Enden der HGT gehalten. Die Steifigkeit der Federn wird in Abhängigkeit der Längsverschiebung durch hinterlegte Arbeitskurven gesteuert, die sich aus den Ergebnissen der Reibungsversuche aus Kapitel 7.5.2 ergaben.

Im Unterschied zum Modell mit Verbund wird beim Modell mit gelöstem Verbund zur HGT, die HGT an den Enden durch eine Festhaltung in allen drei Raumrichtungen fixiert. Die Betonfahrbahn wird in Längsrichtung (x -Achse) durch Federn an den Enden gehalten und kann sich somit auf der HGT verschieben. In Abhängigkeit der Längsverschiebung wird die Federsteifigkeit über hinterlegte Arbeitslinien definiert. Diese Kurven ergaben sich aus den Ergebnissen der Reibungsversuche aus Kapitel 7.5.2.

Der schematische Aufbau des Modells mit Asphaltentlastungsstreifen und gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT sowie die aufgebrachte Längsdruckkraft kann Bild 8.8 in halbseitiger Darstellung entnommen werden.

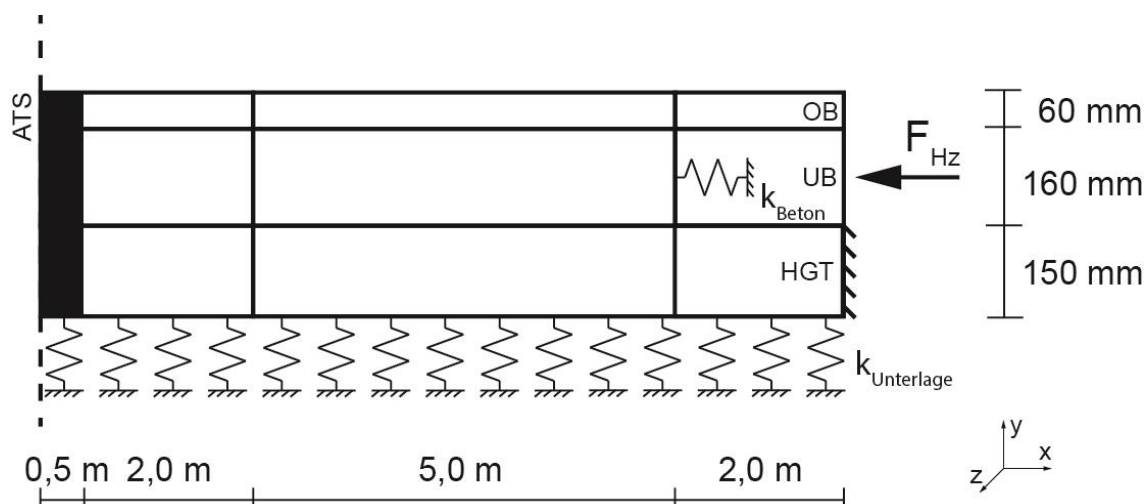


Bild 8.8: Finite-Elemente-Modell mit ATS-Streifen – Lagerung mit gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT (halbseitige Darstellung)

8.4 Modelle zur Verschiebungsbetrachtung

Neben der Spannungsverteilung ist auch die auftretende Verschiebung am Ende eines neu geschaffenen Endbereichs sowie die damit verbundene Endfeldlänge von Interesse. Da die Reibung einer Betonfahrbahn zu ihrer Unterlage sich nicht konstant einstellt, wie dies in der Theorie angenommen wird, sondern sich bis zum Erreichen eines „konstanten“ Grenzwerts in Abhängigkeit des Verschiebewegs ändert, wurden hierzu Simulationen mit der Methode der finiten

Elemente durchgeführt. Der Aufbau und die Lagerung der einzelnen Modelle zur Untersuchung der Verschiebungen werden nachfolgend erklärt.

Der schematische Aufbau des Modells mit reibungsfreier Lagerung zwischen Beton und HGT/ATS sowie zur Unterlage (FSS) kann Bild 8.9 entnommen werden. Ein Ende des dabei simulierten 360 m langen Fahrbahnabschnitts wurde durch eine Einspannung fixiert. Auf das Modell wurde eine Temperaturbelastung entsprechend Kapitel 7.2.2 aufgebracht.

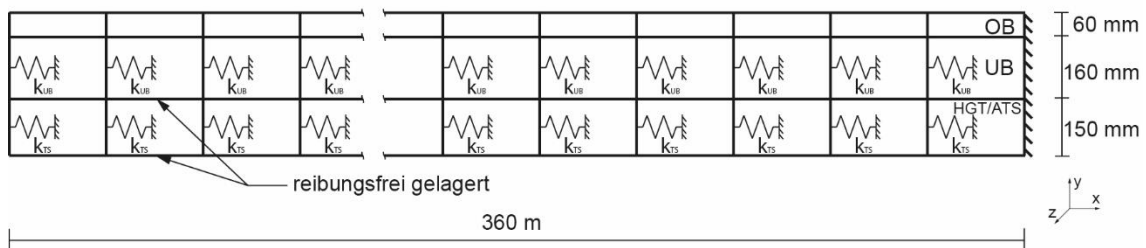


Bild 8.9: Finite-Elemente-Modell – reibungsfreie Lagerung zwischen Beton und TS sowie zwischen TS und Unterlage

8.5 Ergebnisse der FEM-Simulationen

Die Simulationen mit den oben beschriebenen Modellen, Randbedingungen und Materialparametern haben, in Abhängigkeit der vorhandenen Verbundverhältnisse und der Art der Unterlage, die im Nachfolgenden beschriebenen Ergebnisse zu Spannungsverläufen im Bereich der letzten Betonplatte vor einem Asphaltentspannungstreifen sowie der dort auftretenden Längsverschiebung und der sich ausbildenden Endbereichslänge ergeben.

8.5.1 Spannungsverläufe in Abhängigkeit der Verbundverhältnisse

Aufgrund der Einwirkung einer gleichmäßigen Temperaturbelastung, die mittels auf die Geometrie aufgebrachtener Längsdruckkräfte simuliert wird, und einer ungleichmäßigen Temperaturbelastung, die über eine Temperaturverteilung über die Fahrbahndicke abgebildet wird, verformt sich das gesamte FEM-Modell. Eine Verkehrsbelastung wurde nicht auf das Modell aufgebracht. Für das System mit Verbund zur Tragschicht ist die Gesamtverformung der beiden Endplatten der Betonfahrbahn sowie des Asphaltentlastungstreifens in Bild 8.10 dargestellt. Eine blaue Färbung im Farbverlauf bedeutet eine minimale und eine rote Färbung eine maximale Stauchung der Modellgeometrie. Die Darstellung ist überhöht.

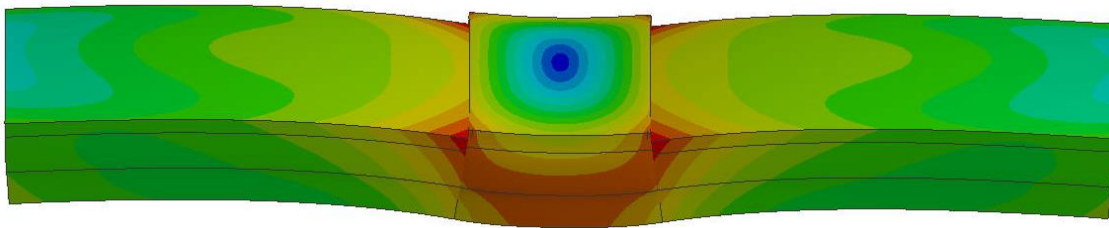


Bild 8.10: Verformung der Betonendplatten und des Asphaltstreifens im FEM-Modell (überhöhte Darstellung)

Das Bild zeigt, dass die Betonplatten zusammen mit der Tragschicht unter der Belastung wölben und sich in Richtung Untergrund verformen, da die Ausdehnung an der Oberseite des Betons größer ist. Der Asphaltstreifen wird dabei von beiden Seiten durch den Beton und die HGT komprimiert und bildet oberflächlich eine Stufe aus, wie dies auch in der Praxis zu beobachten war.

Vor einem Asphaltentspannungstreifen bilden sich am Plattenrand der letzten Betonplatte, unter der einwirkenden Temperaturlast und der daraus resultierenden Längsdruckkräfte, die in Bild 8.11 abgebildeten Verläufe der Normalspannung in Längsrichtung (x -Achse) und Querrichtung (z -Achse) in Abhängigkeit des vorhandenen Verbundverhältnisses zwischen Betonfahrbahn und HGT aus. In der Darstellung sind Druckspannungen negativ und Zugspannungen positiv definiert.

Entgegen der üblichen Annahmen eines linearen Verlaufs der Spannungen über die Querschnittsdicke, zeigt sich bei Simulationsergebnissen mit der Methode der finiten Elemente ein leicht gekrümmter Verlauf der Spannungen.

Des Weiteren sind die in den FEM-Berechnungen ermittelten Unterschiede der im Querschnitt erreichten Spannungen und deren Größe infolge einer Änderung des Verbundverhaltens zwischen Betonplatten und Tragschicht auffällig.

