

Diploma Thesis

Investigation of the interface bonding between concrete and asphalt layers in whitetopping pavements

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieurin
of the TU Wien, Faculty of Civil Engineering

DIPLOMARBEIT

Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Straßenaufbauten in Whitetopping Bauweise

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grades einer
Diplom-Ingenieurin
eingereicht an der Technischen Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen

von

Elisabeth WAGNER, BSc

Matr.Nr.: 01225968

unter der Anleitung von

Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Ronald BLAB**

Univ. Ass. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Lukas EBERHARDSTEINER**

Univ. Ass. Dipl.-Ing. **Kristina BAYRAKTAROVA**

E 230

Institut für Verkehrswissenschaften
Forschungsbereich Straßenwesen
Technische Universität Wien,
Gusshausstraße 28/230/3, A-1040 Wien

Wien, im November 2019

Danksagung

Die vorliegende Diplomarbeit entstand am Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen an der Technischen Universität Wien und stellt das Ende meines Bauingenieurwesen-Studiums dar. Daher möchte ich mich hiermit bei all jenen bedanken, die mich während meines Studiums unterstützt und begleitet haben sowie bei all jenen, die zur Erstellung dieser Arbeit beigetragen haben.

Bedanken möchte ich mich bei Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Ronald Blab, der mich im Zuge meiner Diplomarbeit Teil eines interessanten Forschungsbereiches hat sein lassen. Zudem möchte ich meinen Dank für die finanzielle Unterstützung aussprechen.

Ein herzliches Dankeschön gilt Dipl.-Ing. Dr.techn. Bernhard Hofko und seinem Team für die Zeit, Geduld und die Mithilfe bei den Versuchsdurchführungen im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien. Zudem möchte ich mich bei Dipl.-Ing. Dr. Martin Peyerl für die Unterstützung bei den Keilspaltfestigkeitsprüfungen bedanken.

Besonders herzlich danke ich Univ. Ass. Dipl.-Ing. Kristina Bayraktarova für die gute Betreuung, ihre Geduld, für unzählige Besprechungen, Diskussionen und Treffen. Als Betreuerin dieser Arbeit stand ihre Tür jederzeit für Fragen und Probleme offen.

Außerdem möchte ich meinen Eltern und Geschwister danken, die mich über all die Jahre begleitet und unterstützt haben. Sie waren eine große und wertvolle Stütze in schwierigen Phasen, ohne die ein Erfolg wie dieser nicht möglich gewesen wäre. Danke, dass ihr mich zu dem Menschen geformt habt, der ich heute bin.

Last but not least möchte ich meinem Freund Raphael danken, der mir stets mit viel Geduld, Motivation und in schwierigen Situationen mit seinem technischen Wissen und Rat zur Seite stand. Danke, dass ich ein Teil deines Lebens sein darf.

Kurzfassung

Angesichts der meist begrenzten finanziellen Mittel erfreuen sich Erhaltungsmaßnahmen immer größer werdender Beliebtheit. Herkömmlich eingesetzte Instandsetzungsmaßnahmen erfüllen oft nur temporär deren Zweck. Whitetopping, eine seit Jahren in den USA angewendete Oberbauweise, bietet neben einer nachhaltigen und umweltfreundlichen ebenso eine, im Vergleich zu anderen Erhaltungsmaßnahmen, langlebige und kostengünstige Methode, um eine bereits sanierungsbedürftige Straße wiederherzustellen. Vor allem Fahrbahnbereiche, die erhöhten Beanspruchungen ausgesetzt sind, profitieren davon.

In der vorliegenden Arbeit wird zu Beginn ein Basiswissen über Whitetopping vermittelt. Danach wird auf die Verbundwirkung sowie auf die in Österreich gebräuchlichen Prüfverfahren zum Schichtenverbund eingegangen, da dieser einen wesentlichen Einfluss auf das Gebrauchsverhalten dieser Bauweise hat. Anschließend werden die Bemessungs- und Dimensionierungsmethoden in Österreich, Deutschland und in den USA vorgestellt. Zum Schluss werden die Erkenntnisse aus den Untersuchungen dargelegt und analysiert.

Die im Rahmen dieser Arbeit gewonnen Ergebnisse zum Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt beurteilen nicht nur den Temperatureinfluss, sondern liefern auch Aussagen über die unterschiedlichen Prüfverfahren und deren Vergleichbarkeit zueinander.

Nach der Analyse der einzelnen Ergebnisse hat sich gezeigt, dass bei niedrigeren Temperaturen größere Steifigkeiten sowie Festigkeiten im Verbund anzutreffen sind. Jedoch konnte belegt werden, dass es bei höheren Temperaturzuständen zu geringeren Streuungen der Ergebnisse kommt. Zudem konnte nachgewiesen werden, dass es bei höheren Temperaturen zu keinem Verbundversagen kommt, sondern der Asphalt vor dem Verbund versagt.

Mit Hilfe der in dieser Arbeit gewonnen Erkenntnisse sollen die nationalen und internationalen Bemessungsmethode überarbeitet und weiterentwickelt werden.

Abstract

In view of limited financial resources, conservation measures are becoming increasingly popular. Conventionally used repair measures often only fulfil their purpose temporarily. Whitetopping is a concrete overlay that has been used in the USA for years and offers a sustainable and environmentally friendly as well as a durable and cost effective method compared to other maintenance measures to restore a road that is already in need of rehabilitation. Especially road areas which are intensively used benefit from this method.

In this thesis, a basic knowledge of whitetopping is presented at the beginning. Afterwards, the interface bonding effect and the tests customary in Austria for layer bonding are discussed, as this has a significant impact of the usage of whitetopping pavements. Within the following chapters, the design methods in Austria, Germany and in the USA will be presented. And finally, the findings of the investigations are presented and analysed.

The results obtained within the scope of this work does not only assess the temperature influence on the bond between concrete and asphalt layers, but also provides information on the different test methods and their comparability with each other.

After analysing the individual results, this thesis shows that at lower temperatures higher forces and strengths can be found in the composite. However, it proves that higher temperature conditions results to less deviations. In addition, it could be proven that the bond between the layers at test temperature of +40°C is guaranteed, since the failure during the performance of the tests occurs in the asphalt layer.

With the help of the knowledge gained from this work, the Austrian design method will be revised and further developed.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	7
1.1	Überblick	7
1.2	Zielsetzung	7
2	Grundlagen.....	9
2.1	Begriffsdefinition.....	9
2.2	Arten von Whitetopping	10
2.2.1	Konventionelles Whitetopping	11
2.2.2	Dünnes Whitetopping	12
2.2.3	Ultra-dünnes Whitetopping.....	12
2.3	Konstruktionsprinzipien	12
2.3.1	Whitetopping ohne Verbund.....	13
2.3.2	Whitetopping mit Verbund	13
2.4	Herstellung von Whitetopping-Konstruktionen	14
2.5	Entwicklung.....	15
2.5.1	USA	15
2.5.2	Deutschland	16
2.5.3	Österreich.....	16
2.6	Einsatzmöglichkeiten und Grenzen	16
3	Verbundwirkung.....	18
3.1	Einflussfaktoren auf die Verbundqualität	18
3.2	Herstellung des Verbundes	20
3.3	Wirkung des Verbundes	20
3.4	Prüfung des Schichtenverbundes	21
3.4.1	Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment	22
3.4.2	Scherhaftfestigkeitsprüfung	22
3.4.3	Haftzugfestigkeitsprüfung.....	24
3.4.4	Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung	25
3.4.5	Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung	26
3.4.6	Keilspaltmethode	27
3.5	Bisherige Untersuchungen zum Schichtenverbund	28
3.6	Modellierung des Verbundes.....	30
4	Bemessung und Dimensionierung von Whitetopping-Aufbauten	33
4.1	USA	33
4.2	Deutschland	34
4.3	Österreich	35

4.3.1	Bestand.....	36
4.3.2	Verkehrsbelastung.....	36
4.3.3	Struktur.....	36
4.3.4	Materialeigenschaften	37
4.3.5	Klima.....	37
5	Untersuchungen zum Schichtenverbund.....	38
5.1	Teststrecke	38
5.2	Haftzugfestigkeitsprüfung	38
5.2.1	Kurzbeschreibung	38
5.2.2	Ergebnisse und Interpretation	39
5.3	Schubfestigkeitsprüfung	49
5.3.1	Kurzbeschreibung	49
5.3.2	Ergebnisse und Interpretation	49
5.4	Keilspaltfestigkeitsprüfung	59
5.4.1	Kurzbeschreibung	59
5.4.2	Ergebnisse und Interpretation	63
5.5	Bewertung und Zusammenfassung der Prüfungsergebnisse.....	72
6	Zusammenfassung und Ausblick.....	75
7	Anhang A.....	77
7.1	Haftzugfestigkeitsprüfung	77
7.2	Schubfestigkeitsprüfung	81
7.3	Keilspaltfestigkeitsprüfung	85
8	Anhang B	93
8.1	Abbildungsverzeichnis.....	93
8.2	Tabellenverzeichnis	96
9	Literaturverzeichnis	97

1 Einleitung

1.1 Überblick

Das strukturelle Versagen und die Instandsetzung von Fahrbahnen haben unter Forschern und Ingenieuren angesichts der heute oftmals nur begrenzt verfügbaren finanziellen Mittel immer mehr Aufmerksamkeit auf sich gezogen. Unter Berücksichtigung der sich verschärfenden Ziele in Bezug auf Nachhaltigkeit und Umweltschutz ist es natürlich zweckmäßig, Instandsetzungsmaßnahmen gezielt dort einzusetzen, wo sie am meisten benötigt werden und gleichzeitig sicherzustellen, dass ein strukturelles Versagen der Straße vorgebeugt werden kann (Olubanwo, 2013).

Eine Analyse der Zustandserfassung des österreichischen Landesstraßennetzes aus dem Jahre 2011 bescheinigt, dass 22% der untersuchten Straßen einen schlechten bis sehr schlechten Zustand aufweisen. Eine Aktualisierung der Ergebnisse im Jahre 2015 prognostiziert eine Erhöhung auf 30%, soweit keine ergänzenden Mittel in die Erhaltung investiert werden. Diese Ergebnisse und Zahlen zeigen, dass ein enormer Bedarf an durchzuführenden, baulichen Erhaltungsmaßnahmen im Landesstraßennetz besteht. Gleiches gilt für das rund 98.000 km lange Gemeindestraßennetz (Litzka, et al., 2011). Beide Straßennetze sind fast ausnahmslos in Asphaltbauweise ausgeführt (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 6) und werden durch die zunehmende Anzahl von Schwerfahrzeugen, erhöhten Achslasten und Gesamtgewichten zunehmend immer mehr beansprucht (Prinesdoma, 2006 S. 1).

Der Fahrbahnaufbau genügt oftmals nicht mehr für die heutigen Verkehrsbeanspruchungen (Prinesdoma, 2006 S. 1). Daher werden bei einer typischen Lebensdauer von Asphaltbefestigungen von 25 Jahren regelmäßige Erhaltungsmaßnahmen immer notwendiger (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 6). Teure Instandsetzungsmaßnahmen sind oftmals binnen weniger Jahre, oft noch vor dem Ende der strukturellen Lebensdauer einer Straße, notwendig und erfordern meist den Austausch der Deckschichten. Verzichtet man auf solche Maßnahmen, treten nach relativ kurzer Zeit erneute Verformungen auf. Da die finanziellen Mittel meist knapp sind, besteht der Wunsch nach einer wirtschaftlichen und dauerhaften Instandsetzungsvariante mit nur kurzfristiger Behinderung des laufenden Verkehrs (Prinesdoma, 2006 S. 1-2).

Instandsetzungsmaßnahmen in Betonbauweise, wie zum Beispiel Whitetopping-Konstruktionen, können in solchen Fällen große Vorteile mit sich bringen. Die Whitetopping-Bauweise bietet die Möglichkeit eine neuwertige Fahrbahndecke herzustellen, ohne den vorhandenen Straßenaufbau komplett erneuern zu müssen. Im Gegensatz zu konventionellen Instandsetzungsmaßnahmen muss nicht der gesamte Oberbau entfernt werden, sondern nur die ersten Zentimeter. Whitetopping nutzt somit den verbleibenden Fahrbahnaufbau als Tragschicht und macht diese Bauweise wiederum schneller, nachhaltiger und wirtschaftlicher im Vergleich zu anderen Instandsetzungsmaßnahmen (HeidelbergeCEMENT Group, 2015).

Dabei haben viele verschiedene Faktoren Einfluss auf die Lebensdauer und Funktionsweise dieser Instandsetzungsmaßnahme. Dafür müssen die Qualität der eingesetzten Materialien und des Einbaues sowie die Oberflächenbeschaffenheit aber auch viele andere Faktoren wie zum Beispiel die Temperaturwechselbeanspruchungen und Inhomogenitäten berücksichtigt werden.

1.2 Zielsetzung

Die wesentlichen Aufgaben dieser Diplomarbeit sind, den internationalen und nationalen Stand der Technik in Bezug auf Whitetopping darzustellen, die Verbundwirkung in Whitetopping-Konstruktionen zu beschreiben sowie die unterschiedlichen internationalen und nationalen Bemessungs- und Dimensionierungsmethoden für die Berücksichtigung der Verbundwirkung aufzulisten.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist mit Hilfe von drei unterschiedlichen Prüfverfahren, Erkenntnisse bezüglich des Schichtenverbunds bei Whitetopping zu erhalten und die Auswirkungen von unterschiedlichen Temperaturzuständen zu analysieren. Daraus sollen Empfehlungen für zukünftige Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Whitetopping abgegeben werden.

2 Grundlagen

In diesem Kapitel soll in Kürze ein Einblick in die Oberbauweise „Whitetopping“ gegeben werden. Ausführlicheres kann man in zahlreichen Veröffentlichungen, wie zum Beispiel in (Rasmussen, et al., 2004), (Prinesdoma, 2006), (Harrington, 2008), oder (Eid, 2011) finden.

2.1 Begriffsdefinition

Der Begriff „Whitetopping“ wird in vielen verschiedenen Bedeutungen verwendet. Vom Englischen übersetzt bedeutet es „weißer Belag“ oder „weißer Überzug“ (Eid, 2011 S. 1). Im Allgemeinen bezeichnet man damit eine aus den Vereinigten Staaten kommende Oberbauweise (Prinesdoma, 2006 S. 2). Dabei wird eine zu sanierende Fahrbahn in Asphalt-, Beton- oder zementgebundener Bauweise mit einer neuen Betonschicht überbaut (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 6). Im Gegensatz dazu wird das Überbauen einer geschädigten Fahrbahn mit einer neuen Asphaltsschicht als „Blacktopping“ bezeichnet (Eid, 2011 S. 1).

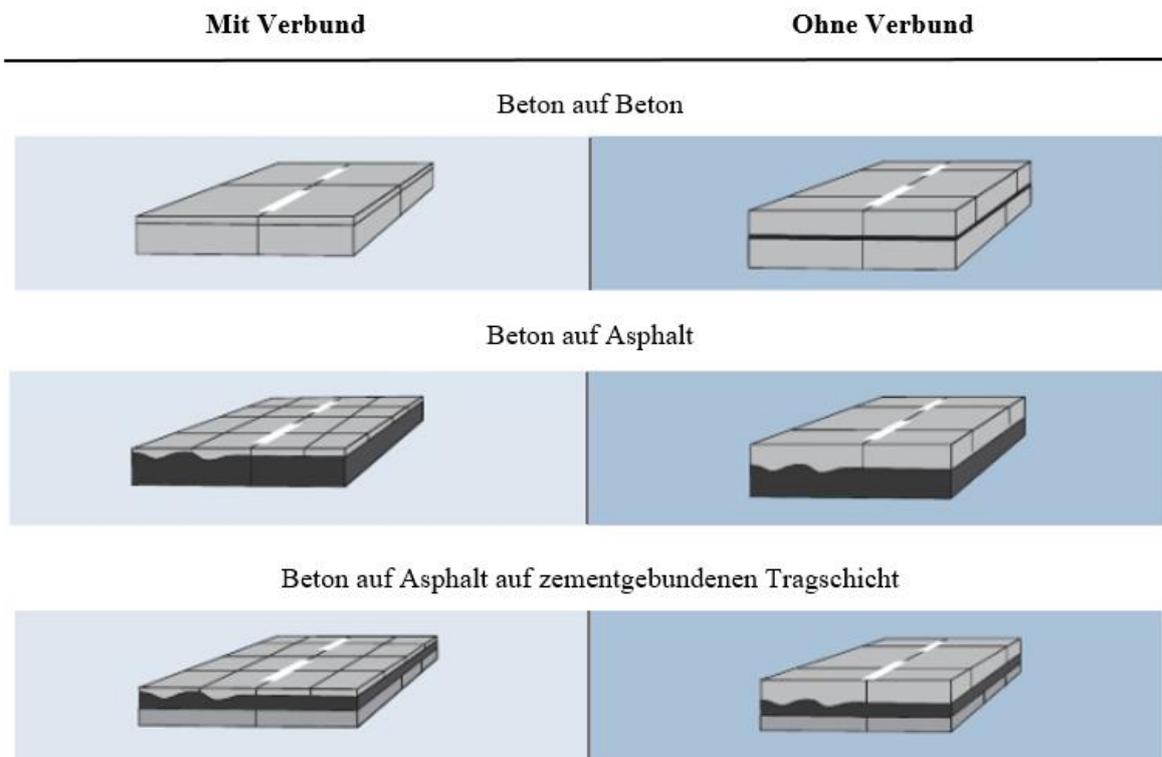


Abb. 1: Varianten von Whitetopping-Konstruktionen nach (Harrington, 2008 S. 1)

Die **Abb. 1** zeigt einen Überblick über die verschiedenen Möglichkeiten für die Anwendung von Whitetopping-Konstruktionen auf unterschiedlichen Untergründen sowie die Möglichkeit der Ausführung mit oder ohne Verbund.

Diese Bauweise ist sehr vielseitig einsetzbar und eignet sich für den gesamten Straßenbau. Besonders geeignet ist diese, wenn die Straßenkonstruktion Schäden in Form von Spurrinnen, Verdrückungen oder Aufquetschungen infolge zu hoher Verkehrsbelastungen aufweist und eine Grunderneuerung der Asphaltbefestigung nicht erwünscht ist (Ehrlich, et al., 2010). **Abb. 2** zeigt eine schematische Darstellung einer Whitetopping-Konstruktion.

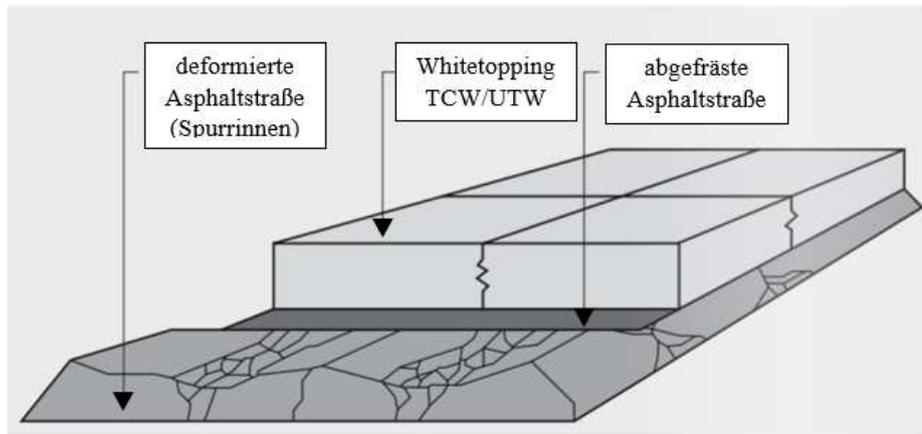


Abb. 2: Konstruktionsprinzip nach (Ehrlich, et al., 2010 S. 264)

2.2 Arten von Whitetopping

In einer Veröffentlichung von Rasmussen und Rozycki im Jahr 2004 (Rasmussen, et al., 2004 S. 3) werden 3 verschiedene Arten von Whitetopping erwähnt. Beide unterscheiden zwischen konventionellem Whitetopping, dünnem Whitetopping (TWT) und ultra-dünnem Whitetopping (UTW).

Tab. 1: Whitetopping-Bautypen nach (Rasmussen, et al., 2004 S. 3)

Bautypen	Dicke der Betonplatte D [mm]	Fugenabstand [mm]	Verbund
Konventionelles Whitetopping (Conventional Whitetopping)	≥ 200	$25 \times D$	nicht notwendig
Dünnes Whitetopping (Thin Whitetopping – TWT)	$> 100 - 200$	$20 \times D$	empfehlenswert
Ultra-dünnes Whitetopping (Ultra-Thin Whitetopping – UTW)	≤ 100	$15 \times D$	zwingend

Die in **Tab. 1** aufgelisteten Bautypen unterscheiden sich lediglich durch die Dicke der Betondecke, durch den Fugenabstand sowie durch die Verbundmöglichkeit zwischen überdeckender Betonschicht und der darunter liegenden Asphalttschicht.

Durch die Kombination der Baustoffe Beton und Asphalt werden die Vorteile der beiden Produkte vereinigt. Während die Asphalttschicht eine erosionsbeständige und tragfähige Unterlage für die Betonschicht darstellt, reduziert die Betondecke die Temperaturschwankungen in der darunter liegenden Asphalttschicht und sorgt somit für eine gleichmäßigere Bettung (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 6). Im Sommer, wenn die Tragfähigkeit von Asphalt sinkt, sind die Fugen des Betons geschlossen und die Betonschicht hat die höchste Tragfähigkeit. Bei kühleren Temperaturen ist es umgekehrt. Die Fugen des Betons sind geöffnet und die Tragfähigkeit des Asphalts ist größer.

Durch den Verbund zwischen Beton und Asphalt entsteht ein Kompositsystem, in dem Beton und Asphalt gemeinsam tragen. Die durchgehende Asphalttragschicht führt über eine lastübertragende Wirkung zu einem quasi-kontinuierlichen Tragsystem, in dem der Asphalt die Dübel, die im herkömmlichen Betondeckensystem angewendet werden, ersetzt (Eid, 2011 S. 5).

Whitetopping-Decken werden grundsätzlich mit kleineren Schichtdicken als konventionelle Betondecken ausgeführt. Dadurch und um die auftretenden Wölbspennungen zu reduzieren, werden geringere Fugenabstände ausgeführt (siehe **Tab. 1**). Ebenso werden die Längsfugen außerhalb der Rollspur angeordnet, da ansonsten unzulässig hohe Randspannungen entstehen (siehe **Abb. 3**).

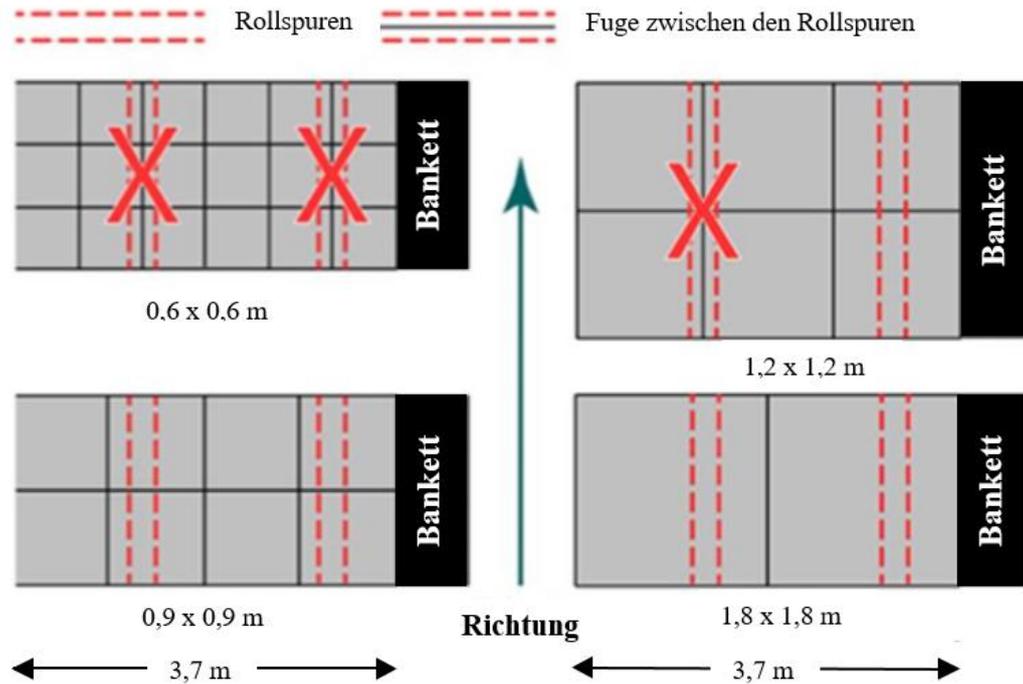


Abb. 3: Spurenverteilung bei Längsfugen nach (Harrington, et al., 2014 S. 28)

Bei der Whitetopping-Bauweise wird der Einsatz von Ankern regelmäßig empfohlen, während Dübel wie bei klassischen Betondeckensystemen eher selten verwendet werden (Eid, 2011 S. 13). Die erforderlichen Fugenabstände sind in der oben angeführten **Tab. 1** angegeben. Der Fugenschnitt erfolgt durch herkömmliche Geräte und muss frühzeitig hergestellt werden, damit keine Entspannungsrissen auftreten (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 8).

2.2.1 Konventionelles Whitetopping

Unter einem konventionellen Whitetopping versteht man das Überbauen einer Asphaltstraße mit einer Betonbeschichtung von mindestens 200 mm (8 in.) oder mehr, die dabei ohne Berücksichtigung eines Verbundes zwischen dem Beton und der darunterliegenden Asphaltenschicht hergestellt wird (Rasmussen, et al., 2004 S. 3).

Diese Oberbauweise wird seit 1918 in den USA angewendet. In den 1950er und 1960er Jahren wurde diese Technik vereinzelt im Straßenaufbau bestehender Autobahnen und Landstraßen eingesetzt, um deren Tragfähigkeit zu erhöhen. Seit den 1960er Jahren wird das konventionelle Whitetopping bei Instandhaltungsmaßnahmen ausgeführt und erfreut sich dabei großer Beliebtheit (ACPA - American Concrete Pavement Association, 2013).

2.2.2 Dünnes Whitetopping

Unter einer dünnen Weißbeschichtung versteht man das Überbauen einer Asphaltstraße mit einer zwischen 100 und 200 mm (4 in. bis 8 in.) dicken Betonschicht. In den meisten Fällen wird diese mit einem Verbund zwischen der Betonschicht und der geschädigten Asphaltenschicht hergestellt. (Rasmussen, et al., 2004 S. 3).

Diese Variante wurde im Jahr 1997 zum ersten Mal erprobt, da das ultra-dünne Whitetopping für Straßen mit höherem Verkehrsaufkommen nicht geeignet war. Die drei ersten Versuchsstrecken wurden auf den amerikanischen Interstate Highways in Massachusetts, Mississippi und Minnesota angelegt (Cole, et al., 2002) (Cole, et al., 1998).

2.2.3 Ultra-dünnes Whitetopping

Bei einem ultra-dünnen Whitetopping hat die Dicke der Betonbeschichtung weniger als 100 mm (4 in.). Dem Verbund beider Schichten und dem kleinen Fugenabstand des Betons wird dabei besondere Aufmerksamkeit geschenkt (Rasmussen, et al., 2004 S. 3).

Diese Technik wurde Ende der 1980er und in den frühen 1990er Jahre entwickelt. Den ersten beiden Versuchen im Jahr 1988, in Madisonville, Kentucky (USA), mit einer 9 cm dicken Betonbeschichtung, folgten zwei weitere in Colorado, bei denen Dicken von 9 cm und 12,5 cm hergestellt wurden. Ausschlaggebend für den weiteren Erfolg dieser Bauweise aber war das Versuchsprojekt in Louisville, Kentucky, im Jahr 1991, bei dem eine 5 cm und 9 cm dicke Betonschicht und Fugenabstände von 0,6 m und 1,8 m gefertigt wurden. Dies löste einen beträchtlichen Aufschwung aus, der sich bis heute fortsetzt (Risser, et al., 1993).

2.3 Konstruktionsprinzipien

Abhängig von den Plattenabmessungen und dem Zustand des Bestandes kann die Whitetopping-Bauweise mit oder ohne Verbund zu der darunterliegenden Schicht ausgeführt werden. Whitetopping-Aufbauten mit und ohne Verbund weisen grundsätzlich unterschiedliche Tragwirkungen auf (siehe **Abb. 4**).

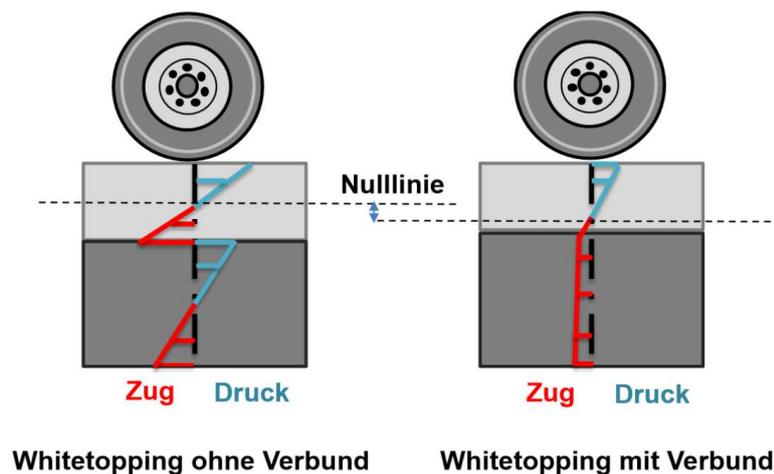


Abb. 4: Spannungsverteilung bei Whitetopping mit und ohne Verbund (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 9)

Der Zustand der bestehenden Asphaltenschicht und die zu erwartenden Verkehrsbelastungen bestimmen, welcher Bautyp wann eingesetzt wird. Durch messtechnische und visuelle Untersuchungen erfolgt eine Evalu-

ierung des Straßenbestandes. Lokal aufzufindende Schäden wie Schlaglöcher, Ausbrüche, Risse, Frosthebungen, Setzungen und Unebenheiten müssen vor dem Einbau der neuen Betondecke beseitigt werden (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 9).

2.3.1 Whitetopping ohne Verbund

Bei Whitetopping-Konstruktionen ohne Verbund wird die geschädigte Asphaltstraße mit einer mindestens 10 cm dicken Betonschicht überbaut. Dabei wird dem Verbund zwischen diesen beiden Schichten keine Aufmerksamkeit geschenkt. Der darunterliegende Asphalt dient der neuen Betonbeschichtung lediglich als Tragschicht und erfährt vor dem Einbau keine weitere Behandlung (Prinesdoma, 2006 S. 3).

Während die Betondecke bei einer Bauweise ohne Verbund für sich alleine wirkt, kann die Resttragwirkung der Asphalttschicht bei einer Bauweise mit Verbund genutzt werden. Um eine ausreichende Tragwirkung der Asphalttschicht zu gewährleisten, sowie die Erosionswirkung unter der Betondeckung zu verhindern, wird in der Regel bei Whitetopping ohne Verbund ein Geotextil angeordnet. Mit einer ausreichenden Dimensionierung der neuen Betonschicht ist anschließend sichergestellt, dass die Betonschicht selbst Lasten aufnehmen kann (Belyovski, 2017).

2.3.2 Whitetopping mit Verbund

Whitetopping-Konstruktionen mit Verbund beruhen auf der Verbundwirkung zwischen einer dünnen Deckschicht aus Beton und einer darunter liegenden Asphalttschicht. Beide Schichten reagieren dabei als Verbunddecke und nicht als zwei unabhängige Schichten. Die **Abb. 5** verdeutlicht die Auswirkungen eines Verbundes.