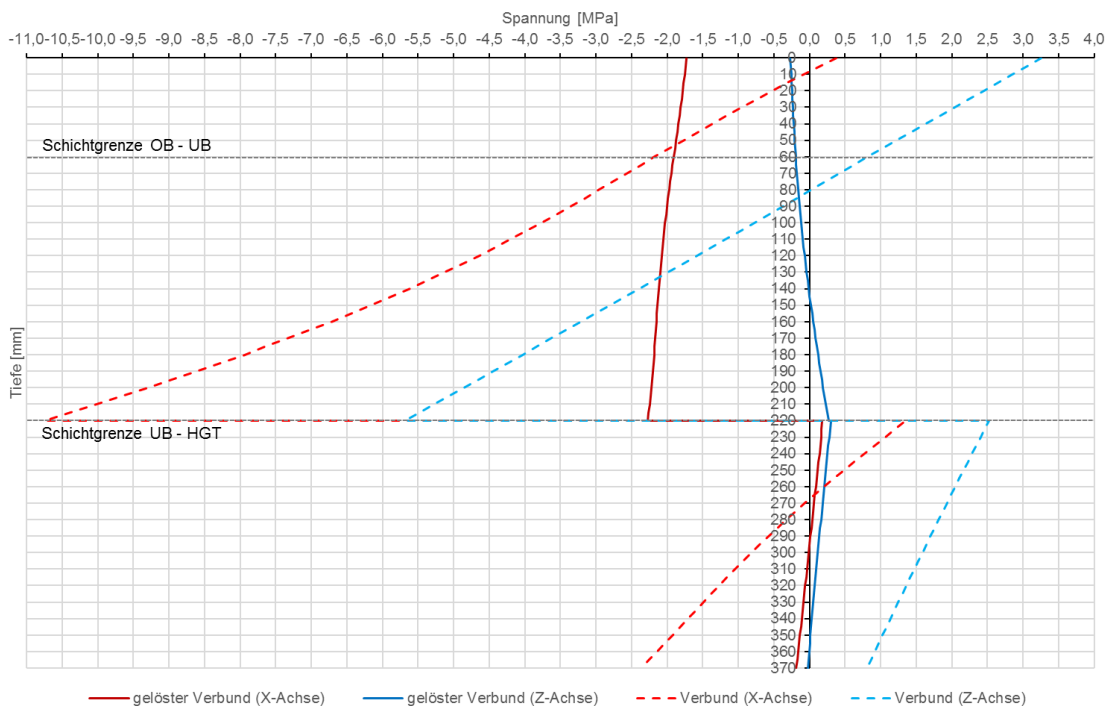


Bild 8.11: Vergleich der Normalspannungen in Längs- (x-Achse) und Querrichtung (z-Achse) am Plattenrand der Endplatte

Bei gelöstem Verbund zwischen Betonfahrbahn und HGT herrscht eine fast konstante Normalspannungsverteilung in Richtung der x-Achse über den jeweiligen Schichtquerschnitt. In der Betondecke ergeben sich in Längsrichtung Druckkräfte von im Mittel 2 MPa, aufgrund der in Richtung der x-Achse wirkenden Längsdruckkräfte aus Temperaturlast. Durch die stärkere Verformung des Asphalts an der Oberfläche ist das Widerlager für den Beton dort geringer, somit bilden sich an der Betonoberseite geringere Längsspannungen aus. In Querrichtung ergeben sich an der Betonunterseite geringe Zugspannungen durch eine Verwölbung der Betonplatte infolge des zwangsläufig bei Temperaturunterschieden auftretenden Gradienten.

Die HGT zeigt an der Oberseite durch die in der Schichtgrenze wirkenden Reibung ebenfalls geringe Zugspannungen sowie geringe Druckspannungen an der Unterseite.

Bei einer Fahrbahn mit gelöstem Verbund zur HGT zeigt ein Vergleich der in der Endplatte auftretenden Normalspannungen mit den in situ vorhandenen Materialparametern, dass die Spannungen zu keinem Überschreiten der Materialfestigkeiten und somit zu keinem Materialversagen führen.

In einer Fahrbahn mit vorhandenem Verbund zwischen Betonplatte und HGT kommt es im Ergebnis der FEM-Simulationen, durch die temperaturinduzierten hohen Längsdruckkräfte, zu einer Überdrückung des Fahrbahnquerschnitts. In

Längsrichtung bewirkt das Eigengewicht der Betonplatte dennoch keine Zugspannung an der Plattenunterseite. Somit entstehen an der Schichtoberseite der Betonplatten Zug- und an der Schichtunterseite Druckspannungen. In Querrichtung wird die HGT ausschließlich durch Zugspannungen beansprucht.

Im Vergleich zur Situation mit gelöstem Verbund zur HGT treten an der jeweiligen Unterseite der Schichten höhere Druckspannungen auf. In der Betondecke liegen diese in Längsrichtung bei knapp 11 MPa und in Querrichtung bei knapp 6 MPa. Aufgrund der hohen Längsdruckkräfte in Richtung der x-Achse, sind diese in Querrichtung geringer. An der Oberseite der Betondecke entstehen in Querrichtung Zugspannungen von knapp 3,5 MPa. In Längsrichtung wirken dagegen nur minimale Zugspannungen an der Betonoberfläche. Die Größe der in der Endplatte entstehenden Druckspannungen kann von der Betonfahrbahn, aufgrund der vorhandenen hohen Betonfestigkeiten von im Mittel 90 MPa, schadensfrei abgetragen werden. Die oberflächlichen Zugspannungen im Beton können in der Regel aufgrund der doch vorhandenen Zugfestigkeiten des Betons auch abgetragen werden, aber an lokalen Schwachstellen oder an durch Mikrorissbildung vorgeschädigten Bereichen kann es zu Längsrissen in der Fahrbahnplatte kommen. Dies ist an einigen unter Betrieb liegenden Betonplatten zu beobachten gewesen (siehe Bild 8.12).



Bild 8.12: Längsrisse in der Fahrbahnplatte kurz vor einem Entspannungsbereich

An den entstandenen Längsrissen kommt es möglicherweise zu Verschiebungen einzelner Betonplattenareale. Ein Überrollen der Risse durch den Schwerlastverkehr führt zur Ausbreitung der Risse und zu Ausbrüchen an den Rissen.

Aus einer Längsverschiebung der Betonplatten auf der Unterlage resultieren veränderte Auflagerbedingungen, die zusammen mit der Einwirkung der Verkehrslasten und der fehlenden Querkraftübertragung in der Fuge zu den Entspannungsbereichen, zu einer erhöhten Beanspruchung der Betonplatten führen.

Gerissene Bereiche unterliegen bei Belastung größeren Verformungen und Bewegungen, wodurch die Platten geschwächt sind. Jegliche weitere beanspruchende Einwirkung ruft dann in Kombination eine Verstärkung der negativen Effekte hervor.

In die Längsrisse kann außerdem Wasser und Tausalz eindringen, was den Beton verändert und bei einem Durchdringen bis zur Tragschicht wiederum zu Ausspülungen an der Tragschicht führt und somit durch eine erhöhte Biegebeanspruchung weitere Rissbildung beschleunigt.

An der Unterseite der HGT treten in Längsrichtung Druckspannungen von knapp 2,5 MPa auf. Die an der Oberseite der HGT auftretenden hohen Zugspannungen von knapp 1,5 MPa in Längsrichtung und etwa 2,5 MPa in Querrichtung sind problematisch. Die nachfolgenden beiden Bilder zeigen die Normalspannungsverteilung in der Endplatte in Längs- und Querrichtung anhand der Ergebnisse der FEM-Simulationen als Farbverlauf. Dabei zeigt sich an der Schichtgrenze zwischen Beton und HGT ein Bereich mit rötlicher Färbung. Bei numerischen Simulationen mit der Methode der finiten Elemente ist es üblich maximale Zugspannungen in Rot und maximale Druckspannungen in Blau darzustellen. Zwischen diesen beiden Maximalwerten wird eine farbliche Abstufung zur visuellen Darstellung der Spannungsverläufe gewählt.

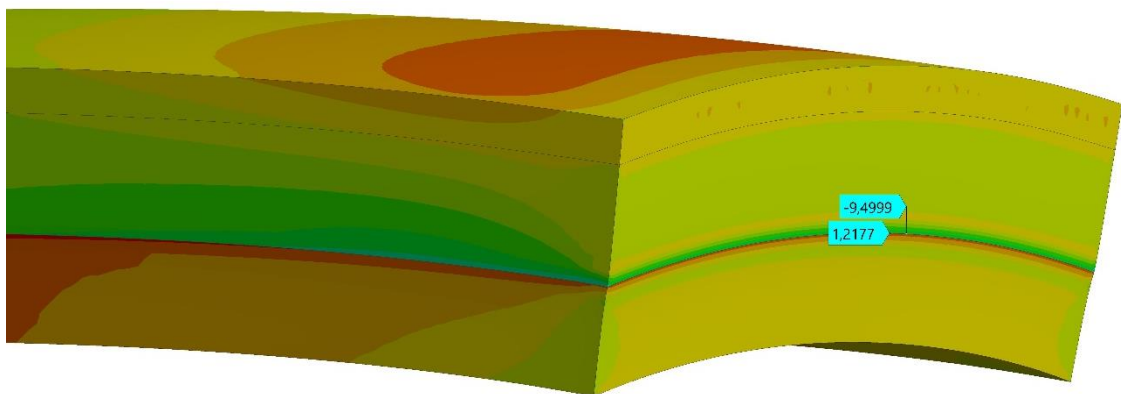


Bild 8.13: Verlauf der Normalspannung in Längsrichtung (x-Achse)

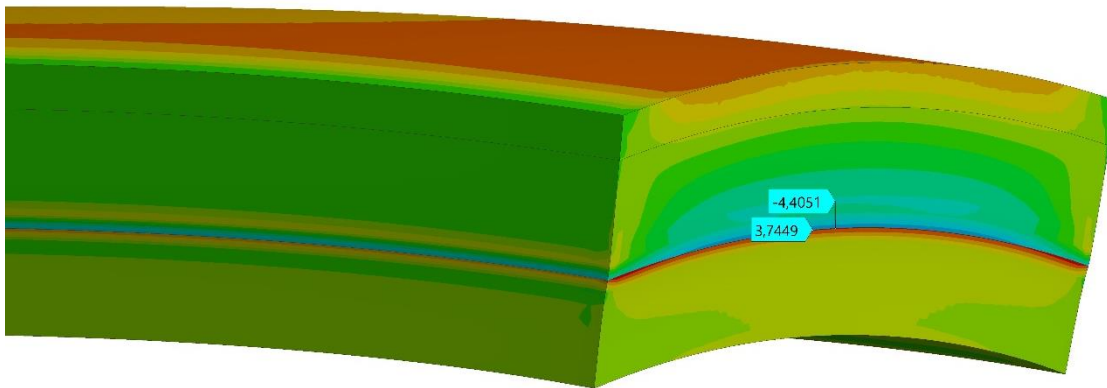


Bild 8.14: Verlauf der Normalspannung in Querrichtung (z-Achse)

Die rötliche Färbung an der Oberseite der Betonplatten zeigt Zugspannungen an, die durch die Verformung der Plattenränder in Richtung Unterlage am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen entstehen.

In Kapitel 7.6 wurde mittels Abscherversuchen an Bohrkernen eine mittlere Scherspannung von 0,76 MPa bestimmt, die zu einer Verbundlösung zwischen Betonplatte und der HGT in der Schichtgrenze führte. Die beim System mit vorhandenem Verbund zwischen Beton und Tragschicht an der Oberseite der HGT auftretenden, hohen Zugspannungen in Längs- und Querrichtung überschreiten die in den Abscherversuchen ermittelte Scherspannung.

Somit wird in der Endplatte, am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen, eine Verbundlösung zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht auftreten. In Querrichtung ist aufgrund der auch an der Unterseite der HGT auftretenden, hohen Zugspannung sogar mit einer kompletten Zerstörung der HGT zu rechnen.

Für die Praxis bedeuten diese Erkenntnisse aus der FEM-Simulation eine Schwachstelle, die vor allem bei einem Eindringen von Wasser und den dann stattfindenden Verdrängungen und Strömungen des Wassers infolge der „Pumpbewegung“ der Betonplatten unter Einwirkung der Verkehrslasten eine allmähliche Zerstörung an der Schichtgrenze nach sich zieht.

8.5.2 Verschiebungen auf unterschiedlichen Tragschichten

Die in Kapitel 7 beschriebenen Untersuchungen und Ergebnisse hatten gezeigt, dass der Reibungsbeiwert einer Betonfahrbahn zur Unterlage maßgeblich vom Verschiebeweg abhängig ist. Der Ansatz zur theoretischen Berechnung der Endbereichslänge aus Kapitel 7.4 geht aber stets von einem konstanten Reibungsbeiwert aus. Der theoretisch ermittelte Wert der Endbereichslänge wird somit bei gleicher Längsverschiebung am Fahrbahnde kleiner als der tatsächliche Wert sein. Die Größe der tatsächlichen Längsverschiebung aus einer

Temperaturbelastung wurde in der vorliegenden Arbeit durch Simulationen mit der Methode der finiten Elemente unter den gewählten Randbedingungen und Eingangsparametern ermittelt. Die der Längsverschiebung in der Schichtgrenze entgegenwirkende Reibung wurde in den FEM-Modellen durch Federn mit hinterlegten Arbeitskurven aus den in situ Versuchen abgebildet.

Bild 8.15 zeigt die mittels der FEM-Simulationen ermittelte Längsverschiebung einer Betonfahrbahn am Plattenende des Endbereichs sowie die zugehörige einer Längsbewegung unterliegende Endbereichslänge auf den beiden untersuchten Tragschichten bei gelöstem Verbund zwischen Betonplatten und Tragschicht. Ergebnisse des Systems mit vorhandenem Verbund zwischen Beton und HGT wurden ebenfalls dargestellt.

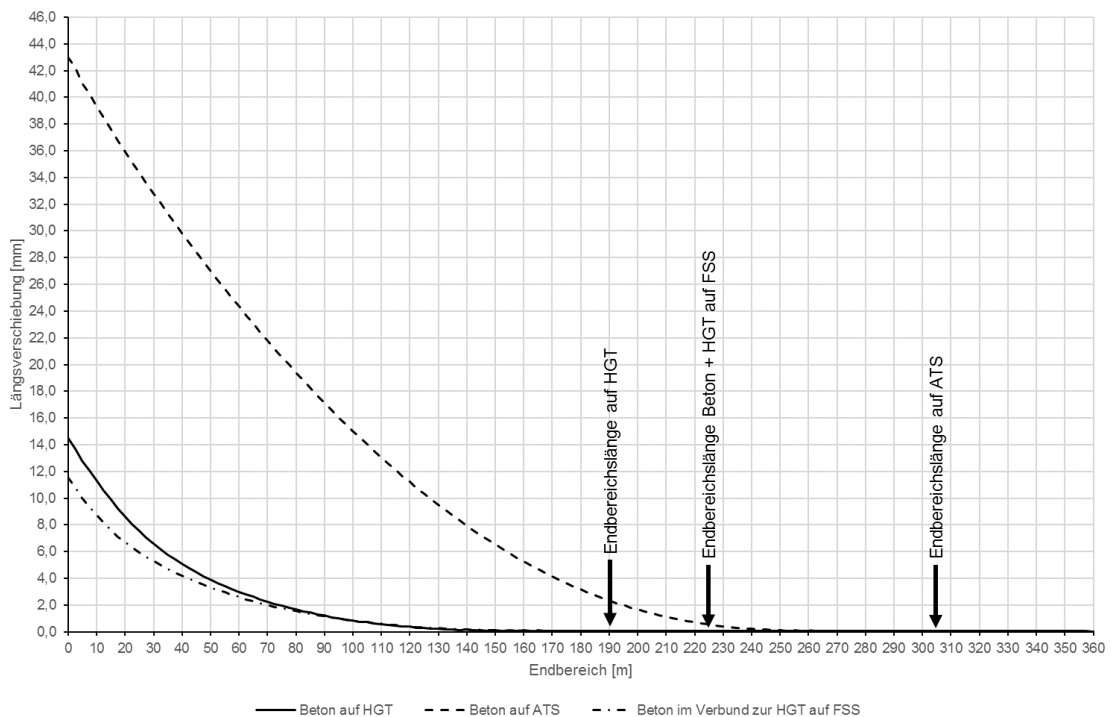


Bild 8.15: Endbereichslängen einer Betonfahrbahn in Abhängigkeit der Art der Tragschicht

Aus Bild 8.15 ergibt sich, bei gelöstem Verbund zur HGT, aus der Temperaturbelastung für die Betondecke eine Längsverschiebung von 14,5 mm am Ende der Betonfahrbahn. Die Endbereichslänge des Betons auf HGT beträgt dabei 190 m.

Bild 8.15 zeigt auch, dass auf einer ATS eine Längsverschiebung der Betondecke von 43 mm am Fahrbahnende auftritt. Die sich dabei einstellende Endbereichslänge der Betonfahrbahn beträgt 305 m.

Die Endbereichslänge einer Betonfahrbahn auf ATS ist größer als auf HGT, da der Reibungsbeiwert auf HGT bei größeren Verschiebungen im Vergleich einen größeren Wert erreicht. Dies ist aus der Praxis auch so bekannt.

Eine Betonfahrbahn verschiebt sich bei vorhandenem Verbund zur HGT inklusive der Tragschicht auf der FSS. Die am freien Fahrbahnde berechnete Verschiebung von 11,6 mm findet auf einer Länge von 225 m statt. Die Verschiebung des gesamten hydraulisch gebundenen Fahrbahnaufbaus ist aufgrund des höheren Gesamtgewichts kleiner als bei einer Betondecke, die sich auf einer HGT verschiebt.

Die Endbereichslänge ist bei vorhandenem Verbund zur Tragschicht allerdings länger als auf HGT, da der zwar anfangs größere Reibungsbeiwert auf FSS, bei zunehmender Verschiebung relativ schnell einen konstanten Wert annimmt, der weit unterhalb des Reibungsbeiwertes auf einer HGT liegt.

Bild 8.16 stellt die Ergebnisse zur Endbereichslänge der theoretischen Berechnungen und der FEM-Simulationen vergleichend dar.

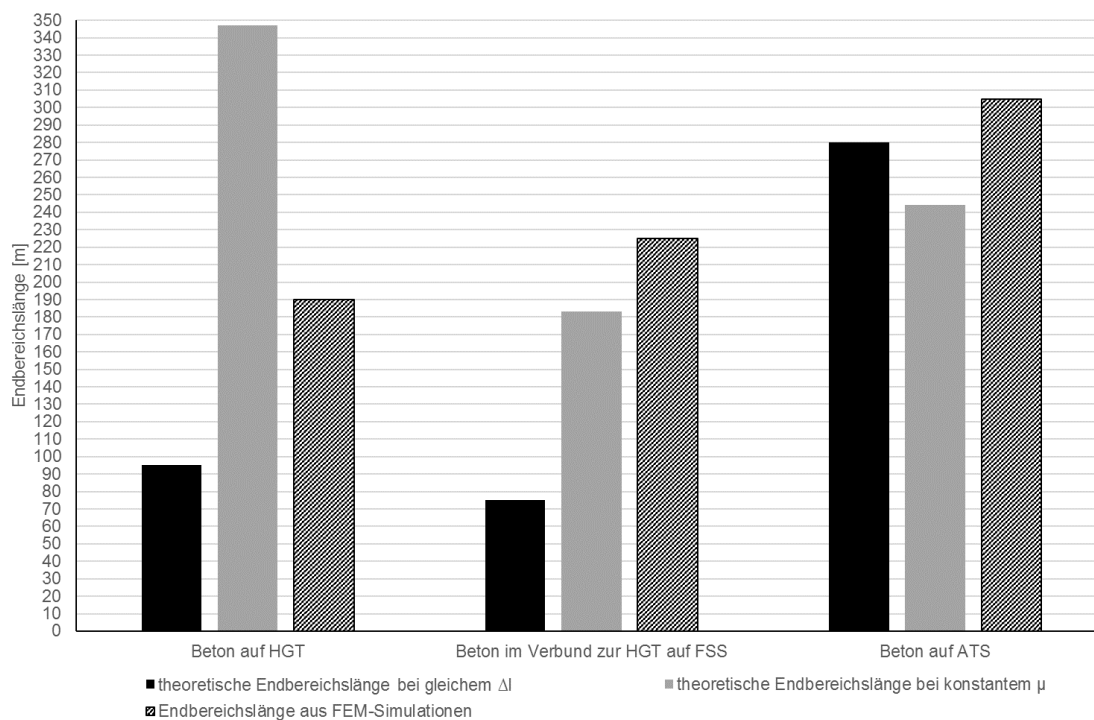


Bild 8.16: Gegenüberstellung der theoretischen Berechnungen und der FEM-Simulationen zur Endbereichslänge

Aus dem Diagramm ist ablesbar, dass die mittels FEM-Simulationen ermittelten tatsächlichen Endbereichslängen aus einer Temperaturbelastung größer sind als die bei gleicher Verschiebung am Fahrbahnde mit einem konstanten Reibungsbeiwert ermittelten theoretischen Längen.