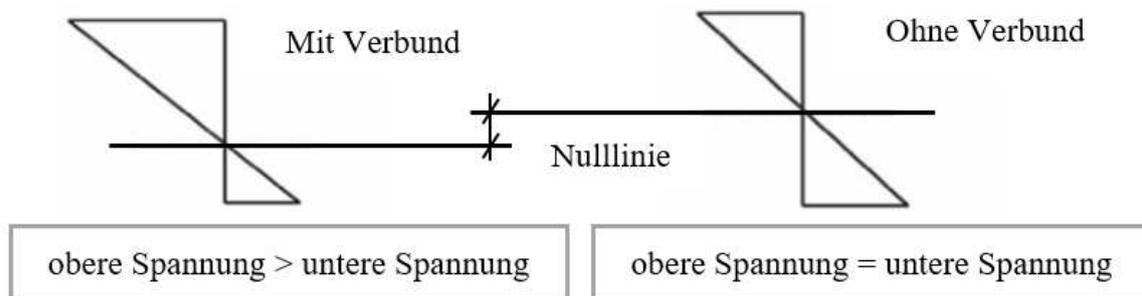


Abb. 5: Darstellung der Spannungsverteilung in der Betonschicht mit und ohne Verbund nach (ACPA - American Concrete Pavement Association, 2003a)

Da die Verbundwirkung die Verkehrsspannungen in der Betonbeschichtung beträchtlich vermindert, kann in diesem Fall die Dicke der Deckschicht geringer als bei einer Konstruktion ohne Verbund ausgeführt werden.

Zwei wesentliche Grundvoraussetzungen für eine erfolgreiche Wirkungsweise von Whitetopping mit Verbund sind zum einen

- die Herstellung einer Verbundwirkung zwischen der Betondeckschicht und der darunter liegenden Asphalttschicht und zum anderen
- die optimale Wahl des Fugenabstandes (Prinesdoma, 2006 S. 4-5).

Zwei der zuvor in **Kapitel 2.2** erwähnten Unterscheidungen von (Rasmussen, et al., 2004) werden dem Whitetopping mit Verbund zugerechnet und zwar

- das dünne Whitetopping (TWT) und
- das ultra-dünne Whitetopping (UTW).

Wobei das dünne Whitetopping (TWT) nach (Rasmussen, et al., 2004 S. 3) nicht zwingend mit Verbund ausgeführt werden muss. Das konventionelle Whitetopping wird meist ohne Verbund ausgeführt.

Im Rahmen der vorliegenden Arbeit soll das Verhalten des Schichtenverbundes bei Whitetopping untersucht werden. Daher wird im Folgenden nur noch auf Whitetopping mit Verbund eingegangen.

2.4 Herstellung von Whitetopping-Konstruktionen

Das Grundprinzip der Whitetopping-Bauweise besteht darin, die Tragfähigkeit der verbleibenden Asphalt-schicht zu nutzen und durch eine dünne Betonauflage die Verformungsresistenz sicherzustellen (Steigenberger, 2007).

Voraussetzung für die dauerhafte Instandsetzung einer beschädigten Asphaltbefestigung ist nicht nur eine ausreichende Tragfähigkeit der verbleibenden Asphaltschicht, sondern auch eine ausreichende Tragfähigkeit des Untergrundes sowie eine ausreichende Verbundwirkung (vgl. **Tab. 1**) zwischen Asphalt und Beton.

Zu Beginn wird der schadhafte Asphaltbelag bis zur erforderlichen Tiefe abgefräst. Die verbleibende Tragschicht sollte dabei mindestens 8 cm betragen. Anschließend werden Fehlstellen, Vertiefungen und Ausbrüche mit Asphaltmischgut aufgefüllt. Mit der Fräse wird zugleich die gewünschte Rauigkeit der Unterlage für den Beton erreicht. Nach diesen Vorgängen wird die gefräste Fläche gründlich gereinigt. Dies erfolgt meist mit Druckluft und/oder Wasserstrahl. Bei hochsommerlichen Temperaturen ist darauf zu achten, dass die abgefräste Schicht vor direkter Sonneneinstrahlung zu schützen ist. Vor dem Betonieren muss darauf geachtet werden, dass die Unterlage mattfeucht und frei von Wasserpfützen ist, um einen guten Verbund und eine hohe Betonqualität zu gewährleisten

Vorwiegend erfolgt ein maschineller Betoneinbau. Der Einbau per Hand zwischen Schalung und unter Verwendung von Rüttel- oder Abziehbohlen ist nur bei sehr kleinen und geometrisch ungünstigen Flächen zu empfehlen (Ehrlich, et al., 2010 S. 266). Grundsätzlich ist der Beton gemäß der ÖN B 4710-1 (ÖNI, 2007) herzustellen. Für Straßenbeton sind in der RVS 08.17.02 (FSV, 2011) gesonderte Anforderungen an die zu verwendende Gesteinskörnung sowie an das Bindemittel zu finden. Beim dünnen Whitetopping wird die Betondecke aus einem schwindarmen, fasermodifizierten Beton hergestellt. Die Einbaudicken für den Beton liegen bei 100 mm bis 200 mm. Beim ultra-dünnen Whitetopping sind Betondicken von 50 mm bis 100 mm möglich. Nach Fertigstellung der Betonschicht muss dafür gesorgt werden, dass die Oberfläche ausreichend griffig und möglichst lärmarm ist (Ehrlich, et al., 2010 S. 267).

Die Betonherstellung mit Waschbetonstruktur kann dabei als Regelbauweise angesehen werden. Um eine Waschbetonstruktur herstellen zu können, sind gesonderte Anforderungen an den Oberbeton gegeben. Nach dem Ausbürsten des Oberflächenmörtels ist nach der Applikation eines Oberflächenverzögerers, welcher in Kombination mit einem Verdunstungsschutz aufgetragen wird, eine weitere Nachbehandlung erforderlich.

Alternativ dazu wird bei der Herstellung von kleinen Flächen die Oberflächentextur Besenstrich ausgeführt. Dafür wird nach der Herstellung der Betondecke die Oberfläche mit einem Besenstrich texturiert. Das Ausbürsten sowie die Applikation des zweiten Verdunstungsschutzes entfallen (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 20-21).

Damit der Beton später nicht überbeansprucht wird und rissfrei bleibt, sind Scheinfugen, in engeren Abständen als bei üblichen Betonstraßen, vorzusehen (Prinesdoma, 2006 S. 6). Je dünner die Betonschicht ist,

desto geringer müssen die Abstände der Fugen sein. Dabei richten sich die Fugenabstände nach den Plattendicken sowie der Art des verwendeten Betons. Als Faustformel gilt, der Fugenabstand soll das 18- bis 22-fache der Plattendicke betragen. Idealerweise sind quadratische Platten anzustreben und das Verhältnis Plattenlänge zu Plattenbreite sollte $< 1,5$ betragen (Ehrlich, et al., 2010 S. 267-268).

Ausführungen mit Whitetopping benötigen zwar ein engmaschiges Fugennetz, ermöglichen aber den Einbau von Betondecken ohne Dübel und Anker (Pettersson, et al., April 1993 S. 241-246).

Um eine ausreichende Dauerhaftigkeit und Griffigkeit der Oberfläche zu erzielen, werden in der RVS 08.17.02 (FSV, 2011) Anforderungen an die zu verwendeten Baustoffe, die teilweise über die Anforderungen der ÖNORM B 4710-1 (ÖNI, 2007) hinausgehen, gestellt (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 21).

2.5 Entwicklung

2.5.1 USA

Seit mehr als 80 Jahren wird in den USA das Überbauen einer beschädigten Asphaltdecke mit Beton für Instandhaltungsmaßnahmen angewendet. Die allererste mit Beton überbaute Asphaltstraße wurde im Jahre 1918 in Indiana (USA), genauer in der Stadt Terre Haute, ausgeführt. Seither wird die Whitetopping-Bauweise in zahlreichen Projekten in den USA und in vielen anderen Ländern, unter anderem bei der Instandsetzung von Asphaltstraßen, Flugbetriebsflächen oder urbanen Verkehrsflächen, angewendet, um die Dauerhaftigkeit und den Fahrkomfort der geschädigten Fahrbahn zu verbessern (ACPA - American Concrete Pavement Association, 2013; Rasmussen, et al., 2004).

Um erste grundlegende Verständnisse dieser neuen Bauweise zu erhalten, wurden zu Beginn kleinere Versuche auf Bahnhöfen und dem Gelände von Forschungseinrichtungen durchgeführt. Auf diese folgten später Untersuchungen über die Anwendung von Whitetopping zur Instandsetzung von geschädigten Asphaltbefestigungen im öffentlichen Verkehrsnetz (Prinesdoma, 2006 S. 84).

Aufbauend auf der großen Erfahrung und den zahlreichen theoretischen Untersuchungen entwickelte man in den USA verschiedene Richtlinien und Leitfäden für die Bemessung und Ausführung von Whitetopping-Konstruktionen. Zu einem der ersten Whitetopping-Leitfäden zählt die (ACPA - American Concrete Pavement Association, 1991). Darin wird bei der Dimensionierung von konventionellem Whitetopping noch kein Verbund berücksichtigt.

In der Veröffentlichung der (Association, 1998) wurden bereits unterschiedliche Darstellungen verschiedener Aspekte von Whitetopping, darunter Informationen zu Vorteilen, Geschichte, Entwurfspraxis, Dimensionierung und Realisierung hinzugefügt. Die ersten Hinweise zum Einsatz der Bauweise mit dünnem Whitetopping wurden aufgenommen.

Ein Jahr später wurden bereits erste Anmerkungen für die Aufstellung von Projektspezifikationen, vor allem im Hinblick auf die Vertragsgestaltung bei Whitetopping in der (ACPA - American Concrete Pavement Association, 1999), beschrieben. Hierbei lag der Schwerpunkt bei der ultra-dünnen Whitetopping-Bauweise (Eid, 2011 S. 10).

Interessierte, die sich näher mit diesem Thema beschäftigen möchten, finden in der veröffentlichten Dissertation von (Eid, 2011 S. 10-11) alle bis 2011 in Amerika veröffentlichten Leitfäden und Entwurfsrichtlinien.

2.5.2 Deutschland

Neben zahlreichen internationalen Versuchsstrecken wie beispielsweise in den USA, Kanada (Murison, et al., 2002 S. 1), Brasilien (Pereira, et al., 2006 S. 252), Taiwan (Lin, et al., 2005), Japan (Nishizawa, et al., 2003 S. 3) oder Indien (Ramachandra, 2011 S. 2), werden auch in europäischen Ländern Whitetopping-Versuchsstrecken errichtet und untersucht (Eid, 2011 S. 4). In Deutschland wurden bereits bis Ende 2012 insgesamt 26 Whitetopping-Projekte verwirklicht (Freudensteiner, 2012 S. 10).

Eine der umfassendsten Studien über Whitetopping verfasste der Deutsche Jochen A. Eid in seiner Dissertation mit dem Titel „Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt (Whitetopping)“ (Eid, 2011), die zusammen mit den positiven Erfahrungen mit der Whitetopping-Bauweise in Deutschland als Grundlage für das Merkblatt M WT (FGSV, 2013) der Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen diente. Darin sind Anweisungen für die Planung und Ausführung von Baumaßnahmen an Verkehrsflächen mit der Whitetopping-Bauweise gegeben und gilt für die Erhaltung sowie für den Neubau von Verkehrsflächen aus Asphalt und Beton. Im **Kapitel 4.2** wird näher auf das Merkblatt M WT eingegangen.

2.5.3 Österreich

In Österreich hat man ebenfalls schon Erfahrungen mit der Bauweise „Beton auf Asphalt“ gemacht, da seit vielen Jahren unter Betonfahrbahndecken eine 5 cm dünne bituminöse Tragschicht, gemäß RVS 03.08.63 (FSV, 2016), angeordnet wird.

Johannes Steigenberger erprobte im Jahr 1998 mit seinem Forschungsvorhaben „Verbunddecke für Staubereiche“ (Steigenberger, 1998b) das neue Instandsetzungsverfahren mit dünnen Weißbeschichtungen erstmals in Österreich und gab dabei Empfehlungen für künftige Anwendungen, die für die österreichischen Verhältnisse und die hier gebräuchlichen Ausgangsstoffe geeignet sind, ab. Dazu errichtete man im Jahr 1997 die erste UTW-Teststrecke in Wien (Prinesdoma, 2006).

2.6 Einsatzmöglichkeiten und Grenzen

Die folgende Aufzählung soll lediglich einen Einblick in die möglichen Anwendungsfälle von Whitetopping bieten und soll daher weitere Aufgabenstellungen nicht ausschließen.

Die Hauptanwendung von Whitetopping liegt seit Jahren im Bereich der baulichen Erhaltung von Straßen. Dabei vor allem bei sanierungsbedürftigen Straßen, bei denen der Baustoff Asphalt an seine Grenzen kommt. Dies betrifft vor allem Fahrbahnbereiche, die erhöhten Beanspruchungen ausgesetzt sind. Dazu zählen vor allem statische bzw. länger einwirkende Lasten und erhöhte Schubbeanspruchungen (Eid, 2011 S. 233). Daher wird diese Instandsetzungsmaßnahme häufig bei Bushaltestellen, Busspuren, Busbahnhöfen, Kreuzungs-, Ampel- und Abstellbereichen, Industrieflächen und Logistikflächen, Gleis- und Hafenanlagen sowie in Parkplätzen angewendet. Diese Bauweise kann aber auch für die Instandsetzung von Autobahnen, Bundes-, Landes- und Gemeindestraßen verwendet werden (HeidelbergeCEMENT Group, 2015 S. 4).

Durch die in den 80er Jahren entwickelte „Fast Track“-Einbautechnik, wodurch eine Verkürzung der Verkehrssperre möglich ist, zeigt sich ein weiterer großer Nutzen dieser Oberbauweise. Da eine Komplettsanierung der Asphaltfahrbahn bei Whitetopping-Konstruktionen nicht notwendig ist, handelt es sich dabei um eine kostengünstige und wirtschaftliche Instandsetzungsmöglichkeit mit einer nur geringen Verkehrsbehinderung. Daher sinken die Erhaltungsmaßnahmen und Erhaltungskosten und gleichzeitig erzielt man eine dauerhafte Lösung für eine lange Lebensdauer der Straße (Sprinkel, et al., 2001 S. 953-967).

Die Verwendung von Whitetopping-Bauweisen bei Neubau-Projekten spielt derzeit noch eine untergeordnete Rolle. Dies sollte aber nicht außer Betracht gelassen werden, da alle zuvor genannten Sanierungsszenarien ebenso als Neubaumaßnahme durchgeführt werden können. Beispielsweise könnten sich bei einer Verwendung in Tunneln die positiven Eigenschaften einer Betondecke, dabei speziell der helle Belag, bemerkbar machen (Eid, 2011 S. 234).

Einerseits bedarf es beim Einsatz von Beton im Vorfeld eines erhöhten Planungsbedarfs für den Fugenplan. Da bei Whitetopping-Konstruktionen geringere Betondicken vorliegen und dies zu kleineren Plattenabmessungen führt, sollte vorab besonderes Augenmerk auf die Fugenanordnung bei schwierigen geometrischen Bereichen, wie zum Beispiel in Kreuzungsbereichen, gelegt werden (Eid, 2011 S. 234). Andererseits bringt der enge Fugenabstand der Betonbeschichtung auch positive Effekte mit sich. Erstens hat er eine günstige Auswirkung bei ungleichen Auflagerbedingungen und zweitens erlaubt dieser einen raschen und problemlosen Ausbau von Platten bei Werkleitungsarbeiten oder Erhaltungsarbeiten an Einbauten, da die Fugen bei einer Whitetopping-Bauweise in der Regel weder verdübelt noch verfüllt sind (Prinesdoma, 2006 S. 18).

(Peyerl, et al., 2016) untersuchten im Rahmen des Projektes „Stadtverkehrsflächen – Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich“ die Reduktion bzw. die positive Beeinflussung urbaner Wärmeinseln durch optimierte Verkehrsflächenbetone. Dabei kam neben gewöhnlichen Asphaltdeckungen und herkömmlichen Betondeckungen auch die Whitetopping-Bauweise zum Einsatz, da diese neben einem höheren Reflexionsvermögen auch eine Erhöhung der Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit der Verkehrsfläche bringt (Peyerl, et al., 2016 S. 2).

Die zahlreichen Vorteile von Whitetopping sollen jedoch nicht darüber hinwegtäuschen, dass auch dieser Bauweise Grenzen gesetzt sind. Häufig werden Asphalt- und Betoneinbau von verschiedenen Firmen erbracht, was wiederum die Kosten und den Koordinationsbedarf erhöht. Da bei Bauprojekten diese Art der Arbeitsteilung den Regelfall darstellt, sollte dieser Nachteil nicht ausschlaggebend für die Ablehnung einer Whitetopping-Konstruktion sein (Eid, 2011 S. 234).