Ein Vergleich der Ergebnisse der FEM-Simulationen mit den Ergebnissen der theoretischen Berechnungen mit konstantem Reibungsbeiwert ergibt, dass bei vorhandenem Verbund zwischen Beton und HGT sowie Beton auf ATS in der Theorie kleinere Endbereichslängen vorhanden sind. Allerdings stellt sich bei einer Verschiebung der Betonfahrbahn auf einer HGT im Vergleich zu den FEM-Simulationen eine größere Endbereichslänge ein.

Aus den in Bild 8.16 dargestellten Ergebnissen lässt sich für die Abstände zwischen den Asphaltentlastungsstreifen folgender Schluss ziehen. Die vorhandenen 380 m Abstand der Entlastungsstreifen aus Asphalt sind, entgegen der Aussagen in Kapitel 7.7.3 nach den theoretischen Berechnungen mit konstant angenommenem Reibungsbeiwert, sowohl bei gelöstem als auch bei vorhandenem Verbund zwischen Betonplatten und HGT ausreichend, um die maximale Längsdruckspannung in der Betonfahrbahn, die aus einer Temperaturerhöhung von 30 K zur angenommenen Nullspannungstemperatur entsteht, zu verringern (Beton im Verbund zur HGT auf FSS) oder auf einen Ort in der Mitte des Bereichs zwischen den Entlastungsschnitten (Beton auf HGT) zu begrenzen. Die maximal vorhandene Spannung in der Mitte des entspannten Abschnitts wird, durch eine im Lauf der Zeit von den Endplatten ausgehende Verbundlösung der HGT von den Betonplatten, reduziert, da sich dadurch die Endbereichslänge der Fahrbahn verlängert.

Die tatsächliche Längsverschiebung der jeweiligen Tragschicht am Ende der Fahrbahnabschnitte wird im Ergebnis der Simulationen mit der Methode der finiten Elemente ebenfalls berechnet und ausgewertet (siehe Bild 8.17). Gezeigt sind die Ergebnisse Beton auf hydraulisch gebundener Tragschicht sowie Beton auf Asphalttragschicht.

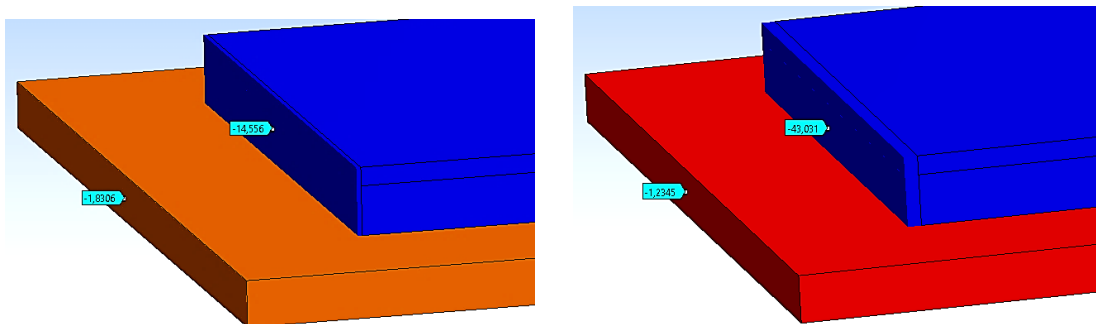


Bild 8.17: Verschiebung der Betonfahrbahn auf HGT (links) und auf ATS (rechts) am Ende des Endbereichs nach FEM-Simulation

Die HGT verschiebt sich an ihrem freien Ende unter der Betonfahrbahn um 1,8 mm auf der Frostschutzschicht. Die Atmungslänge der HGT beträgt dabei 23 m.

Die ATS verschiebt sich auf der Frostschutzschicht um 1,2 mm am freien Ende unter den Betonplatten. Es bildet sich eine zugehörige Endbereichslänge der ATS von 25 m aus.

Aufgrund der unter der Temperatureinwirkung entstehenden Längsbewegung der Betonfahrbahn und der Tragschicht ergibt sich am freien Ende der Fahrbahn eine relative Verschiebung der beiden Schichten zueinander. In Bild 8.18 wurden nochmals die Verschiebungen der einzelnen Schichten aufgetragen.

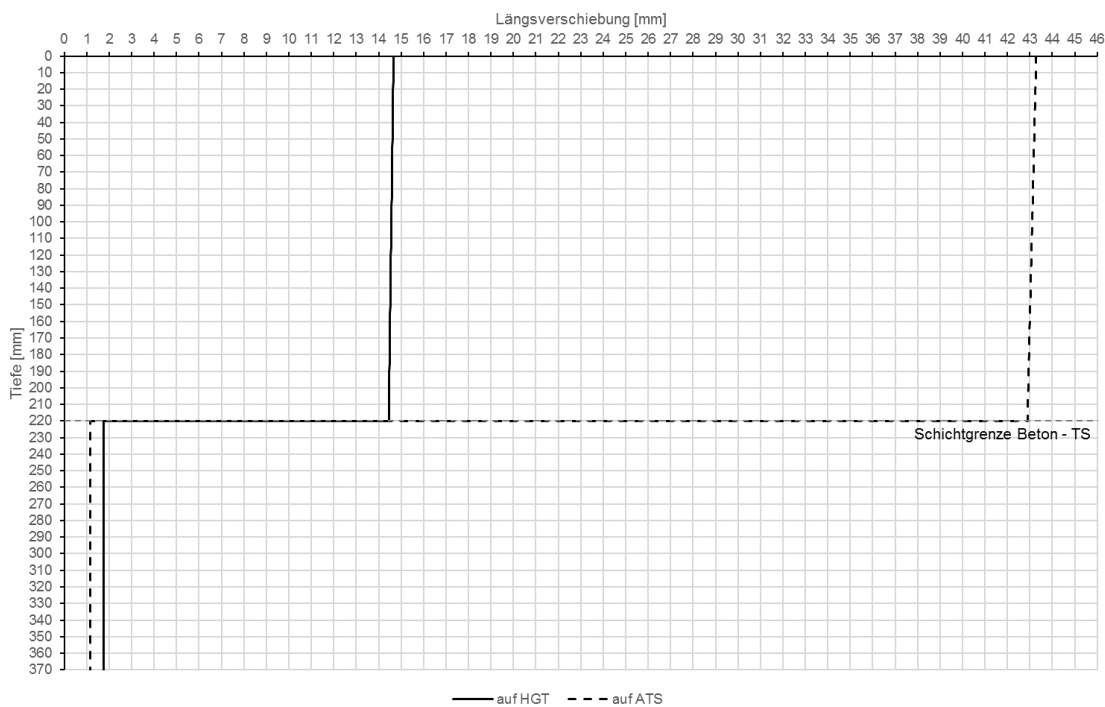


Bild 8.18: Relativverschiebung einer Betonfahrbahn zur Tragschicht am freien Ende

Betrachtet man die Grafik in Bild 8.18, so fällt zuerst die aus der FEM-Berechnung erhaltene größere Längsverschiebung der Betondecke auf, wohingegen die untenliegende Tragschicht nur vergleichbar kleine Bewegungen vollführt.

Die Relativverschiebung zwischen Betonplatte und Tragschicht beträgt am freien Fahrbahnde auf einer HGT 12,7 mm. Auf einer ATS liegt die relative Verschiebung der einzelnen Schichten zueinander bei 41,8 mm.

Dieses Verhalten der beiden Fahrbahnaufbauten erscheint wegen des jeweils unterschiedlichen Bindemittels der Tragschicht nicht unerwartet.

Für die Praxis bedeutet eine vergleichbar größere Bewegung des Betonplattenendes eine Veränderung der Plattenbettung aufgrund der Längsverschiebung. Der Vorteil einer Asphalttragschicht mit ihren elastisch-plastischen Eigenschaften

ten liegt darin, dass eine infolge der Längsverschiebung geänderte Plattenbetonung eine erneute Anpassung der Auflagerung der Betonplatten zulässt. Eine hydraulisch gebundene Tragschicht hingegen kann dies nicht.

9 Zusammenfassung

Im Sommer 2013 kam es auf einigen deutschen Betonfahrbahnen, nach länger anhaltenden Niederschlägen gefolgt von einer Hitzeperiode, zu einem gehäuf-ten Auftreten von Hitzeschäden. Zur Reduzierung hoher Längsdruckkräfte in den Betonfahrbahnen bei hohen sommerlichen Temperaturen wurden so ge-nannte „Entspannungsbereiche“ in Form von Asphaltentlastungstreifen, verdü-belten Raumfugen in Plattenmitte von fünf aufeinander folgenden Betonfahr-bahnplatten sowie der Einbau von mehreren Betonfertigteilen mit integrierten Raumfugen in Betonfahrbahnen mit einer Liegedauer > 30 Jahre eingebracht. Dabei entstanden neue Endbereiche in den Betonfahrbahnen.

Um das Verhalten einer Betonfahrbahn im Bereich von Entspannungsbereichen und Asphaltentlastungstreifen im Besonderen detailliert untersuchen zu kön-nen, sind Kenntnisse über den Fahrbahnaufbau, die Materialparameter der je-weiligen Schichten und vor allem die vorliegenden Verbund- und/oder Rei-bungsverhältnisse zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht sowie der Unterla-ge nötig. Es wurden daher in situ Versuche, vor allem an von Hitzeschäden be-troffenen Betonfahrbahnen, zur Bestimmung des Reibungsbeiwerts der Beton-fahrbahnplatten auf unterschiedlichen Tragschichten sowie der Materialparame-ter durchgeführt.

Im Anschluss an diese Untersuchungen wurden theoretische Betrachtungen und Simulationen mit der Methode der finiten Elemente zum Verhalten einer Betonfahrbahn im Endbereich durchgeführt, um die Spannungsverhältnisse so-wie die Verschiebungen am Betondeckenende und die sich ausbildenden End-bereichslängen einer Betonfahrbahn zu untersuchen. Besonderer Fokus wurde dabei auf die neu geschaffenen Endbereiche gelegt.

Die durchgeführten Versuche zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte zwischen Betonfahrbahn und Tragschicht haben gezeigt, dass der Reibungsbeiwert von der Art der Tragschicht und maßgebend von der Größe der Verschiebung der Betonplatten auf der jeweiligen Tragschicht abhängt. Die bisher in der Literatur genannten Reibungsbeiwerte konnten nur zum Teil bestätigt werden. Meist lie-gen die neuen Werte über den alt bekannten Werten. Dies kann an veränderten Festlegungen im Regelwerk, an Veränderungen der Baustoffe und ihrer Zu-sammensetzung sowie an Veränderungen der Einbauqualität über die Jahr-zehnte hinweg liegen. Des Weiteren haben die Versuche gezeigt, dass der Verbund zwischen Tragschicht und Betonfahrbahnplatte nach einer Liegedauer von zwei Jahrzehnten und mehr, entgegen der bisherigen Annahmen, an allen Versuchsstellen in Plattenmitte vorhanden war.

Die Bestimmung der in situ vorhandenen Materialparameter hatte ergeben, dass besonders die Festigkeit des Betons über die Liegedauer von mehr als 20 Jahren stark angestiegen ist.

Die theoretischen Berechnungen mit den neuen Erkenntnissen aus den Versuchen zur Bestimmung der Reibungsbeiwerte und den real vorhandenen Materialparametern zeigen, dass die im Jahr 2013 festgelegten Abstände zwischen den Entspannungsbereichen bei gelöstem Verbund zwischen Betondecke und HGT auf der sicheren Seite liegend festgelegt wurden.

Bei vorhandenem Verbund der Betonplatten zur HGT, aber auch wenn der Verbund zwischen Betonplatten und HGT nur noch in Plattenmitte vorhanden ist, verschiebt sich der Fahrbahnaufbau unter einer Temperaturbelastung auf der Frostschuttschicht. Aufgrund der höheren Gewichtskraft der gesamten Fahrbahn und des veränderten Reibungsbeiwerts entsteht, bei theoretischer Betrachtung der vorliegenden Situation mit den tatsächlich ausgeführten Abständen der Entspannungsbereiche, zwischen den einzelnen Entspannungsbereichen ein „kurzer“ Bereich, in dem keine Bewegung der Fahrbahn und somit auch kein Abbau von Längsdruckkräften stattfindet.

Die neu eingebauten Asphaltentlastungsstreifen wurden durch die bei hohen Temperaturen auftretenden hohen Längsdruckkräfte in den Betonfahrbahnplatten, unter Ausbildung einer Kuppe im Asphalt, komprimiert. Messungen hatten Längsausdehnungen der Betonfahrbahn von 14 bis 21 mm festgestellt. Die Simulationen mit der Methode der finiten Elemente auf unterschiedlichen Tragschichten haben gezeigt, dass es an kalibrierten Modellen, die durch eine Temperaturdifferenz von 30 K zur Nullspannungstemperatur belastet wurden, zu vergleichbaren Verschiebungen am freien Ende der Betonfahrbahn auf einer HGT kommt. Auf einer ATS ergeben sich dabei weitaus größere Verschiebungen.

Bei vorhandenem Verbund zwischen Betonplatten und Tragschicht finden, im Vergleich zu den Betondecken mit gelöstem Verbund zur HGT oder auf ATS, kleinere Bewegungen statt.

Die FEM-Simulationen haben auch gezeigt, dass die aus einer Temperaturbelastung ermittelten tatsächlichen Endbereichslängen größer sind als die bei gleicher Verschiebung am Fahrbahnde mit einem konstanten Reibungsbeiwert ermittelten theoretischen Längen der Endbereiche.

Ein Vergleich der Ergebnisse der FEM-Simulationen mit den Ergebnissen der theoretischen Berechnungen mit konstant angenommenem Reibungsbeiwert ergibt, dass bei vorhandenem Verbund zwischen Beton und HGT sowie dem Fall Beton auf ATS bei den theoretischen Berechnungen kleinere Endbereichs-

längen vorhanden sind. Allerdings ergibt sich im Vergleich bei einer Verschiebung einer Betonfahrbahn auf einer HGT bei den FEM-Simulationen eine größere Endbereichslänge.

Die im Jahr 2013 festgelegten und in den Betonfahrbahnen vorhandenen 380 m langen Abschnitte zwischen den Entlastungsbereichen sind, entgegen der Aussagen nach den theoretischen Berechnungen mit konstant angenommenem Reibungsbeiwert, sowohl bei gelöstem als auch bei vorhandenem Verbund zwischen Betonplatten und HGT ausreichend beziehungsweise in der Lage, die maximale Längsdruckspannung in der Betonfahrbahn, die aus einer Temperaturerhöhung von 30 K zur angenommenen Nullspannungstemperatur entsteht, zu verringern oder auf einen Punkt in der Mitte des entspannten Betondeckenabschnitts zu begrenzen. Die maximal vorhandene Spannung in der Mitte des entspannten Abschnitts wird, durch eine im Lauf der Zeit von den Endplatten ausgehende Verbundlösung der HGT, reduziert, da sich dadurch die Endbereichslänge der Fahrbahn verlängert. Angemerkt sei hier, dass diese alten Betonfahrbahnen in der Regel in der Bauweise Beton auf HGT, mit Verbund zwischen diesen beiden Schichten, hergestellt wurden.

Die Untersuchungen der Spannungsverläufe in der Endplatte der Fahrbahn vor einem Asphaltentlastungsstreifen haben ergeben, dass es bei einem System mit vorhandenem Verbund zwischen Betonplatte und HGT aufgrund der einwirkenden Längsdruckkräfte aus Temperaturbelastung an der Oberseite der HGT zu hohen Zugspannungen kommt. In Abscherversuchen an Bohrkernen wurden Scherspannungen ermittelt, die zum Abscheren der HGT von den Betonplatten führten. Die in den Simulationen an der Oberfläche der HGT ermittelten Zugspannungen überschreiten die in den Abscherversuchen ermittelten Scherspannungen, folglich kommt es in der Endplatte, am Übergang zum Asphaltentlastungsstreifen, zu einer Verbundlösung zwischen Beton und HGT in der Schichtgrenze. Aufgrund der an der Unterseite der HGT, in Querrichtung der Fahrbahn auftretenden, hohen Zugspannung ist mit einer über die Zeit eingehenden Zerstörung der HGT zu rechnen.

Im Ergebnis der FEM-Simulationen kommt es in einer Fahrbahn mit vorhandenem Verbund zwischen Betonplatte und HGT, durch die temperaturinduzierten hohen Längsdruckkräfte, zu einer Überdrückung des Fahrbahnquerschnitts. Somit treten an der Betonoberfläche Zugspannungen auf, die an lokalen Schwachstellen oder an durch Mikrorissbildung vorgeschädigten Bereichen feine Längsrisse in der Fahrbahnplatte verursachen können, wie auch an einigen Betonplatten in der Praxis beobachtet werden konnte. Diese Risse können dann Ausgangspunkte für eine weitere Schadensbildung in der Betonfahrbahn sein.

Durch die Verschiebung auf der Unterlage ergeben sich veränderte Auflagerbedingungen der Betonplatten, die zusammen mit der Einwirkung der Verkehrslasten und der fehlenden Querkraftübertragung in der Fuge zu den Entspannungsbereichen zu einer erhöhten Beanspruchung der Betonplatten führen. In der Praxis ist vor und nach den Entspannungsbereichen eine deutliche Rissbildung in den Betonplatten zu beobachten, die durch das ungünstige Zusammenwirken dieser drei Gegebenheiten entstanden sind.

Die in dieser Arbeit vorgestellten neuen Erkenntnisse zu Reibungsbeiwerten unter Betondecken, dem Verhalten einer Betondecke im Endbereich in Abhängigkeit der jeweiligen Reibungs- und Verbundverhältnisse sowie der sich einstellenden Endbereichslängen sollten in die Konstruktion und die Ausbildung zukünftiger Endfelder an Betonfahrbahnen einfließen. Die Verankerung einer Betondecke im Untergrund, um die zu erwartenden Längsbewegungen vor Bauwerken oder am Übergang zu einer Asphaltfahrbahn zu verringern und Schäden zu vermeiden, wurde bisher noch nicht ausreichend untersucht. Einige Schäden aus der Praxis zeigen die Notwendigkeit weiterer Forschung und Untersuchungen zu diesem Thema.

10 Literatur

- [1] Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 2001. RStO 01. FGSV Verlag GmbH, Köln, 2001.
- [2] 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. Wirtschaftsverband NW Verlag für neue Wissenschaft, Bremerhaven, 2012.
- [3] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. RStO 12. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 499. FGSV Verlag GmbH, Köln, 2012.
- [4] Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen e.V.: Richtlinie für den Straßenoberbau - Standardausführungen. RStO 75. Köln, 1975.
- [5] Forschungsgesellschaft für Strassen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen, Ausgabe 1986, ergänzte Fassung 1989. RStO 86. FGSV-Verlag, Köln, 1989.
- [6] Liljequist, G. H.; Cehak, K.: Allgemeine Meteorologie. mit 24 Tabellen. Vieweg, Braunschweig, 1994.
- [7] Blahak, J.: Richtlinie für automatische Klimastationen. für nebenamtliche Stationen und Partnernetze, Überarbeitete Kurzfassung Mai 2010.
- [8] Deutscher Wetterdienst (DWD): Wetterlexikon. Heißer Tag. https://www.dwd.de/DE/service/impressum/impressum_node.html;jsessionid=B9BBA18AB535AD49D9B012791766E726.live11042 (Abruf: 04.06.2019).
- [9] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Betonfahrbahnen. Handbuch für Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbau. Ernst & Sohn, Berlin, 2003.
- [10] Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Straße und Autobahn (1997), Heft 6, S. 311–317.
- [11] Eid, J.: Theoretische und experimentelle Untersuchung dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping). Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau, München, 2012.
- [12] Wischers, G.: Ansteifen und Erstarren von Zement und Beton. beton 31 (1981), Heft 9, S. 337–340.