Beim Thema Wirtschaftlichkeit sind sich die Wissenschaftler und Verantwortlichen nicht einig. Im Folgenden werden unterschiedliche Meinungen und Erfahrungen erläutert.

(Silfwerbrand, 2004) schreibt, dass die Herstellungskosten bei Whitetopping-Konstruktionen zwar billiger als Betondecken sind, jedoch im Vergleich zu Asphaltbefestigungen teurer ausfallen. In (CAC - Cement Association of Canada, June 2002) sprechen kanadische Verantwortliche davon, dass die Instandsetzung mit einer extrem dünnen Whitetopping-Bauweise zwar über zwei Mal so teuer ist als eine Instandsetzung in flexibler Bauweise. Weil aber von einer 3 bis 4 Mal längeren Lebensdauer ausgegangen wird, macht die Anwendung auf längere Sicht aber Sinn.

Erfahrungen in Frankreich (Pottier, 2004), in Schweden (Silfwerbrand, 2004) und in den Vereinigten Staaten (Sprinkel, et al., 2001) besagen, dass dünne Whitetopping-Konstruktionen bezüglich der Investitionskosten und ihrer Dauerhaftigkeit eine konkurrenzfähige Alternative zur Instandsetzung mit Blacktopping sind. Dabei betont (Sprinkel, et al., 2001), dass im Vergleich eine Asphaltbeschichtung zu einer Betonbeschichtung zehn Mal länger halten müsste, um konkurrenzfähig zu sein. Weiters meint dieser, dass in Kreuzungsbereichen Whitetopping-Konstruktionen durchaus gerechtfertigt seien.

Ausgedehnte Untersuchungen von geschädigten Kreuzungsbereichen im kanadischen Surrey zeigen, dass eine Instandsetzung mit einer extrem dünnen Whitetopping Konstruktion in 72% der untersuchten Fälle die kostengünstigere Vorgehensweise ist (CAC - Cement Association of Canada, 2000).

3 Verbundwirkung

Die Bedeutung des Schichtenverbundes ist vor allem für die Bauweise mit Asphalt seit langer Zeit bekannt und wurde in zahlreichen wissenschaftlichen Arbeiten behandelt.

(Eisenmann, 1984 S. 16) zeigt bereits im Jahr 1984 die Bedeutsamkeit des Schichtenverbundes für die Dauerhaftigkeit eines Oberbaues. Ein paar Jahre später zeigen (Eisenmann, et al., 1993) bei Untersuchungen zu den Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung, dass mit schlechtem Verbund bei gleicher Lastwechselzahl bis zu 40% größere Spurrinnen zu erwarten sind.

Durch die Verbundwirkung wird bei Whitetopping-Bauweisen eine Komposittragwirkung erzielt. Dabei kommt es bei Verbundstörungen zu einer Erhöhung der Beanspruchung, die wiederum Auswirkungen auf die Lebensdauer des Oberbaues hat (Eid, 2011 S. 139).

Die Verbundwirkung zwischen der Betondeckung und dem darunterliegenden Asphalt, eine ausreichend tragfähige Asphaltstärke sowie ein optimaler Fugenabstand stehen in enger Wechselwirkung zueinander. Alle drei Faktoren sind gemeinsam mit einer geeigneten Qualität der Materialien für ein befriedigendes Verhalten der Verbundkonstruktion zuständig. Ein guter Verbund bewirkt somit eine hohe Steifigkeit und sichert damit eine dauerhafte und tragfähige Straße (Prinesdoma, 2006 S. 21).

3.1 Einflussfaktoren auf die Verbundqualität

Die Schichtbauweise ist eines der wichtigsten Kriterien bei der Befestigung von Straßen, da mit ihr die Reibungskräfte zwischen den einzelnen Schichten übertragen werden. Bei Whitetopping bildet ein möglichst gut ausgebildeter Verbund die Grundlage für eine langlebige und tragfähige Bauweise. Um dies gewährleisten zu können, müssen nicht nur die einzelnen beteiligten Materialien die erforderliche Qualität aufweisen, sondern der Verbund dafür geeignet sein. Daher werden an diesen einige Anforderungen gestellt (Prinesdoma, 2006 S. 21), die in der **Abb. 6** dargestellt werden.

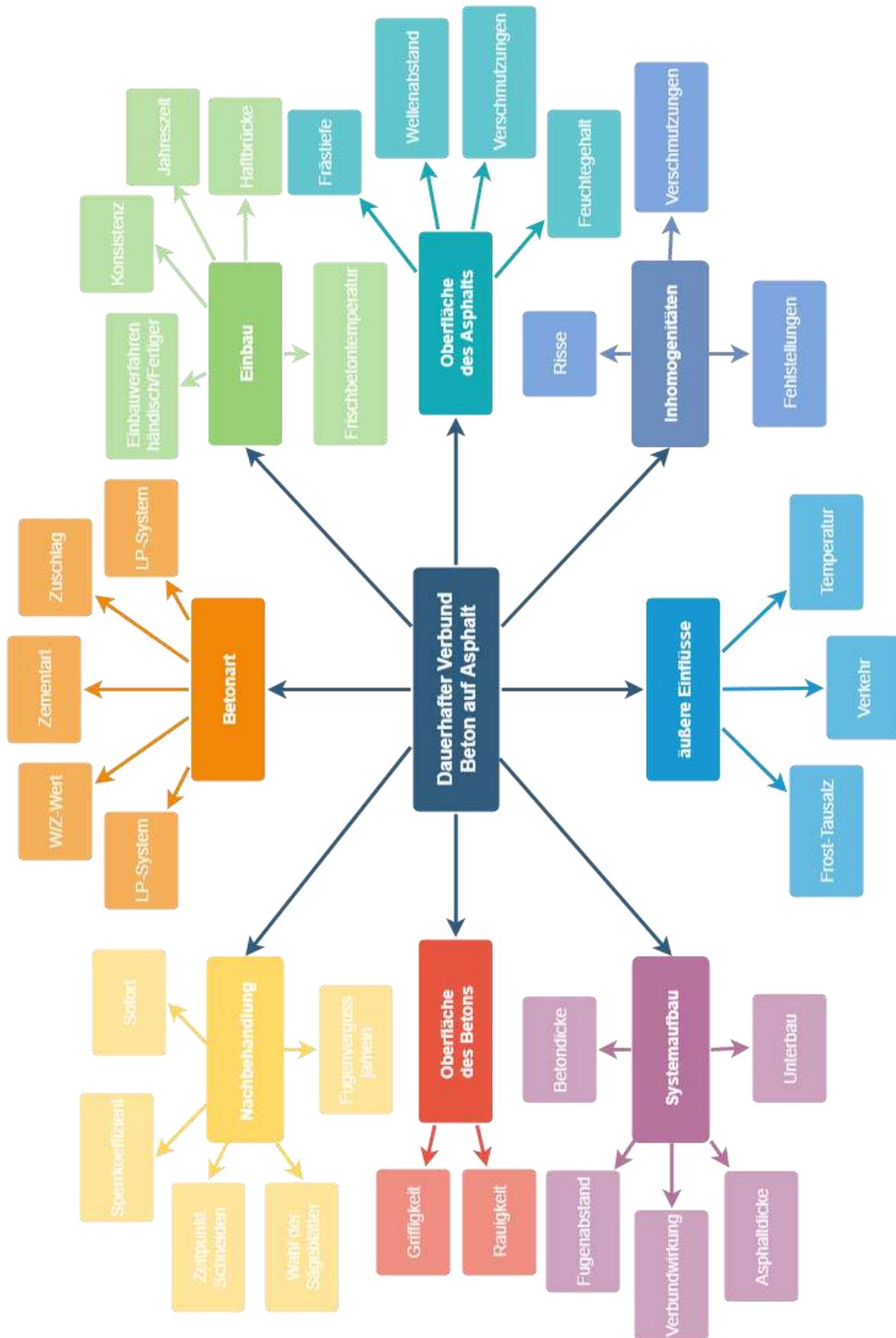


Abb. 6: Anforderungen an einen dauerhaften Verbund von Beton und Asphalt nach (Steigenberger, 1998a S. 36)

3.2 Herstellung des Verbundes

Der Verbund zwischen der Asphaltsschicht und dem Beton wird in der Regel über ein Abfräsen der bestehenden Asphaltsschicht, einer anschließenden möglichst sorgfältigen Reinigung der Oberfläche und dem direkten Betonieren auf die Kontaktfläche hergestellt, wie bereits Ergebnisse von (Steigenberger, 1998b) und (Tscheeg, et al., 2007) zeigen. Dieses Vorgehen wird bei der Whitetopping-Bauweise regelmäßig angewendet und empfohlen (Rasmussen, et al., 2004 S. 15ff; Harrington, 2008 S. 15; Roesler, et al., 2008 S. 37). Nach (Schmerbeck, et al., 2010 S. 469) ist für einen erfolgreichen Schichtenverbund eine gründliche Reinigung zu empfehlen, jedoch die Art des Untergrundes nicht ausschlaggebend.

3.3 Wirkung des Verbundes

Ein wesentlicher Vorteil der Whitetopping-Bauweise ist es, dass beide Schichten gemeinsam für die Abtragung der Beanspruchungen zuständig sind. Da der Oberbau als Verbundquerschnitt wirkt, wird die Nulllinie der Spannungsverteilung der Betondecke von der Mitte nach unten verschoben (vgl. dazu **Abb. 4**).

Durch das Absinken der Nulllinie und dem damit verbundenen größer werdenden Querschnitt, kommt es zur Reduktion der Randzugspannungen an der Betonunterseite, wodurch der Großteil für den Beton schädlichen Biegezugspannungen vom Asphalt abgetragen wird. Dabei beeinflusst der Grad der Verbundwirkung die berechnete Spannung in der Konstruktion. Vor allem bei Spannungen, die infolge von Verkehrsbelastungen entstehen, ist es von Bedeutung, ob ein Verbund zwischen den beiden Materialien erzielt werden kann oder nicht, da die Verkehrsspannungen enorm von der Wechselwirkung zwischen den beiden Schichten abhängen (siehe **Abb. 7**).

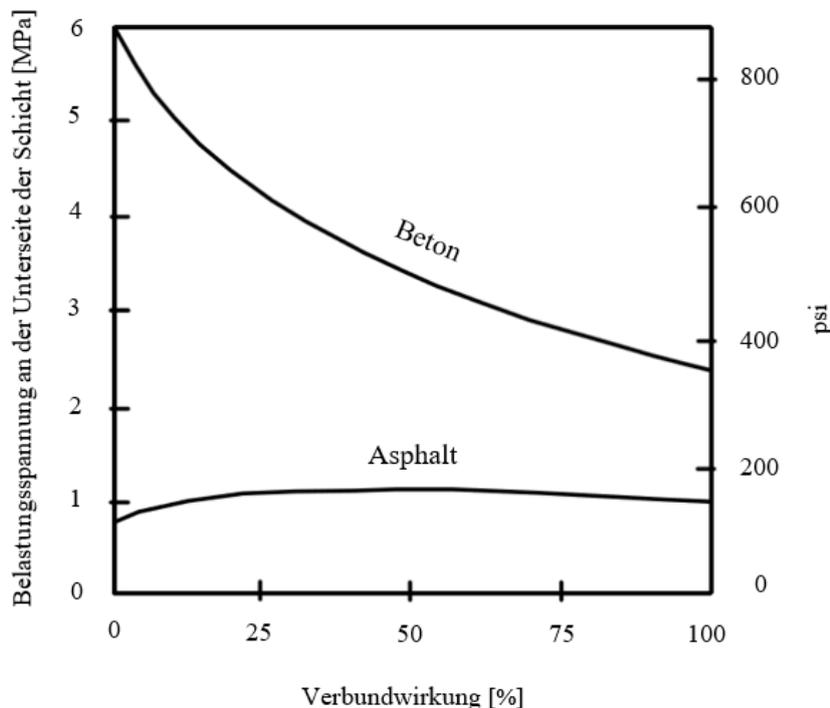


Abb. 7: Einfluss der Verbundwirkung auf die Spannung an der Betonunterseite nach (ACPA - American Concrete Pavement Association, 1999)

Die **Abb. 8** zeigt die Biegespannungen, die an der Unterseite einer Betonschicht (Dicke 5cm bis 10cm) bei Verbund bzw. ohne Verbund und unter unterschiedlichem E-Modul des Asphalts auftreten können. Mit

Hilfe der Verbundwirkung zwischen den beiden Schichten können die Randzugspannungen bei einem Asphalt mit niedrigem E-Modul um 4 bis 5 N/mm² gesenkt werden (Pettersson, et al., April 1993).

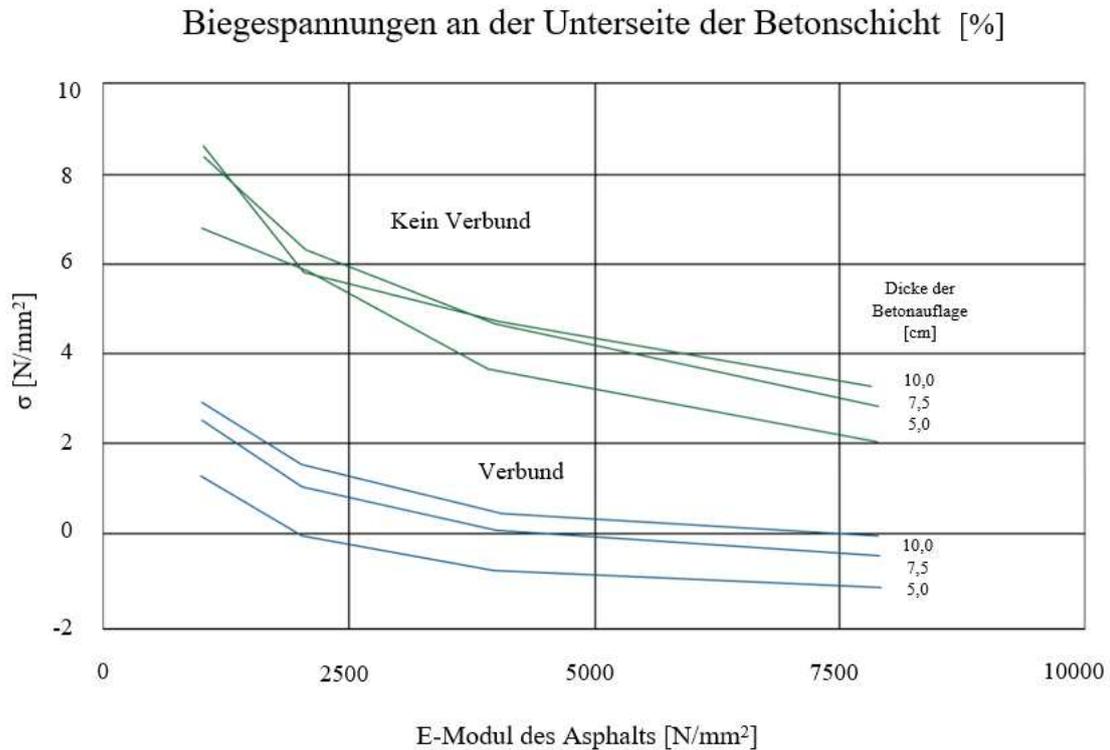


Abb. 8: Darstellung der Biegezugspannungen an der Unterseite des Betons nach (Pettersson, et al., April 1993)

Grundsätzlich kann die Verbundwirkung durch zwei physikalische Mechanismen hergestellt werden. Eine mögliche Variante dafür ist die Verzahnung. Diese hängt von der Rauigkeit und der Kornzusammensetzung der verwendeten Materialien ab. Um eine ausreichende Wirkung der Verzahnung zu erzeugen, ist es besonders wichtig, dass das Größtkorn der neuen Decke auf die Textur der Bestandsfläche abgestimmt wird. Die zweite Möglichkeit der Verbundwirkung ist das Verkleben. Diese kann zusätzlich mit einer geeigneten Haftbrücke verbessert werden (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 91).

Ein ganzflächiger Verbund der beiden Schichten wäre optimal. Aus verschiedenen Gründen kann der Verbund aber auf einen teilweisen Verbund reduziert werden. Wie Untersuchungen von (Sheehan, et al., 2004) zeigen, liegen die Zugspannungen an der Unterseite der Betonschicht bei einem teilweisen Verbund um zirka 51% höher als bei vollem Verbund. Weiters konnte gezeigt werden, dass die Zugdehnung an der Unterseite der Asphaltenschicht um etwa 10% geringer ist als ohne Verbund.