- [13] Springenschmid, R.; Nischer, P.: Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton. Beton- und Stahlbetonbau 68 (1973), Heft 9, S. 221–226.
- [14] Förster, M.-O.: Temperaturbedingte Beanspruchung von Betonfahrbahnen. Dissertation, Universität Hannover, Fakultät Bauingenieurwesen und Geodäsie, Hannover, 2005.
- [15] Wicke, M.: Betondecken-Meßstrecke Golling Teil II. Straßenforschung, Heft 222. Republik Österreich, Bundesministerium für Bauten und Technik, Bundesstraßenverwaltung, Wien, 1983.
- [16] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. RDO Asphalt 09. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 498. FGSV Verlag, Köln, 2009.
- [17] Bayerische Landesanstalt für Landwirtschaft: Wetterstation Freising (LfL). http://www.wetterby.de/Internet/AM/NotesBAM.nsf/XP_ABC_All/89952241408487f9c12573920045299b?OpenDocument&TableRow=3.9#3. (Abruf: 21.02.2018).
- [18] Hartl, G.: Zur Frage der Längsdruckkräfte in Betonfahrbahndecken. Straße und Autobahn (1985), Heft 5, S. 200–204.
- [19] Freudenstein, S.; Neudert, B.: Leitfaden zum Umgang mit Hitzeschäden an Betonfahrbahndecken, Erstellt im Auftrag der "Expertengruppe Hitzeschäden" des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur. Lehrstuhl und Prüfamts für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München.
- [20] Gnad, H.; Eisenmann, J.: Experimentelle Ermittlung der Knickkraft bei Betonstraßen mit unterschiedlicher Fugenausbildung, unveröffentlicht. Forschungsbericht, Nr. 570. Lehrstuhl und Institut für Bau von Landverkehrswegen, München, 1972.
- [21] Autobahndirektionen Bayern: Bestandsaufnahme des Straßenzustandes nach einem Hitzeschaden. Schadenserfassungsprotokolle, unveröffentlicht, 2013.
- [22] Schuster, O.: Hitzeschäden an Betonstraßen. Erfahrungen des Sommers 1976. Straße und Autobahn (1977), Heft 2, S. 52–54.
- [23] Kerr, A. D.: Assessment of Concrete Pavement Blowups. Journal of Transportation Engineering (1997), März/April, S. 123–131.
- [24] Eger, W.; Ritter, H.-J.; Rodehack, G. et al.: ZTV/TL Beton-StB. Fassung 2007; Handbuch und Kommentar mit Kompendium bauliche Erhaltung; unter Berücksichtigung der nationalen und europäischen Regelwerke. Kirschbaum, Bonn, 2010.

- [25] Freudenstein, S.: Forschungsbericht: Untersuchungen zu Hitzeschäden auf bayrischen Autobahnen, unveröffentlicht. Nr. 3037. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München, 2014.
- [26] Freudenstein, S.; Neudert, B.: Erfassung von Hitzeschäden auf Betonverkehrsflächen, Erstellt im Auftrag der "Expertengruppe Hitzeschäden" des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München, 2014.
- [27] Groschup, R.; Große, C.; Eger, M. et al.: Scannendes Prüfgerät zur Detektion von Delaminationen in Betonfahrbahndecken. Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 08.0238/2015/CRB. Lehrstuhl für Zerstörungsfreie Prüfung der Technischen Universität München; Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München, 2017.
- [28] Autobahndirektion Südbayern: Ersatz des 1. Fahrstreifens und Seitenstreifens (A92, Oberschleißheim-Unterschleißheim). Fotodokumentation, 2015.
- [29] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Tragschichten mit hydraulischen Bindemitteln und Fahrbahndecken aus Beton. ZTV Beton-StB 07/ Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Betonbauweisen. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 899. FGSV-Verlag, Köln, 2008.
- [30] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): 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, Köln, 2008.
- [31] Birmann, D.: Werkstoffkennwerte von Tragschichten mit hydraulischer und bituminöser Bindung. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau (2003), 1-2, S. 8–13.
- [32] Geisler, K.: Einfluss einer Tragschicht mit hydraulischen Bindemitteln auf die Dimensionierung einer Festen Fahrbahn. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau, München, 2016.
- [33] Villaret Ingenieurgesellschaft mbH: Hitzeschäden auf südbayerischen Betonautobahnen. Bericht - Teil 1, unveröffentlicht. Autobahndirektion Südbayern, 2014.
- [34] Ebersperger, M.: Statistische Auswertung von Dicken und Festigkeitswerten alter Betondecken. Bachelorarbeit, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau, München, 2017.

- [35] Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt): Hitzeschäden Bayern - Untersuchungen an Bohrkernen aus Beton. Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt), 2013.
- [36] Springenschmid, R.: Betontechnologie für die Praxis. Bauwerk. Beuth Verlag, Berlin, 2018.
- [37] Küchlin, D.; Hersel, O.: Betontechnische Daten. Ausgabe 2017. HeidelbergCement AG, 2017.
- [38] Wicke, M.: Theoretische Untersuchungen der Längsdruckkräfte in raumfugenlosen Betonfahrbahnen. Straßenforschung, Forschungsvorhaben Nr. 48a. Republik Österreich, Bundesministerium für Bauten und Technik, Bundesstraßenverwaltung, Innsbruck, 1974.
- [39] Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München: Betondeckensysteme. WS 2017/2018, Vorlesungsskript. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München, 2017.
- [40] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen. RDO Beton 09. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 497. FGSV Verlag, Köln, 2010.
- [41] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen aus Asphalt. ZTV Asphalt-StB 07/13. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 799. FGSV-Verlag, Köln, 2013.
- [42] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Technische Lieferbedingungen für Asphaltmischgut für den Bau von Verkehrsflächenbefestigungen. TL Asphalt-StB 07/13. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 797. FGSV-Verlag, Köln, 2013.
- [43] Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München: Asphaltfahrbahnen. WS 2017/2018, Vorlesungsskript. Lehrstuhl und Prüfamnt für Verkehrswegebau der Technischen Universität München, München, 2017.
- [44] Witczak, M.; Mirza, M.: Development of Relationships to Predict Poisson's Ratio for Paving Materials. Interteam Technical Report for NCHRP 1-37A. University of Maryland, Maryland, USA, 1999.
- [45] Verein Deutscher Zementwerke e.V.: Zement. Taschenbuch 2002. Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf, 2002.
- [46] Weil, G.: Die Beanspruchung von Betonfahrrplatten. Straßen- und Tiefbau (1963), Heft 11, S. 1217–1228.

- [47] Weil, G.: Die Formänderung von Betonfahrbahnplatten und Folgerungen für die Straßenkonstruktion. *beton* 14 (1964), Heft 7.
- [48] Birmann, D.: Langzeitbeobachtung der Fugenöffnung von Betonfahrbahnen – Messung und Bewertung. *Mitteilungen des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München* (1988), Heft 60, S. 35–54.
- [49] Eberle, K.: Dimensionierung und Fugen von Betonfahrbahndecken. *Straßenbau-Technik* 481 (1963), Heft 8.
- [50] Eickschen, E.; Ehrlich, N.: Schwinden von Fahrbahndeckenbetonen. *Griffig* (2015), Heft 1, S. 9–12.
- [51] Eickschen, E.; Siebel, E.: Einfluss der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung auf das Schwinden und Quellen von Straßenbeton. *Betontechnische Berichte* (1998- 2000), S. 93–110.
- [52] Breitenbücher, R.; Penttilä, J.; Schulte-Schrepping, C.: Reduzierung der Schwindverformungen des Straßenbetons durch den Einsatz neuartiger Schwindreduzierer. *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Nr. 128. Ruhr-Universität Bochum, Lehrstuhl für Baustofftechnik, Bergisch Gladbach, 2019.
- [53] Oberbeck, N.; Duddeck, H.; Ahrens, H.: Instationärer Transport von Wärme, Feuchte und Schadstoff in Beton: Theorie, Numerik, Beispiele. *Der Bauingenieur* (1996), Heft 71, S. 163–171.
- [54] Springenschmid, R.: Die Ermittlung der Spannungen infolge von Schwinden und Hydratationswärme in Beton. *Beton- und Stahlbetonbau* 79 (1984), Heft 10, S. 263–269.
- [55] Deischl, F.; Eisenmann, J.: Forschungsbericht über die experimentelle Ermittlung von Fugenbewegungen unter Verkehr, unveröffentlicht. Lehrstuhl und Institut für Bau von Landverkehrswegen - Forschungsbericht, Nr. 564. Technische Universität München, München, 1975.
- [56] Eger, W.: Langzeitverhalten von Betonstrassen - Eine Untersuchung mit statistischen und wahrscheinlichkeitstheoretischen Methoden. *Dissertation*, Technische Universität München, Prüfam für den Bau von Landverkehrswegen, München, 1995.
- [57] Leins, W.; Marchand, C.: Fugenbewegungen bei Betonfahrbahnen und ihre Abhängigkeit von der Temperatur bei unterschiedlicher Oberflächenbeschaffenheit der Unterlage. *Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen Fachgruppe Verkehr*, Heft 2616. Westdeutscher Verlag, Opladen, 1977.
- [58] Leykauf, G.; Birmann, D.: Messungen an einer Bundesautobahn mit einer dünnen Asphaltsschicht auf einer neuen Betondecke (A93 bei Brannen-