3.4 Prüfung des Schichtenverbundes

Um den Schichtenverbund prüfen zu können, wurden im Laufe der Jahre viele verschiedene Verfahren entwickelt und erprobt. Die **Abb. 9** zeigt einen Überblick über die grundsätzlich verwendeten Prüfungsmöglichkeiten, die zur Beurteilung des Schichtenverbundes herangezogen werden können.

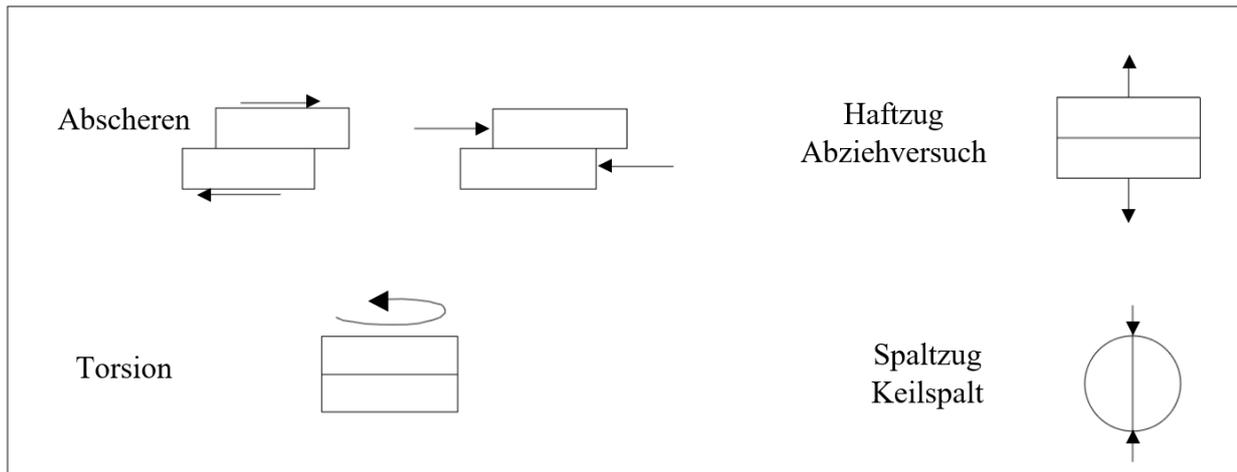


Abb. 9: Prüftechniken zur Beurteilung des Schichtenverbundes nach (Raab, et al., 1999 S. 23)

International werden verschiedene statische und dynamische Prüfmethode zur Beurteilung des Schichtenverbundes im Straßenbau verwendet. In Veröffentlichungen von (Wellner, et al., 2007), (Wellner, et al., 2016), (Sutanto, 2010) oder (Buchta, 2007) werden zahlreiche internationale statische und dynamische Prüfmethode zur Beurteilung des Schichtenverbundes im Straßenbau ausführlich beschrieben.

Im Entwurf der EN 12697-48 (ÖNI, 2013) sind insgesamt 5 verschiedene Prüfmethode beschrieben, mit denen die Verbundwirkung untersucht werden kann. Darin sind folgende Methoden zu finden:

- Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment (TBT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung (SBT)
- Haftzugfestigkeitsprüfung (TAT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (CSBT)
- Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (CCSBT)

Aus der Literatur (ÖNI, 2011) ist noch die Keilspaltmethode bekannt, mit der die bruchmechanischen Kennwerte von Verbundwerkstoffen bestimmt werden.

Alle diese Prüfungsverfahren führen zu unterschiedlichen Ergebnissen, da sie unterschiedliche Versagensarten untersuchen (ÖNI, 2013 S. 9). Im Folgenden werden die einzelnen Prüfverfahren beschrieben.

3.4.1 Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment

Die Prüfung der Haftfestigkeit unter Drehmoment ist eine Alternative zur Scherhaftfestigkeitsprüfung und kann im Gegensatz zur Scherhaftfestigkeitsprüfung entweder vor Ort oder im Labor unter Verwendung von Bohrkernen durchgeführt werden. Mit Hilfe einer Prüfvorrichtung wird auf die obere Schicht eine horizontale Drehkraft mit konstanter Geschwindigkeit aufgebracht. Sie wird bis zum Erreichen des maximalen Drehmomentes durchgeführt. Da die Temperatur Einfluss auf das Prüfergebnis hat, werden im Labor temperierte Probekörper geprüft. In-Situ müssen die tatsächlichen Temperaturen der Fahrbahnbefestigung aufgezeichnet werden (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013 S. 8).

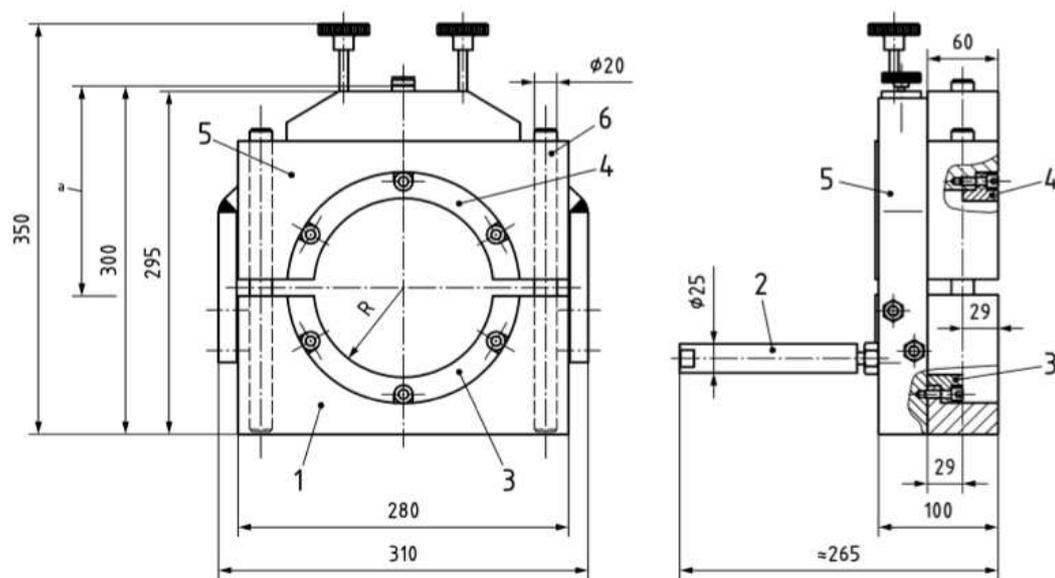
3.4.2 Scherhaftfestigkeitsprüfung

Die Scherfestigkeitsprüfung, oder auch Scherversuch nach Leutner genannt, dient zur Beurteilung des Widerstandes gegen horizontale Scherspannungen in der Zwischenschicht zweier Fahrbahnbefestigungs-

schichten. Vor Durchführung der Prüfung werden die Probekörper für mindesten 5 Stunden auf die Prüftemperatur von 20°C temperiert. Anschließend werden die zylindrischen Probekörper mit einem Durchmesser von 150 mm bzw. 100 mm bei geregelter Temperatur durch direkte Scherbelastung mit einer konstanten Schergeschwindigkeit von 50 mm/s beansprucht. Die **Abb. 10** zeigt eine schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für eine Scherhaftfestigkeitsprüfung.

Während des Prüfverfahrens wird der Verlauf von Scherverformung und Scherkraft aufgezeichnet (siehe **Abb. 11**) und die Scherfestigkeit (in MPa) an der Grenzfläche der beiden Schichten wird als die höchste aufgezeichnete Scherspannung ermittelt. Als Ergebnis erhält man die maximale Scherspannung.

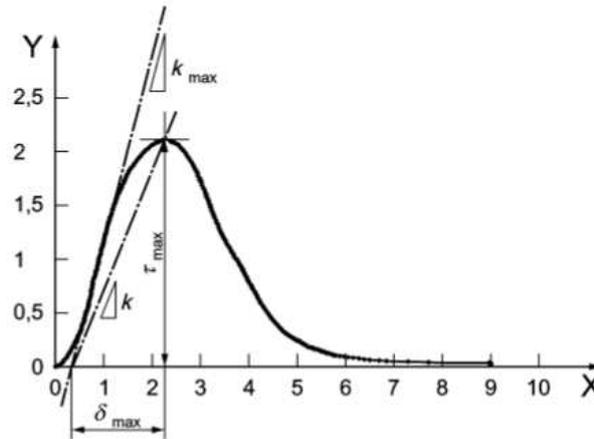
Vorab muss beachtet werden, dass die Schicht über der betreffenden Zwischenschicht mindestens 20 mm dick sein muss. Die Schicht unterhalb der betreffenden Grenzfläche muss mindestens 70 mm dick sein (ÖNI, 2013 S. 8ff; Dimitrov, et al., 2018).



Legende

- 1 Grundkörper
- 2 Probenträger
- 3 Unterer Scherring
- 4 Oberer Scherring
- 5 Oberer Körper
- 6 Führungsstange

Abb. 10: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für die Scherhaftfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013 S. 13)



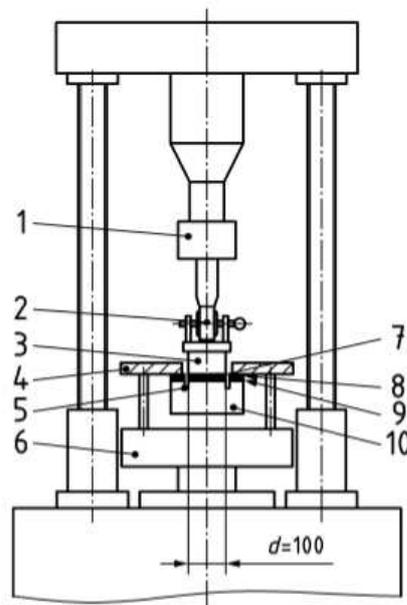
Legende

- X Scherspannung, MPa
- Y Verschiebung, in mm

Abb. 11: Beispiel für den Verlauf von Scherverformung und Scherkraft (ÖNI, 2013 S. 16)

3.4.3 Haftzugfestigkeitsprüfung

Mit der Haftzugfestigkeitsprüfung wird die Haftung zwischen Fahrbahnbefestigungsschichten bestimmt. Dafür wird der vorgefertigte Bohrkern mit dem daran befestigten Stempel für eine Dauer von mindestens 12 Stunden bei einer Temperatur von 0°C bzw. 10°C vortemperiert. Anschließend wird der Probekörper in die Zugmaschine eingesetzt und der am Bohrkern befestigte Prüfstempel kraftschlüssig an der Prüfmaschine angeschlossen. Nun wird der Probekörper, der einen Durchmesser von 100 mm hat, bei konstanter Temperatur (0°C bzw. 10°C), so lange mit einer konstanten Geschwindigkeit von 200 N/s belastet, bis er bricht (siehe **Abb. 12**). Die auf die Zugfläche bezogene Höchstkraft F_{Max} wird ermittelt. Daraus kann die gesuchte Haftzugfestigkeit in MPa ermittelt werden (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013 S. 18ff).



Legende

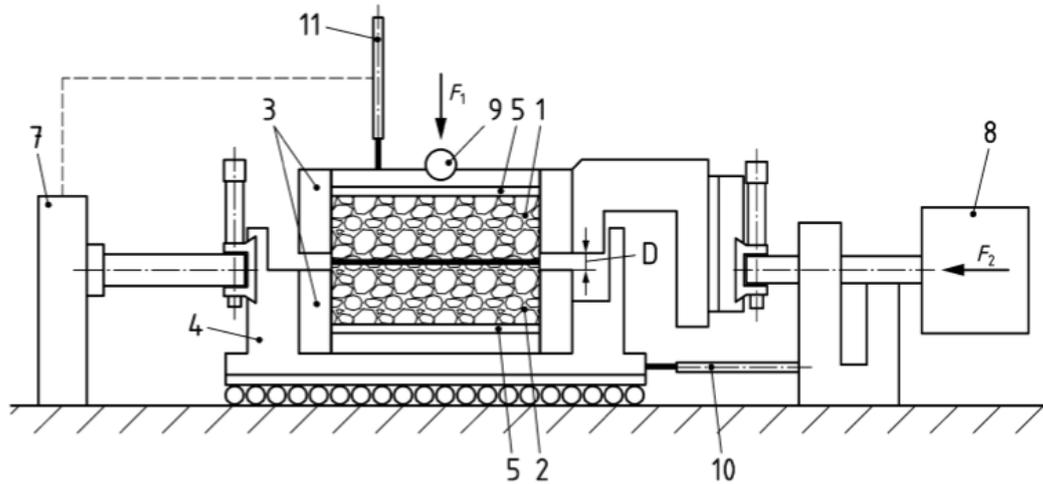
- | | |
|----------------------------|--|
| 1 Lastmessdose | 7 Klebstoff |
| 2 Kugelgelenk | 8 Oberflächenschutzschicht oder Dünnschicht-Heißasphalt |
| 3 Prüfstempel | 9 Grenzfläche zwischen der Oberflächenschutzschicht oder dem Dünnschicht-Heißasphalt und der unteren Schicht |
| 4 Kreisförmige Gegenplatte | 10 Untere Schicht |
| 5 Ringnut | |
| 6 Unterlage | |

Abb. 12: Schematische Darstellung für eine Prüfeinrichtung für die Haftzugfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013 S. 19)

3.4.4 Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung

Dieses Prüfverfahren ist eine realitätsnahe Variante der Scherhaftfestigkeitsprüfung und dient zur Ermittlung des Scherverhaltens von Zwischenschichten, die durch vertikale und horizontale Verkehrslasten beansprucht werden. Dafür werden die zylindrischen Probekörper für mindestens 12 Stunden auf einer Temperatur von 20°C vortemperiert und anschließend in die Prüfeinrichtung eingesetzt. Die **Abb. 13** zeigt eine Darstellung der Prüfeinrichtung für die Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung in der horizontalen Scherzone.

Darin wird der zylindrische Probekörper durch eine direkte Scherbelastung beansprucht, während eine senkrecht auf die Grenzfläche wirkende Axiallast auf den Probekörper aufgebracht wird. Die Belastungsgeschwindigkeit muss etwa 2,5 mm/min betragen. Die Datenerfassung ist dazu da, um die Scherlast F und die horizontale und vertikale Verschiebung aufzuzeichnen. Ermittelt wird die maximale Scherspannung an der Grenzfläche zwischen den beiden Schichten.



Legende

- 1 Obere Schicht des Probekörpers
- 2 Untere Schicht des Probekörpers
- A Unabhängige Halbkästen
- B Beweglicher Tisch
- C Zylindrische Formen
- D Zwischenschicht-Scherzone „t“
- E Antriebsmotor
- F Lastmessdose
- G System zur Aufbringung der Vertikallast
- H Horizontal-Messwertaufnehmer (horizontale Verschiebung = δ)
- I Vertikal-Messwertaufnehmer (vertikale Verschiebung = η)

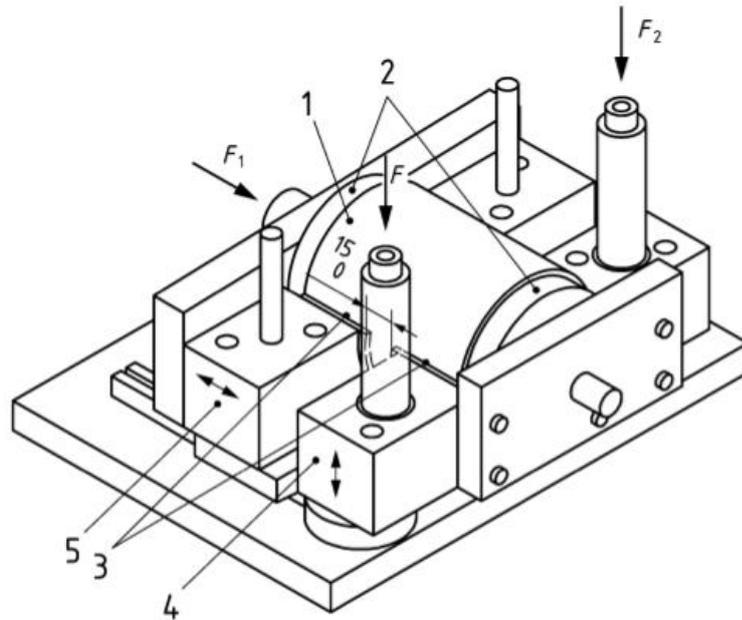
Abb. 13: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für die Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung (ÖNI, 2013 S. 23)

Allgemein werden bei der Scherfestigkeitsprüfung ohne Druckbelastung die Eigenschaften der Verklebung untersucht. Bei der Scherhaftfestigkeitsprüfung mit Druckbelastung kommen jedoch auch die Verzahnungen und die Reibung als wichtige Einflussfaktoren zum Einsatz (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013 S. 9ff).

3.4.5 Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung

Das Verfahren der Scherfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung dient zur Beurteilung der Verbundeigenschaften von Zwischenschichten bei unterschiedlichen Temperaturen, Belastungsfrequenzen und Normalspannungsniveaus. Dabei wird ein zylindrischer Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm durch zyklische direkte Scherbelastungen beansprucht, während eine senkrecht auf die Grenzfläche wirkende Axiallast auf den Probekörper aufgebracht wird.

Zu Beginn muss der Probekörper auf die gewünschte Temperatur vortemperiert werden. Anschließend wird dieser in die Prüfeinrichtung eingesetzt und die horizontale Normalkraft aufgebracht. Die verschiebungsgeregelte zyklische Scherlast wird nach der Stabilisierung der horizontalen Normalkraft aufgebracht. Während des Prüfvorganges werden Temperatur, Frequenz und Normalspannung in mehrere Stufen verändert. Nachdem mit der Scherbelastung begonnen wurde, werden Scherlast F , die Scherverschiebungen U und die Normalverschiebungen S aufgezeichnet. Als Ergebnis erhält man die komplexe Schersteifigkeit in Abhängigkeit von der Prüftemperatur, der Frequenz und der Scherverformungsamplitude an der Grenzfläche zwischen den betreffenden Schichten (Dimitrov, et al., 2018; ÖNI, 2013 S. 9ff).



Legende

- 1 Scherkraft
- 2 Belastungsplatten zur Aufbringung der Normalspannung
- 3 Untere Scherringe
- 4 Vertikal belastbares Mantelstück
- 5 Horizontal beweglicher Körper
- 6 Normalkraft

Abb. 14: Prüfeinrichtung für die Scherfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (ÖNI, 2013 S. 33)

3.4.6 Keilspaltmethode

Die Keilspaltmethode ist ein Prüfverfahren zur Ermittlung der bruchmechanischen Kennwerte von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen. Zur Durchführung der Keilspaltmethode werden die Probekörper mit einer Starterkerbe versehen. Die einwirkende Belastung erfolgt in Richtung der Starterkerbe von oben und wird über einen Keil und Wälzlager in den Probekörper eingebracht. Durch das Auseinanderdrücken wird das Vor- und Nachbruchlastverhalten bestimmt. Eine schematische Darstellung der Keilspaltprüfung ist in **Abb. 15** zu sehen.

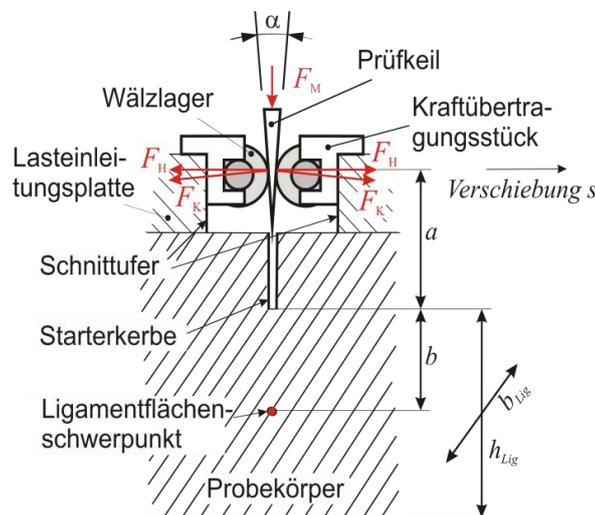


Abb. 15: Skizze des Probekörpers mit Kraftübertragungsstück (ÖNI, 2011 S. 15)

Während der Prüfdurchführung wird die Probe auf einem linienförmigen Auflagerstück gelagert. Um die bruchmechanischen Kennwerte beschreiben zu können, erfolgt die Belastung des Probekörpers von oben über einen spitzwinkligen Keil. Die daraus resultierende Kraft wird, um die Reibung möglichst gering zu halten, über Wälzlager und Kraftübertragungstücke in den Probekörper eingebracht. Der je nach verwendetem Keilwinkel unterschiedliche horizontale Anteil der Prüflast bewirkt ein Aufspalten der Probe unter einem kontrollierten Risswachstum.

Bei der Keilspaltmethode werden zu jedem Zeitpunkt die Prüfkraft sowie die zugehörige Verschiebung in Horizontalrichtung (s_{\max}) aufgezeichnet. Hierzu ist eine Prüfmaschine mit entsprechender Steifigkeit notwendig, um eine Verschiebung mit Hilfe eines Keils zu erzeugen. Zusätzlich werden Wegtaster zur Messung der Horizontalverschiebung benötigt.

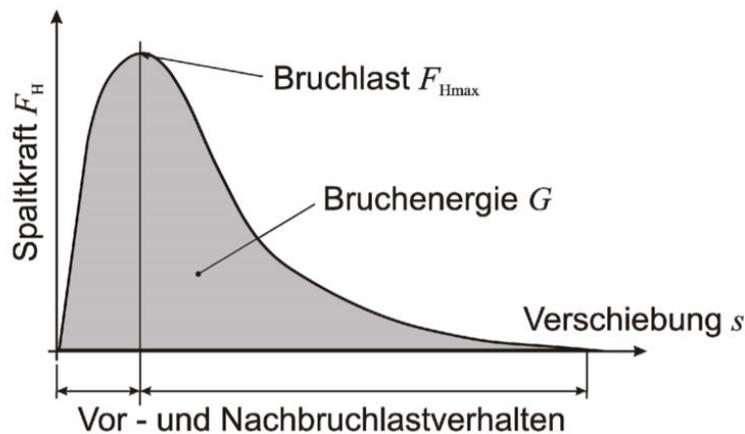


Abb. 16: Kenngrößen einer Last-Verschiebungskurve (ÖNI, 2011 S. 7)

Aus der Last-Verschiebungskurve gemäß **Abb. 16** können die beiden bruchmechanischen Parameter, die spezifische Bruchenergie G_F und die Kerb-Spaltfestigkeit σ_{KZ} ermittelt werden (ÖNI, 2011; Peyerl, 2012).

3.5 Bisherige Untersuchungen zum Schichtenverbund

(Steigenberger, 1998a S. 16ff) untersuchte in seiner Dissertation die Auswirkungen verschiedener Vorbehandlungen der Asphaltunterlage auf den Verbund zwischen Beton und Asphalt. Dazu prüfte er im Labor an Verbundprobekörpern sowie bei einem Baustellenprobefeld die Verbundfestigkeiten für verschiedene Vorbehandlungsvarianten. Dabei wurden folgende Varianten untersucht: keine Vorbehandlung, Oberfläche mit Bohrlochrastrer (Durchmesser 12 mm), gefräste Oberfläche mit Linienabstand 15 mm, Hochdruckwasserstrahl (2000 bar), Haftbrücke auf Zementbasis, Vorbehandlung mit Bitumenemulsion als Haftbrücke (nass auf nass) und Vorbehandlung mit Bitumenemulsion (nass auf trocken). Für das Probefeld wurden die Varianten keine Oberflächenbehandlung, Hochdruckwasserstrahl handgesteuert (2000 bar), Hochdruckwasserstrahl maschinell gesteuert (1900 bar), Reinigung unter geringem Druck mit Wasser und Haftbrücke auf Zementbasis untersucht. Mit Hilfe von Abreißversuchen und Keilspaltversuchen an den Laborprobekörpern bzw. mit Abreißversuchen am Baustellenprobefeld empfiehlt (Steigenberger, 1998a S. 44) für Asphalt das Grobfräsen und Reinigen der Asphaltunterlage bzw. bei neuem Asphalt eine Reinigung vor dem Betoneinbau (Steigenberger, 1998a S. 49).

Die Verbundwirkung zwischen Beton auf Asphalt (Whitertopping) und Asphalt auf Beton (Blacktopping) verhält sich bezüglich Haftbrücken unterschiedlich. Eine Untersuchung von (Steigenberger, 1998a S. 35) zeigt, dass bei Whitertopping die Abreißfestigkeiten unter Anwendung einer Bitumenemulsion als Haftbrücke deutlich unter den Abreißfestigkeiten ohne Haftbrücke liegen. Dabei hat sich gezeigt, dass der Einbau

des Betons auf die abgetrocknete Bitumenemulsion in etwa die Festigkeit wie ein Einbau ohne Haftbrücke erreicht. Insgesamt bedeutet das, dass durch den Einsatz von bituminösen Haftbrücken bei Whitetopping der Nutzen nur gering ist.

Im Vergleich dazu zeigt die Studie von (Augustin, et al., 1997), dass erst die Verwendung einer Haftbrücke überhaupt einen Verbund zwischen Blacktopping-Konstruktionen schafft. Dazu werden zur Optimierung des Lagenverbundes 150 bis 250 g/m² Bitumenemulsion empfohlen, womit eine Haftzugfestigkeit von etwa 1 bis 1,5 N/mm² erreicht wird.

Im Jahr 2007 untersuchte (Tscheeg, et al., 2007) die bruchmechanischen Eigenschaften des Verbundes zwischen Beton und Asphalt mit Hilfe der Keilspaltprüfung, mit der man zwischen einem spröden und einem duktilen Bruchverhalten unterscheiden kann. Ziel seiner Versuche war es, die günstige Vorbereitung der Unterlage für Whitetopping zu beschreiben. Dafür wurde der Verbund der beiden Schichten bei unterschiedlichen Vorbehandlungen bewertet. Die Ergebnisse zeigten, dass für den Verbund von Beton auf Asphalt die Bauweise auf der gefrästen und gereinigten Oberfläche die besten Verbundwerte liefert (Tscheeg, et al., 2007 S. 480).

Im Zusammenhang mit Whitetopping kommt in internationalen Veröffentlichungen häufig der Iowa Shear Test zum Einsatz, der den Schichtenverbund durch direktes Abscheren bewertet (Iowa Department of Transportation, 2000). Bei diesem Versuch wird keine Prüftemperatur, sondern lediglich die Belastungsgeschwindigkeit von 400 bis 500 psi pro Minute, das entspricht in etwa 2,76 bis 3,45 N/mm² pro Minute, angegeben.

(Rasmussen, et al., 2004 S. 15) erwähnten ebenfalls, dass zur Prüfung des Verbundes zwischen Beton und Asphalt am häufigsten der Iowa Shear Test verwendet wird. Die Ergebnisse dafür liegen für Whitetopping-Konstruktionen mit gutem Verbund in etwa bei 100 psi, das sind 0,69 N/mm². In (Harrington, 2008 S. 55) wird ein Verbund mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 200 psi (1,38 N/mm²) als ausreichend angesehen, um sicherzustellen, dass sich Kompositfahrbahnen wie monolithische Platten verhalten.

An Bohrkernen und geschädigten Whitetopping-Platten zeigte (Burnham, 2005 S. 23ff) den Zusammenhang zwischen Rissen und fehlendem Verbund. Dafür wurde eine sieben Jahre alte Platte einer geschädigten Whitetopping-Strecke mit einer Dicke von 10 cm und einer Kantenlänge von 1,20 m untersucht. Es zeigte sich, dass der Verbund in der Plattenmitte in der Regel intakt war. Hingegen im Bereich von Rissen oder am Plattenrand war zu erkennen, dass der Verbund nicht mehr gegeben war (Eid, 2011 S. 142ff).

Der Deutsche Jochen A. Eid (Eid, 2011) fand durch Untersuchungen heraus, dass die Querkraftübertragung neben Rissverzahnung auch vom Zustand der Asphaltsschicht abhängig ist und dass eine gleichmäßige Asphaltsschicht die Querkraftübertragung verbessert. Weiters schreibt dieser, dass die Verwendung von Glasfasern in der Betonzusammensetzung zu einem günstigeren Ermüdungsverhalten führt als bei Normalbeton. Mit Hilfe von analytischen Zusammenhängen wurden anschließend Anforderungswerte für den Schichtenverbund in Abhängigkeit von der Schichtdicke sowie den Schubspannungen τ_{zx} abgeleitet. Zudem wurde anhand der während der Untersuchungen gemessenen Temperaturen ein Zusammenhang zwischen der Dicke der Whitetoppingschicht und dem darin wirksamen Temperaturgradienten beschrieben. Dieser Temperaturgradient ist eine wichtige Eingangsgröße für die Berechnung der Wölbspansungen und hat somit einen enormen Einfluss auf das Bemessungsergebnis (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 18).

Im Rahmen des Projekts „Stadtverkehrsflächen – Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich“ von (Peyerl, et al., 2016) konnte mit Hilfe von Untersuchungen festgestellt werden, dass die verschiedenen Oberflächeneigenschaften, wie zum Beispiel die Art des Fräsens, die bruchmechanischen Kennwerte der Verbundzone signifikant beeinflussen. Dabei wird die Keilspaltmethode als geeignete Methode zur Beur-

teilung der Verbundeigenschaften erwähnt. Auf Basis der durchgeführten Untersuchungen wurden Anforderungen für die Ausführung zukünftiger Whitetopping Flächen aufgestellt. Nach (Peyerl, et al., 2016) ist somit eine Kerb-Spaltfestigkeit $\sigma_{KZ} \geq 2,3 \text{ N/mm}^2$ sowie eine spezifische Bruchenergie $G_F \geq 90 \text{ N/m}$ erforderlich.

In (Hofko, et al., April 2017) wurden Untersuchungen zur Überbauung einer Betondecke durch eine bituminös gebundene Schicht (Blacktopping) durchgeführt. Dafür wurden die Verbundeigenschaften am Interface zwischen Bestandsbeton und Asphaltüberbauung an Bohrkernen aus ausgewählten Strecken des ASFINAG-Netzes analysiert. Die Ergebnisse zeigen, dass auf Basis der durchgeführten Materialprüfungen und Simulationen und unter Berücksichtigung eines Sicherheitsbeiwertes ein Grenzwert für die Schubfestigkeit gemäß ÖNORM B 3639-1 von $0,9 \text{ N/mm}^2$ empfohlen werden kann. Weiters legten diese fest, dass Abschnitte mit einer Schubfestigkeit zwischen $0,9 \text{ N/mm}^2$ und $0,6 \text{ N/mm}^2$ übernahmefähig sind und Abschnitte mit einer Schubfestigkeit unter $0,6 \text{ N/mm}^2$ nicht abnahmefähig sind. In Bezug auf die Anforderungen an den Haftverbund, der gemäß ÖNORM B 3639-2 untersucht wird, werden auf Basis der Ergebnisse keine Änderungen empfohlen. Ebenso zeigten sich nur geringfügige Vorteile für eine Vorbehandlung durch eine Kombination aus Kugelstrahlen und Hochdruckwasserstrahlen (Hofko, et al., April 2017 S. 26ff).

Vergleicht man die verschiedenen Untersuchungen zum Schichtenverbund allgemein, aber auch zum Schichtenverbund zwischen Beton und Asphalt, so zeigt sich kein einheitliches Bild. Die Untersuchungen von (Steigenberger, 1998a) und (Tscheeg, et al., 2007) zeigen allerdings, dass ein Abfräsen des Asphalts und Überbauen einer gereinigten Oberfläche in der Regel zu vergleichsweise guten Verbundwerten führt. Jedoch treten hier genauso, wie bei den anderen Untersuchungen erhebliche Streuungen auf (Eid, 2011 S. 146).

3.6 Modellierung des Verbundes

Während die Haftzug- und Schubfestigkeiten mit Hilfe von Prüfungen im Labor bestimmt werden können, dienen Finite-Elemente-Simulationen zur Ermittlung der Beanspruchung am Interface (Hofko, et al., April 2017 S. 11). Dabei ist es wichtig, die am Interface mitwirkenden physikalischen Komponenten, wie Verklebung und Verzahnung, miteinzubeziehen. Im Allgemeinen stehen dafür bei der FE-Modellierung zwei unterschiedliche Modellansätze zur Verfügung, um die Verbundwirkung zwischen den Schichten nachzubilden.