- burg). Forschungsberichte aus dem Forschungsprogramm des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen und der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., Nr. 811. Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn, 2001.
- [59] Lechner, B.: Der Temperaturgradient als Bemessungsgröße bei der Dimensionierung von dicken Betondecken. Dissertation, Technische Universität München, Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, München, 1996.
- [60] Gerthsen, C.; Kneser, H. O.; Vogel, H.: Physik. Ein Lehrbuch zum Gebrauch neben Vorlesungen; Mit 855 Abbildungen und über 900 Aufgaben. Physik. Springer, Berlin, 1977.
- [61] Schweighofer, A.: Zwangsspannungen im jungen Beton in Bodenplatten und Wänden. Dissertation, Technische Universität Wien, Forschungsbereich für Stahlbeton- und Massivbau, Wien, 2011.
- [62] Gunkler, E.; Becke, A.: Bemessungswerkzeug für zwangsbeanspruchte dünne Sohlplatten im Betriebszustand. Fachhochschule Lippe und Höxter, Detmold, 2002.
- [63] Weil, G.: Der Verschiebewiderstand von Betonfahrbahnplatten. In: Betonstrassen Jahrbuch 1960. Fachverband Zement e.V. Köln, Köln, 1960.
- [64] Goldbeck: Friction Tests of Concrete on Various Subbases. Public Roads - A Journal of Highway Research (1924), Heft 5, S. 19–20.
- [65] Graf, O.; Weil, G.: Aus Versuchen mit Betonfahrbahnplatten der Reichsautobahnen durchgeführt in den Jahren 1936 und 1937. Forschungsarbeiten aus dem Straßenwesen, Heft 13. Volk-und-Reich-Verlag, Berlin, 1939.
- [66] Herzog, M.: Wirklichkeitsnahe Bemessung von Flugbetriebsflächen und Straßen aus Beton (I). Straßen- und Tiefbau 39 (1985), Heft 2, S. 18–21.
- [67] Herzog, M.: Wirklichkeitsnahe Bemessung von Flugbetriebsflächen und Straßen aus Beton (II). Straßen- und Tiefbau 39 (1985), Heft 3, S. 6–9.
- [68] Lohmeyer, G.; Ebeling, K.: Weiße Wannen - einfach und sicher. Planung und Konstruktion wasserundurchlässiger Bauwerke aus Beton. Edition Beton. Bau + Technik, Erkrath, 2018.
- [69] Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton im DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Heft 555. Beuth, Berlin, 2006.
- [70] Sommer, R.: Wasserundurchlässige Becken und Behälter in Stahlbeton. Dissertation, Essen, 2003.
- [71] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Bau von Verkehrsflächen. In: Betonkalender 1987, Teil II. Ernst & Sohn, Berlin, 1987.
- [72] Birmann, D.: Endfeldausbildung von Betondecken. Straße und Autobahn (1987), Heft 3, 110-111.

- [73] Eisenmann, J.; Birmann, D.; Leykauf, G.: Forschungsergebnisse über den Verbund zwischen Betondecke und HGT. Beitrag zu einem internationalen Seminar in Paris im März 1983. Straßen- und Tiefbau 37 (1983), Heft 7, S. 5–18.
- [74] Eisenmann, J.; Birmann, D.: Erforschung des Langzeitverhaltens eines neuartigen Deckensystems mit Geotextil-Einlagen zur flächenhaften Entwässerung. Mitteilung des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Nr. 56. Technische Universität München, München, 1988.
- [75] Leykauf, G.; Birmann, D.; Meier, S.: Durchgehend bewehrte Betondecke. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik (2006), Heft 941, S. 25–27.
- [76] Meier, S.: Durchgehend bewehrte Betondecke. Dissertation, Technische Universität München, Lehrstuhl und Prüfamts für Bau von Landverkehrswegen, München, 2005.
- [77] Eisenmann, J.; Leykauf, G.: Verkehrsflächen aus Beton. In: Betonkalender 2007. Ernst & Sohn, Berlin, 2007.
- [78] Leutner, R.; Renken, P.; Lohbach, T.: Auswirkungen unterschiedlicher Verbundsysteme auf die mechanischen Eigenschaften eines mehrschichtigen Asphaltpaketes. Technische Universität Braunschweig. Institut für Straßenwesen., Braunschweig, 2004.
- [79] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Technische Prüfvorschriften für Asphalt. TP Asphalt-StB, Teil 80: Abscherversuch. FGSV R1 - Regelwerke, Heft 756. FGSV-Verlag, Köln, 2008.
- [80] Villaret, S.: Untersuchung von Hitzeschäden auf Autobahnen mit Betonoberbau, unveröffentlicht. Expertengruppe Hitzeschäden. München, 2014.
- [81] Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 8: Bauwerksausstattung, Abschnitt 2: Fahrbahnübergänge aus Asphalt. ZTV-ING Teil 8. FGSV R1 - Regelwerke, 782/7. FGSV-Verlag, Köln, 2003.
- [82] Westergaard, H. M.: Stresses in Concrete Pavements Computed by Theoretical Analysis. Public Roads 7 (1926), Heft 2, S. 25–35.
- [83] Eisenmann, J.; Lempe, U.; Leykauf, G.: Strassenbeanspruchung. Mitteilung des Prüfamtes für Bau von Landverkehrswegen der Technischen Universität München, Nr. 26. Technische Universität München, München, 1980.

Abbildungsverzeichnis

Bild 2.1:	Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf HGT im Verbund zur Betonfahrbahn.....	9
Bild 2.2:	Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf HGT mit Vliesstoff oder mit AZSuB.....	9
Bild 2.3:	Längsschnitt einer Bauweise mit Querscheinfugen auf ATS	10
Bild 3.1:	Einfluss der Reibung bei Abkühlung der Platten.....	12
Bild 3.2:	Einfluss der Reibung bei Erwärmung der Platten	12
Bild 3.3:	Querzugspannungen (rot) bei hoher Längsdruckkraft (blau) im Betondeckensystem	13
Bild 3.4:	Verformungsfiguren und Wölbspannungen infolge ungleichmäßiger Erwärmung einer Betonplatte von oben, abhängig von der Plattenabmessung, nach [9]	13
Bild 3.5:	Temperaturverlauf und Längsspannungen im jungen Beton bei behinderter Temperaturverformung (schematisch), nach [13]	14
Bild 3.6:	Verlauf der Nullspannungstemperatur im Messzeitraum, nach [15]	16
Bild 3.7:	Temperaturverlauf im Bereich einer 22 cm dicken Betonfahrbahn an einem heißen Sommertag im Jahr 2015.....	19
Bild 3.8:	Temperaturgradienten in einer 22 cm dicken Betonfahrbahn an einem heißen Sommertag im Jahr 2015.....	20
Bild 3.9:	Temperatur- und Spannungsverlauf über die Deckenhöhe, nach [18].....	21
Bild 3.10:	Zerlegung der Längsdruckspannungen $\sigma(x)$ in gleichmäßig verteilte Normalspannungen σ_N , Biegespannungen σ_M und Eigenspannungen σ_E , nach [18]	21
Bild 3.11:	Maßgebende Temperaturen in einer Betonfahrbahn, nach [18] ...	22
Bild 4.1:	Konzentration der Spannungstrajektorien unterhalb des Kerbschnittes im Bereich der Scheinfuge mit Lage und Exzentrizität der Längsdruckkraft, nach [9]	24
Bild 4.2:	schollenartige Betonausbrüche aufgrund von Querzugspannungen an der Fuge [21]	24
Bild 4.3:	Betonausbrüche an der Querscheinfuge neben einem Teilersatz der Betonfahrbahndecke im Nachbarfahrstreifen mit Asphalt [21]	27

Bild 4.4:	Ausknicken der Betonfahrbahnplatten neben einem Plattenersatz mit Asphalt [21]	28
Bild 4.5:	Horizontalriss im Bereich der Querscheinfuge	29
Bild 4.6:	resultierende Längsdruckkraft unter dem Kerbschnitt	29
Bild 4.7:	Ausbrüche im Bereich der Querscheinfuge [28].....	30
Bild 4.8:	Umkehrung des Versatzmomentes, das zum Ausknicken der Platten führt.....	30
Bild 4.9:	Ergebnis der theoretischen Berechnungen zur Festlegung der Abstände der Entlastungsschnitte mit Asphaltersatz in alten Betonfahrbahnen (Liegedauer ≥ 20 Jahre).....	32
Bild 4.10:	Asphaltentlastungsstreifen in einer Betonfahrbahn	33
Bild 4.11:	In halbseitiger Bauweise hergestellter Asphaltentlastungsstreifen in der Betondecke	33
Bild 4.12:	Fall 1 - Herausschneiden eines ca. 1 m breiten Streifens der Betondecke ohne HGT in Plattenmitte und anschließendem Asphaltersatz	34
Bild 4.13:	Fall 1 A - Betondecke ohne Verbund zur HGT erwärmt sich, Asphalt wird an den Rändern verformt.....	34
Bild 4.14:	Fall 1 B - Betondecke mit Verbund zur HGT erwärmt sich, Ausknicken der nicht entspannten HGT unter Asphalt, starke Kuppenbildung im Asphalt.....	34
Bild 4.15:	Fall 2 - Herausschneiden eines ca. 1 m breiten Streifens der Betondecke mit HGT in Plattenmitte und anschließender Asphaltersatz	35
Bild 4.16:	Betondecke mit/ohne Verbund zur HGT erwärmt sich und verformt den Asphalt (Kuppenbildung).....	35
Bild 5.1:	Temperaturabhängigkeit des E-Modul der ATS, nach [16]	40
Bild 5.2:	Temperaturabhängigkeit der Querdehnzahl der ATS, nach [44] ...	41
Bild 6.1:	Zeitliche Entwicklung der Materialfeuchte über drei Jahre in vier Punkten (A bis D) an einer Brückenkappe [53]	44
Bild 7.1:	Wirkung der Reibung	47
Bild 7.2:	Versuchsanordnung zur Messung des Reibungsbeiwertes an einer Betonfahrbahnplatte einer Versuchsstrecke, nach [63].....	50
Bild 7.3:	beispielhafte Verschiebung einer Betonplatte bei stetig wachsender Verschiebelast, nach [47]	51
Bild 7.4:	Versuchsaufbau der Schubversuche mit Geotextil [74].....	57
Bild 7.5:	schematische Darstellung des Endbereichs, nach [39].....	62
Bild 7.6:	Endfeldbewegung, nach [77].....	63