Beim ersten Modellansatz wird mit Hilfe eines Reibungsmodells mit einem Reibungskoeffizienten die Verbundeigenschaften zwischen der Beton- und der Asphaltschicht simuliert. Da bei dieser Variante nur eine physikalische Komponente, nämlich die Verzahnung, berücksichtigt wird, kann dieser Ansatz beim Whitetopping ohne Verbund eingesetzt werden.

Der zweite Modellansatz berücksichtigt beide physikalischen Komponenten und ist als Kohäsivzonenmodell (KZM) bekannt. Unter Einbezug von im Labor ermittelten Schub- und Haftzugfestigkeitswerten wird das Materialversagen in der Grenzschicht nachgebildet. Die experimentell ermittelte Bruchenergie wird dabei ausgenutzt, um das Verbundverhalten zu beschreiben. Sobald die Spannungen die Grenzspannungen des Materials (t_n^{\max} , t_s^{\max} , t_t^{\max}) oder aber die maximale Schubspannung τ überschreiten, erfährt das Material eine Schädigung und der erste Makroriss entsteht. Dadurch nimmt die Fähigkeit zur Lastübertragung kontinuierlich ab. In **Abb. 17** ist eine schematische Darstellung der Grenzschichtspannung über einer Rissöffnung abgebildet (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 92-93).

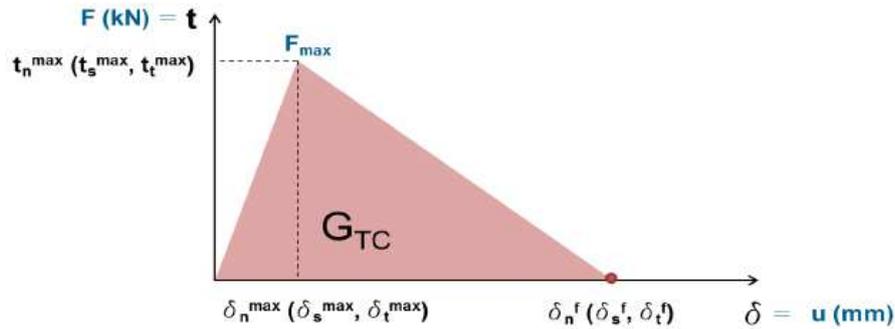


Abb. 17: Schematische Darstellung der Grenzschichtspannung über einer Rissöffnung (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 93)

Die ersten Arbeiten über das Kohäsivzonenmodell wurden Anfang der 1960er Jahre veröffentlicht. Seit Jahren wird dieses Modell für die Festigkeitsvorhersage von Klebeverbindungen, als Zusatz zu FE-Analysen eingesetzt. Der Bruch beim Kohäsivzonenmodell findet in der Regel in einem schmalen und streifenförmigen Bereich statt. Der Rest des Körpers erfährt dabei keine Schädigung.

Die Wechselwirkung zwischen den Rissufern wird beim KZM durch das sogenannte Separationsgesetz beschrieben. Das Separationsgesetz stellt einen Zusammenhang zwischen Randspannung $\sigma(\delta)$ und der Separation der Grenzfläche δ dar. Je nach Werkstoff unterscheidet sich die Form (Kuzmir, 2017). In der **Abb. 17** ist ein bilineare Modellimplementierung nach (Paulino, et al., 2006) dargestellt.

Bei den für diese Diplomarbeit durchgeführten Untersuchungen wurde die FE-Software ABAQUS verwendet. Das in **Abb. 18** dargestellte Kraft-Weg-Diagramm beschreibt das Verhalten in der Grenzschicht zwischen der Beton- und Asphaltsschicht bei Whitetopping mit Verbund. Dabei wirken in der Grenzschicht die Spannungen t_n^{\max} , t_s^{\max} und t_t^{\max} , die in einer Beziehung mit der kohäsiven Steifigkeit K und einer fiktiven Rissöffnung δ , in unserem Fall die im Scherversuch ermittelte Verschiebung u , sind. Die Steifigkeitsmatrix setzt sich aus den Schubfestigkeitskomponenten K_{ss} und K_{tt} sowie aus der Normalsteifigkeitskomponente K_{nn} zusammen.

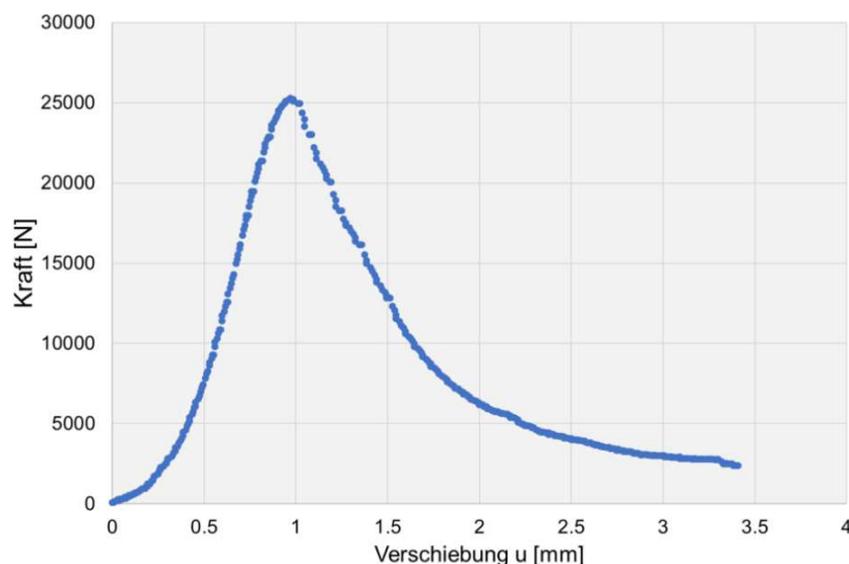


Abb. 18: Kraft-Weg-Diagramm aus einer statischen Scherfestigkeitsprüfung (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 94)

Die **Abb. 18** stellt ein beispielhaftes Kraft-Weg-Diagramm aus einer statischen Scherfestigkeitsprüfung bzw. Haftzugfestigkeitsprüfung dar. Aus den aufgezeichneten Diagrammen wird die maximale Schubkraft bzw. Bruchlast (F_{\max}) abgelesen. Diese beiden Kräfte werden anschließend zur Ermittlung der Schubfestigkeit β_s (vgl. **Gl. 5.3**) bzw. der Haftzugfestigkeit β_{HZ} (vgl. **Gl. 5.1**) des Verbunds verwendet. Aus den ermittelten Festigkeiten β_s und β_{HZ} lassen sich die Schubfestigkeitskomponenten K_{ss} und K_{tt} ermitteln (siehe **Gl. 5.2** und **Gl. 5.4**). Alle nun erhaltenen Daten dienen als Eingangsgrößen für die Charakterisierung der Verbundeigenschaften im FE-Modell. Um diese Eigenschaften am Interface zwischen Beton und Asphalt zu überprüfen, wurde der Versuchsaufbau von (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 95) nachgebildet. Das entwickelte Modell wurde entsprechend dem Versuchsaufbau gemäß ÖNORM B 3639-1 (ÖNI, 1997) und ÖNORM B 3639-2 (ÖNI, 1997) aufgebaut.

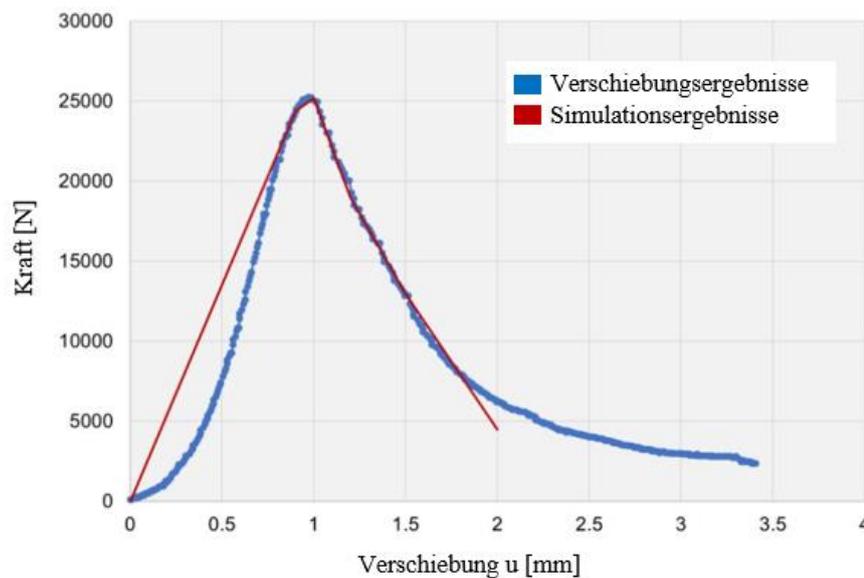


Abb. 19: Beispielhafte Gegenüberstellung von Versuchs- und Simulationsergebnis nach (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 96)

Die in **Abb. 19** dargestellte Gegenüberstellung von einem Versuchsergebnis mit einem Simulationsergebnis zeigt deutlich, dass die beiden Kurven eine hohe Übereinstimmung aufweisen. Daraus schließen (Eberhardsteiner, et al., 2018), dass das tatsächliche Verbundverhalten der untersuchten Probekörper zuverlässig nachgebildet wurde und dass das Kohäsivzonenmodell bei Whitetopping Aufbauten mit Verbund angewendet werden kann (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 92ff).

4 Bemessung und Dimensionierung von Whitetopping-Aufbauten

4.1 USA

Aufgrund der jahrelangen Erforschung dieser Bauweise und den daraus erhaltenen Erfahrungen, wurden vor allem in den USA verschiedene Leitfäden und Entwurfsrichtlinien veröffentlicht. Darüber hinaus wurden aber auch einige Berechnungs- und Entwurfsverfahren für Whitetopping aufgestellt, wobei diese in der Regel auch Erfahrungen aus betrachteten Whitetopping-Versuchsstecken beinhalten.

Seit dem Jahr 1991 stellt die American Concrete Pavement Association (ACPA) mit Sitz in Rosemont, Illinois, einen Whitetopping Leitfaden zur Verfügung. Der „Guide to Concrete Overlays“ darf nicht als vollständige Anleitung betrachtet werden, er zeigt lediglich verschiedene Aspekte des Whitetoppings, wie zum Beispiel, Vor- und Nachteile, praxisbezogene Erfahrungen sowie eine Hilfestellung bei der Dimensionierung von Whitetopping-Konstruktionen.

Im Jahr 1998 entwickelte (Gucunski, 1998) ein Bemessungsverfahren für ultra-dünnes Whitetopping (UTW) für das New Jersey Department of Transportation (NJDOT). Dabei wird das Verfahren nach erstmaliger Identifizierung wichtiger Einflussfaktoren auf das UTW-System anhand von Erfahrungen aus Feldtests und einer Finite-Elemente Analyse aufgestellt.

Einige Jahre später überarbeitete (Sheehan, et al., 2004) das Entwurfsverfahren des Colorado Department of Transportation (CDOT) für Whitetopping. Dieses Verfahren bietet bereits eine verbesserte Vorhersage des Verhaltens von Whitetopping-Konstruktionen unter verschiedenen Beanspruchungen und daher auch einen genaueren Einblick in die Leistungsfähigkeit von dünnem Whitetopping (TWT). Dafür wurden zwei unterschiedliche Verfahren entwickelt, um die erforderliche TWT-Dicke zu berechnen. Die erste Methode verwendet die Ergebnisse eines Finite-Element-Programmes (ILLI-SLAB) zur Berechnung der kritischen Betonspannungen und Asphaltdehnungen. Die zweite Methode nutzt einen empirischen Ansatz und legt gleichzeitig für die Dickenberechnung die Anzahl der zu erwartenden einzelnen Achslasten fest.

Für schadhafte Asphaltdecken, die auf Betondecken liegen, auch Kompositsysteme genannt, entwickelte (Cable, et al., 2005) ein Berechnungsverfahren. Dafür werden vorhandene Entwurfsmethoden von Einsenkungsmessungen und Materialkennwerten so angepasst, dass die erforderliche Schichtdicke der neuen Betondecke bestimmt werden kann. Das Verfahren beruht im Wesentlichen auf dem von (Sheehan, et al., 2004) entwickelten CDOT-Verfahren und richtet sich nach den Erfordernissen des Iowa Department of Transportation (Cable, et al., 2005 S. 86).

(Roesler, et al., 2008) stellten ein UTW-Bemessungsverfahren für das Illinois Department of Transportation auf. Dabei wurde auf Basis einer modifizierten Version des Bemessungsverfahrens nach (Association, 1998) vorgegangen. Die Eingangsgrößen dafür sind Verkehrsbelastung, Geometrie, Klimakenngrößen, Materialparameter und der Zustand des Asphalts. Voraussetzung für das Gelingen ist, dass zwischen Beton und Asphalt nur ein geringes Schwinden sowie ein guter Verbund vorhanden sind.

Ein weiteres Entwurfsverfahren für Whitetopping wird auch vom (Minnesota Department of Transportation, 2011) (MnDOT) angeboten. Hierfür wird zur Berechnung eine Lösung auf Basis einer Tabellenkalkulation verwendet. Dabei beschränkt man sich auf den Einsatz von Whitetopping auf Betonschichten mit mehr als 12,5 cm bis mindestens 10 cm Asphaltenschichtdicke. Die Längsfugen werden dabei verankert und Querscheinfugen können mit oder ohne Dübel ausgeführt werden.

Die in (Texas Department of Transportation, Jänner 2011) veröffentlichten Hinweise für den Einsatz von Whitetopping, verweisen zur Ermittlung der Betonschicht auf eine tabellarische Darstellung, die den Zusammenhang zwischen Verkehrsstärke, empfohlener Schichtdicke und Lebensdauer darstellt (Eid, 2011 S. 10-11).

Der 2012 veröffentlichte Leitfaden mit dem Namen „Guide to the Design of Concrete Overlays Using Existing Methodologies“ (Torres, et al., Oktober 2012) bietet eine einfache Anleitung zur Bemessung von Whitetopping-Konstruktionen mit Verbund zu der darunterliegenden Asphaltsschicht unter Verwendung bereits vorhandener Methoden. Dabei konzentriert er sich auf vier häufig verwendete Methoden, die im Folgenden aufgelistet werden.

- „AASHTO Guide for Design of Pavement Structures“ (AASHTO, 1993)
- „Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide“ (AASHTO, 2008)
- „ACPA-Methode“ (Association, 2006) und
- „The Colorado Department of Transportation Methode“ (Sheehan, 2004).

In diesem Leitfaden sind die spezifischen Bemessungsmaßnahmen, Vor- und Nachteile der einzelnen Methoden sowie Bemessungsbeispiele für typische Straßenabschnitte aufgezählt (Eberhardsteiner, et al., 2018).

Im Jahr 2013 entwickelten (Barman, et al., 2013) eine Methode zur Berücksichtigung der temperatur- und ortsabhängigen Änderungen des E-Moduls des Asphalts. Daraus entwickelten sie ein Modell zur Prognose von Temperaturgradienten in Betondecken, in dem Jahresmitteltemperatur, Jahresdurchschnittsprozentsatz an Sonnenschein, Dicke der Whitetoppingschicht, Plattenabmessungen und der Elastizitätsmodule des Betons als Eingangsgrößen herangezogen werden.

Aufbauend auf der PCA- Methode und CDOT- Methode (Sheehan, 2004; Wu, et al., 1999) entwickelten (Vandenbossche, et al., 2016) ein neues mechanistisches Bemessungsverfahren für Whitetoppingschichten mit Verbund, das sogenannte BCOA-ME. Obwohl dieses Bemessungsverfahren nur für Betondicke von 6,4 cm (2,5 in.) bis 15,2 cm (6 in.) gültig ist, weist dieses 5 Weiterentwicklungen gegenüber den oben genannten Methoden auf.

In Minnesota werden zwei verschiedene Bemessungsverfahren für Whitetopping-Konstruktionen angewendet (MnDOT, April 2018). Erstens das BCOA-ME für die Bemessung von Whitetopping-Aufbauten mit Verbund (Barman, et al., 2013; Vandenbossche, et al., 2013) und zweitens das MnPave-Rigid für die Bemessung von Whitetopping-Aufbauten ohne Verbund (MnDOT, 2018) (Eberhardsteiner, et al., 2018).