Bild 7.7:	Bewegung des Endbereichs für $L > L_{\text{Reib}}$, nach [77]	66
Bild 7.8:	Bewegung des Endbereichs für $L \leq L_{\text{Reib}}$, nach [77]	66
Bild 7.9:	Strecke einer BAB mit 22 Jahren Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS	68
Bild 7.10:	Strecke einer BAB mit 39 Jahren Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS	68
Bild 7.11:	Strecke einer BAB mit 1 Jahr Liegedauer mit Betondecke auf ATS auf FSS.....	69
Bild 7.12:	Lkw-Stellflächen einer T+R-Anlage > 30 Jahre Liegedauer mit Betondecke auf HGT auf FSS	69
Bild 7.13:	Lkw-Stellflächen einer T+R-Anlage nach Neubau mit Betondecke auf ATS auf FSS.....	69
Bild 7.14:	Lage der Probekörper im Fahrbahnquerschnitt	70
Bild 7.15:	Schematische Darstellung des Versuchsablaufs.....	71
Bild 7.16:	Versuchsdurchführung mit einem aus der Fahrbahn herausgeschnittenen Probekörper.....	72
Bild 7.17:	Reibungsbeiwerte auf unterschiedlichen Tragschichten - Erstverschiebung.....	74
Bild 7.18:	Reibungsbeiwerte auf unterschiedlichen Tragschichten - mehrfaches Verschieben.....	76
Bild 7.19:	Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus des statischen Abscherversuchs	80
Bild 7.20:	Analyse der Bruchlasten in Bezug zur Lage der Bohrkerne im Fahrbahnquerschnitt.....	81
Bild 7.21:	Analyse der Bruchlasten in Bezug zur Lage der Bohrkerne im Fahrbahnquerschnitt.....	82
Bild 7.22:	räumliche Verteilung der Verbundverhältnisse an einer halben Betonplatte.....	83
Bild 7.23:	Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 Jahren Liegedauer auf HGT	84
Bild 7.24:	Verbundzustand am Plattenrand nach 20 Jahren Liegedauer auf HGT	84
Bild 7.25:	Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 bis 30 Jahren Liegedauer auf HGT	84
Bild 7.26:	Verbundzustand am Plattenrand nach 20 bis 30 Jahren Liegedauer auf HGT	84
Bild 7.27:	Verbundzustand in Plattenmitte nach über 30 Jahren Liegedauer auf HGT	85

Bild 7.28:	Verbundzustand am Plattenrand nach über 30 Jahren Liegedauer auf HGT.....	85
Bild 7.29:	Verbundzustand in Plattenmitte nach 20 Jahren Liegedauer auf ATS.....	85
Bild 7.30:	Verbundzustand am Plattenrand nach 20 Jahren Liegedauer auf ATS.....	85
Bild 7.31:	Länge des Endbereichs in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur	88
Bild 7.32:	Größe der Verschiebung am Ende des Endbereichs in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur	89
Bild 7.33:	maximale Längsdruckspannung in Abhängigkeit der Temperaturdifferenz zur Nullspannungstemperatur	90
Bild 7.34:	Festlegung der Abstände der Entlastungsschnitte mit Asphaltersatz in alten Betonfahrbahndecken (Liegedauer > 30 Jahre) aus dem Jahr 2013	91
Bild 7.35:	Betonfahrbahn erwärmt sich und verformt den Asphalt (Kuppenbildung).....	91
Bild 7.36:	Stichmaßbestimmung am Asphaltstreifen mit Kuppenbildung [21].....	92
Bild 7.37:	theoretische Volumenänderung des Asphalt.....	92
Bild 7.38:	Situation in der Fahrbahn bei zu großem Abstand der Entspannungsbereiche	93
Bild 7.39:	Ergebnis der theoretischen Berechnung zu maximalen Abständen der Entspannungsbereiche	93
Bild 7.40:	beispielhafte Darstellung von Hohllagenbildung an einer Betonplatte durch Längsverschiebung der Fahrbahn.....	96
Bild 8.1:	Modellgeometrie mit ATS-Streifen für FEM-Simulationen	98
Bild 8.2:	Modellgeometrie mit ATS-Streifen – Lagerung mit Verbund zwischen Beton und HGT.....	99
Bild 8.3:	Modellgeometrie mit ATS-Streifen – Lagerung mit gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT	99
Bild 8.4:	Modellgeometrie zur Betrachtung der Verschiebungen	100
Bild 8.5:	Übersicht über die in den FEM-Simulationen verwendeten Temperaturen.....	102
Bild 8.6:	Grundlage zur Ermittlung der theoretischen Spannung am System als Einwirkung für die FEM-Simulationen.....	102
Bild 8.7:	Finite-Elemente-Modell mit ATS-Streifen – Lagerung mit Verbund zwischen Beton und HGT (halbseitige Darstellung)	103

Bild 8.8:	Finite-Elemente-Modell mit ATS-Streifen – Lagerung mit gelöstem Verbund zwischen Beton und HGT (halbseitige Darstellung)	104
Bild 8.9:	Finite-Elemente-Modell – reibungsfreie Lagerung zwischen Beton und TS sowie zwischen TS und Unterlage	105
Bild 8.10:	Verformung der Betonendplatten und des Asphaltstreifens im FEM-Modell (überhöhte Darstellung).....	106
Bild 8.11:	Vergleich der Normalspannungen in Längs- (x-Achse) und Querrichtung (z-Achse) am Plattenrand der Endplatte	107
Bild 8.12:	Längsrisse in der Fahrbahnplatte kurz vor einem Entspannungsbereich	108
Bild 8.13:	Verlauf der Normalspannung in Längsrichtung (x-Achse)	109
Bild 8.14:	Verlauf der Normalspannung in Querrichtung (z-Achse)	110
Bild 8.15:	Endbereichslängen einer Betonfahrbahn in Abhängigkeit der Art der Tragschicht	111
Bild 8.16:	Gegenüberstellung der theoretischen Berechnungen und der FEM-Simulationen zur Endbereichslänge	112
Bild 8.17:	Verschiebung der Betonfahrbahn auf HGT (links) und auf ATS (rechts) am Ende des Endbereichs nach FEM-Simulation	113
Bild 8.18:	Relativverschiebung einer Betonfahrbahn zur Tragschicht am freien Ende	114

Tabellenverzeichnis

Tabelle 2.1: Vergleich der Betonfahrbahndicken nach RStO [1, 3–5] über die Zeit	10
Tabelle 3.1: Klimadaten der heißesten Jahre einer Messstelle in Südbayern ab dem Jahr 2003 [17]	18
Tabelle 3.2: Klimadaten der heißesten Jahre einer Messstelle in Südbayern ab dem Jahr 2013 [17]	18
Tabelle 7.1: Reibungsbeiwerte von Betonfahrbahnplatten mit Papierzwischenlage auf diversen Unterlagen [46, 47]	53
Tabelle 7.2: Reibungsbeiwerte beim Vorspannen von Betonfahrbahnplatten [46, 47]	53
Tabelle 7.3: Reibungsbeiwerte von Betonplatten auf diversen Unterlagen [66]	55
Tabelle 7.4: Reibungsbeiwerte für Gleitschichten aus Sand, nach [68, 69]	55
Tabelle 7.5: Reibungsbeiwerte auf einem Kies-Sand-Gemisch, nach [68, 70] .	56
Tabelle 7.6: Reibungsbeiwerte auf Sauberkeitsschichten, nach [68]	59
Tabelle 7.7: Zusammenfassung der Reibungsbeiwerte aus der Literatur [9, 46, 47, 61, 63–65, 73, 74]	61
Tabelle 7.8: Reibungsbeiwerte einer Betonfahrbahn auf unterschiedlichen Unterlagen.....	78
Tabelle 7.9: Materialkennwerte für theoretische Berechnungen [9, 25, 33–35, 37, 38, 80]	86
Tabelle 8.1: Zusammenstellung der Materialkennwerte für die FEM-Simulationen	100

Anlagenverzeichnis

Bild A 1: Verlauf der max. Lufttemperatur von Juni bis August der Jahre 2003, 2013, 2015 ..133

Anlagen

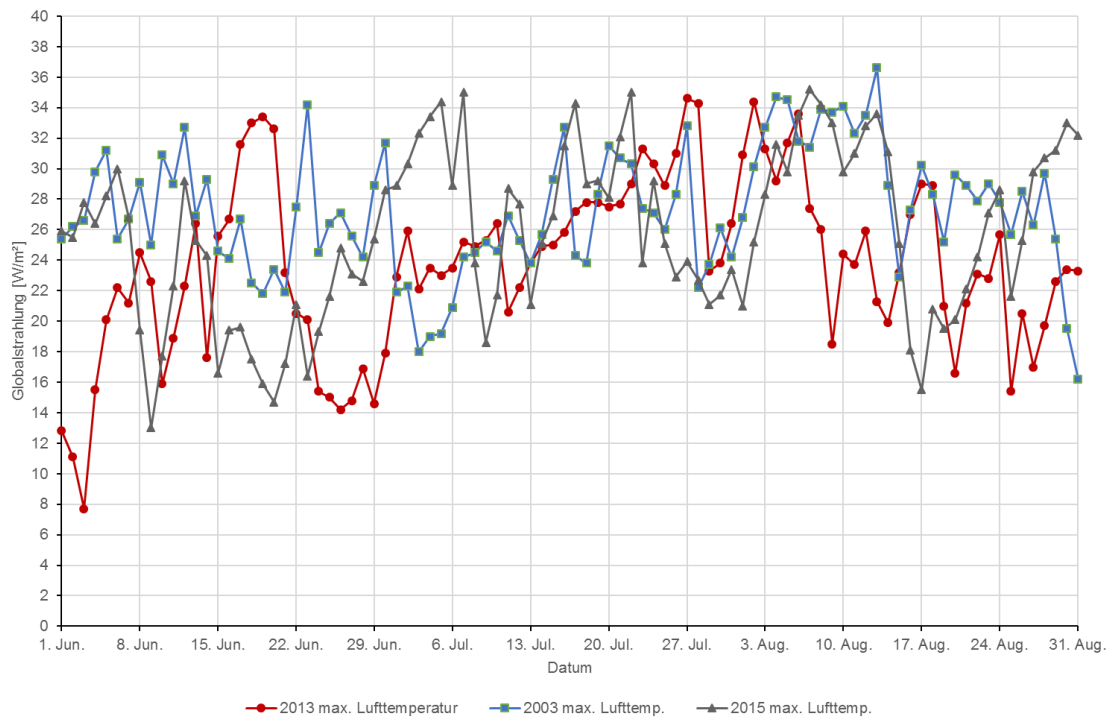


Bild A 1: Verlauf der max. Lufttemperatur von Juni bis August der Jahre 2003, 2013, 2015