4.2 Deutschland

Wie bereits in **Kapitel 2.5.2** erwähnt, verfasste der Deutsche Jochen A. Eid in seiner 2011 veröffentlichten Dissertation (Eid, 2011) eine der bis heute umfassendsten Studien über Whitetopping. Zusammen mit positiven Erfahrungen mit der Whitetopping-Bauweise, wurde diese als Grundlage für das Merkblatt M WT (FGSV, 2013) der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen herangezogen.

Darin sind Anweisungen für die Planung und Ausführung von Baumaßnahmen gegeben. Das Merkblatt besagt, dass der Straßenabschnitt, der mit Whitetopping saniert werden soll, möglichst einheitlich betreffend Zustand, Bauweise, Schichtenbau, Querschnitt und Verkehrsbelastung sein soll. Dabei wird der Zustand des Bestandes durch Merkmale wie Spurrinnen, Ebenheiten, Flickstellen und Aufgrabungen sowie Risse, Ausbrüche, Kantenschäden aber auch nach Schäden an Einbauten, Borden und Rinnen sowie nach Substanzverlust bestimmt. Weitere Möglichkeiten der Zustandserfassung wären Mischgutuntersuchungen,

Tragfähigkeitsmessungen und Bestandsuntersuchungen. Weiters wird empfohlen, dass bei zu tiefen Spurrinnen die geschädigte Schicht entfernt wird.

Vor dem Auftragen der neuen Betonschicht muss die bestehende Schicht vorbereitet werden. Dazu wird diese zuerst abgefräst. Anschließend erfolgen Rissbehandlung, lokale Erneuerung oder Ergänzung der Unterlage, Reinigen und Anfeuchten der Unterlage und Applikation einer Haftbrücke.

Die Überbauung von Asphalt – und Betonbefestigungen ist im Merkblatt M WT (FGSV, 2013) geregelt, wobei der Schichtenverbund zur vorhandenen Unterlage für die Langlebigkeit der Konstruktion immer erforderlich ist. In Abhängigkeit von den Plattenabmessungen und der Verkehrsbelastung wird die Dicke der Whitetoppingschicht aus einem Katalog gewählt. In diesem Katalog sind Mindestdicken für Asphalt-schichten von 8cm und für die neue Betonüberdeckung von 10cm zu finden (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 15). Seine Erkenntnisse aus den Untersuchungen sind in **Kapitel 3.5** niedergeschrieben.

4.3 Österreich

Derzeit gibt es in Österreich kein gültiges Regelwerk für die Bemessung von Whitetopping-Konstruktionen. In einer 2006 verfassten Diplomarbeit am Institut für Straßenwesen an der TU Wien mit dem Titel „Whitetopping – Anwendung von Verbundweißbeschichtungen zur Instandsetzung von Asphaltbeschichtung“ (Prinesdoma, 2006) wurden die zu diesem Zeitpunkt gebräuchlichen Vorgangsweisen für die Dimensionierung, Ausführung und Wirkungsweisen von Whitetopping zusammengefasst.

Auf Basis der erworbenen Erkenntnisse über die Dimensionierung von hochbelasteten Betonstraßen im Rahmen des Projektes OBESTAS (Eberhardsteiner, et al., 2016) und aus den ersten Erfahrungen im Rahmen des Projektes „EcoRoads – Nachhaltige Betonstraßen“ (Eberhardsteiner, et al., 2018) entwickelten die Autoren eine Dimensionierungsmethodik für Whitetopping-Aufbauten mit und ohne Verbund (siehe **Abb. 20**) sowie ein vereinfachtes Bemessungstool. Grundlage dieser Methodik stellt ein Finite Elemente Modell dar, welches zur Berechnung der Verkehrslastspannung verwendet wird. Dieses FE-Modell wird im **Kapitel 3.6** beschrieben.

Die Eingangsgrößen der unten gezeigten **Abb. 20** sind Bestand, Verkehrsbelastung, Struktur, Materialeigenschaften und Klima. Die Methodik, die zur Ableitung der entsprechenden Eingangsgrößen verwendet wird, soll im nächsten Jahr entwickelt werden.

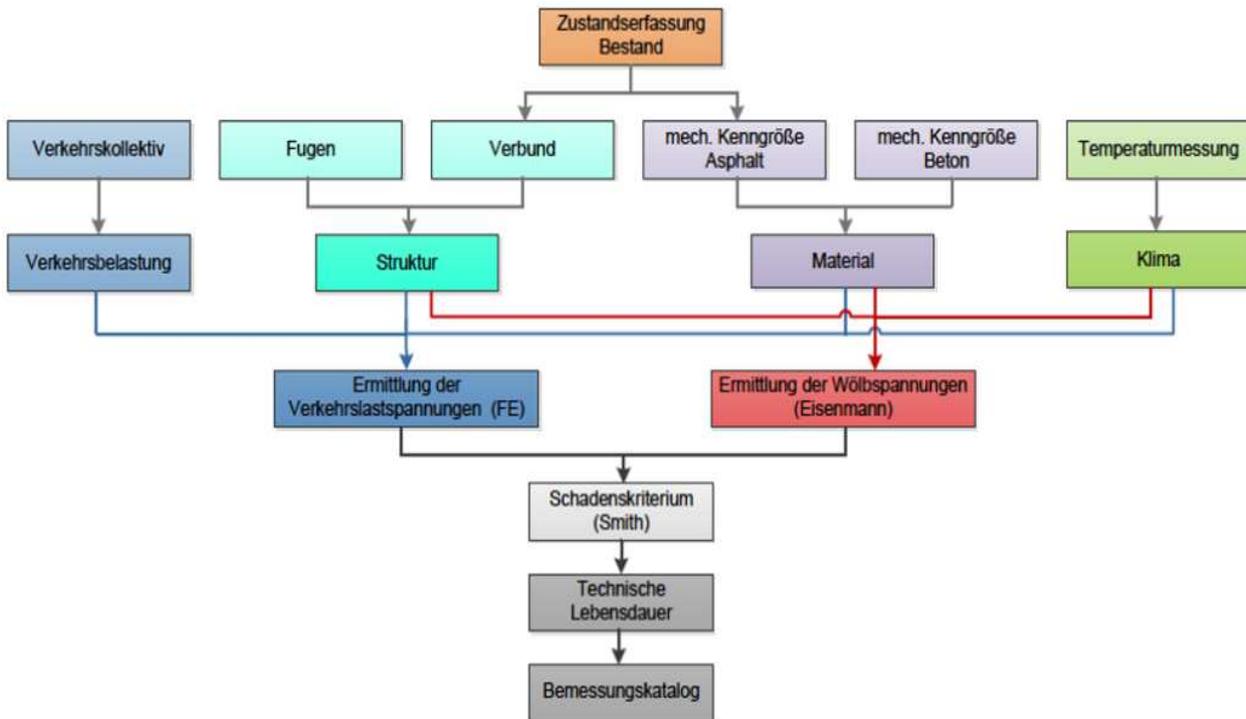


Abb. 20: Entwurf der Dimensionierungsmethodik für Whitetopping Aufbauten (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 87)

4.3.1 Bestand

Ausschlaggebend für die Auswahl einer sinnvollen Instandsetzungsmaßnahme ist der Zustand des Bestandes. Daher wird die Resttragfähigkeit der Bettung mithilfe von sogenannten Falling-Weight-Deflectometer Messungen (FWD-Messungen) bestimmt. Aus diesen Messungen kann der Elastizitätsmodul rückgerechnet werden, der anschließend als Eingangsgröße in die FE-Modellierung eingesetzt werden kann.

4.3.2 Verkehrsbelastung

Nach RVS 03.08.63 wird die Verkehrsbelastung durch eine 100 kN-Normachse ausgedrückt. Um einen Zusammenhang zwischen der Schädigung, welche durch diese Normachse verursacht wird, und der tatsächlich auftretenden Fahrzeuge herstellen zu können, ist die Ableitung von Fahrzeugäquivalenzfaktoren nötig. Um Kenntnisse der Gesamtgewichtsverteilung spezifischer Fahrzeuge ableiten zu können, sind dafür Bridge-Weight-in-Motion Messungen (BWIM) notwendig. Zusätzlich werden die Häufigkeitsverteilungen dieser Fahrzeuge aus Verkehrszählungen benötigt.

Nach (Eberhardsteiner, et al., 2018) sollen im FE-Modell die Achsaggregate, also Einzel-, Tandem- und Tridemaggregate, berücksichtigt werden, aus denen die spezifischen Fahrzeugtypen „zusammgebaut“ werden können. Weiters sollen die Radlasten als äquivalente Topflasten im Modell abgebildet werden.

4.3.3 Struktur

In der Dimensionierungsmethodik für Whitetopping-Konstruktionen wird ein Straßenaufbau bestehend aus Betondeckung, darunterliegender geschädigter Asphaltschicht, ungebundener oder zementstabilisierter Schicht und Unterbau betrachtet. Aus diesem Grund ist es möglich, verschiedene Schichtdicken, Plattenmessungen oder Fugenabstände in Abhängigkeit von der ausgewählten Instandsetzungsmaßnahme (Whitetopping mit oder ohne Verbund) zu berücksichtigen.

4.3.4 Materialeigenschaften

Die einzelnen Schichten des Aufbaus sollen laut (Eberhardsteiner, et al., 2018) im Bemessungsmodell mit den zugehörigen Materialeigenschaften charakterisiert werden. Dazu zählen die Steifigkeit (E-Modul), die Biegezugfestigkeit, die Dichte und die Querdehnzahl der jeweiligen Schicht.

Eine entsprechende Rolle für die Ermüdungsbeständigkeit, und damit für die technische Lebensdauer als Ergebnis der Dimensionierung, spielen die Festigkeitseigenschaften des eingesetzten Betons. Da bekannt ist, dass Beton nur elastische Verformungseigenschaften besitzt, sollen seine Betoneigenschaften durch den E-Modul, die Querdehnzahl und die Biegezugfestigkeit im Modell charakterisiert werden.

Da Asphalt ein visko-elastisches Materialverhalten aufweist, ist sein E-Modul stark temperatur- und belastungsdauerabhängig. Daher sollen im Modell die Asphaltsteifigkeiten in Abhängigkeit von der herrschenden Temperatur variieren. Weiters sollen die Tragfähigkeiten des Untergrundes während der vier Jahreszeiten berücksichtigt werden.

4.3.5 Klima

Bei einer Erwärmung der Betonplatte von oben und dem daraus resultierenden Temperaturunterschied über die Dicke, entstehen Biegezugspannungen an der Unterseite der Betonplatte. Diese Spannungen hängen wiederum stark von der Temperaturdifferenz zwischen der Ober- und Unterseite der Betondecke ab. Diese Spannungen werden, je nach Jahreszeit und den daraus resultierenden klimatischen Verhältnissen unterschiedlich beeinflusst. Um dies in der Bemessung zu berücksichtigen, wurden für diese Methodik Temperaturgradienten für eine 12 cm dicke Betonschicht mit dem Differenzverfahren abgeleitet (Eberhardsteiner, et al., 2018 S. 87-90).

5 Untersuchungen zum Schichtenverbund

Im Rahmen der vorliegenden Diplomarbeit wurden Untersuchungen am Schichtenverbund von Whitetopping durchgeführt. Dazu wurden insgesamt 44 Probekörper angefertigt, welche von Bohrkernbohrungen auf der Teststrecke der Firma Leithäusl entnommen wurden.

Um Aussagen über den Verbund zwischen den beiden Schichten treffen zu können, wurden drei verschiedene in Österreich gebräuchliche Prüfverfahren zum Schichtenverbund durchgeführt. Dafür wurden Haftzugfestigkeitsprüfungen, Schubfestigkeitsprüfungen sowie Keilspaltprüfungen gemacht (vgl. **Kapitel 3.4**).

Alle drei Verfahren simulieren unterschiedliche Belastungsbedingungen. Die Scherhaftfestigkeitsprüfung nach (ÖNI, 1997) und die Haftzugfestigkeitsprüfung nach (ÖNI, 1997) werden standardmäßig zur Untersuchung des Schichtenverbunds im Asphaltstraßenbau angewendet (Hofko, et al., 2017; Dimitrov, et al., 2018). Das dritte Prüfverfahren, die Keilspaltprüfung, wird zur Prüfung der Kerbspaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie im Betonstraßenbau verwendet (FSV, 2016).

Um das Verbundverhalten bei unterschiedlichen Temperaturverhältnissen zu untersuchen, wurden die Prüfverfahren bei -10°C , $\pm 0^{\circ}\text{C}$, $+20^{\circ}\text{C}$ und $+40^{\circ}\text{C}$ durchgeführt.

5.1 Teststrecke

Die Teststrecke wurde im Jahr 2014 im Rahmen des Projektes „Stadtverkehrsfläche – Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich“ (Peyerl, et al., 2016) errichtet. Dabei wurde nach der üblichen Einbauweise bei Whitetopping vorgegangen. Die Oberfläche der Asphaltdeckungschicht wurde dafür vor dem Betonieren in Längsrichtung gefräst. Weiters wurde keine Haftbrücke verwendet. Nach anschließendem Einbau einer Betondeckung, wobei hierfür ein gewöhnlicher Straßenfließasphalt verwendet wurde, erfolgte keine gesonderte Verdichtung der Betonfläche. Die Fläche erfuhr lediglich eine Belastung durch abgestellte Baumaschinen.

Im Folgenden wird auf die drei verwendeten Prüfverfahren, sowie auf die Ergebnisse der einzelnen Verfahren eingegangen. Vorab ist noch zu erwähnen, dass für die Ermittlung der Mittelwerte nur jene Ergebnisse herangezogen wurden, die nicht als fehlerhaft beurteilt wurden. Zur Berechnung der Standardabweichung wurden jedoch fehlerhafte Ergebnisse miteinbezogen.

5.2 Haftzugfestigkeitsprüfung

Aus den insgesamt 44 Probekörpern wurden 12 für die Haftzugfestigkeitsprüfung verwendet, jeweils drei pro Prüftemperatur. Zur Zuordnung der Probekörper siehe **Anhang A - Tab. 29**. Die Versuche wurden im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit wurde nach ÖNORM B 3639-2 Ausgabe 1997-07-01 (ÖNI, 1997) vorgegangen.

5.2.1 Kurzbeschreibung

Die ÖNORM B 3639-2 ist zur Prüfung des Haftverbundes von Asphaltdecken auf Asphaltdecken oder Asphaltdecken auf Beton anzuwenden. Sie kann im Labor oder vor Ort durchgeführt werden.

Dafür wird der vorgefertigte Bohrkern, der einen Durchmesser von 100 mm hat, mit dem daran befestigten Stempel für eine Dauer von mindestens 3 Stunden in der Kühleinrichtung auf die Prüftemperatur temperiert.

Anschließend wird der Probekörper in die Zugmaschine eingesetzt und der am Bohrkern befestigte Prüfstempel kraftschlüssig an der Prüfmaschine angeschlossen. Nun wird der Probekörper bei konstanter Temperatur so lange mit einer Belastungsgeschwindigkeit von 200 N/s belastet, bis es zum Bruch kommt. Die dabei auftretende Bruchkraft sowie die Lage des Bruches und die Bruchausbildung werden ermittelt (ÖNI, 1997).

Die festgestellte Bruchkraft darf nur dann für die Berechnung der Haftzugfestigkeit herangezogen werden, wenn der Bruch in der Prüffläche erfolgt ist. Ist dies der Fall, wird die Haftzugfestigkeit β_{HZ} folgendermaßen ermittelt (ÖNI, 1997 S. 4):

$$\beta_{\text{HZ}} = \frac{F_{\text{max}}}{A} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \quad \text{mit } A = \frac{\pi * d^2}{4} \text{ [mm}^2\text{]}$$

Gl. 5.1

β_{HZ}	Haftzugfestigkeit in N/mm ²
F_{max}	Bruchlast in N
A	ermittelte Prüffläche in mm ²
d	Durchmesser des Probekörpers in mm

5.2.2 Ergebnisse und Interpretation

Nach Vorgabe der (ÖNI, 1997) darf die Bruchkraft nur dann zur Ermittlung der Haftzugfestigkeit verwendet werden, wenn der Bruch in der Prüffläche erfolgt ist. Da bei der Versuchsdurchführung dies nicht bei allen Proben eingehalten werden konnte, mussten 6 der 12 Versuche verworfen werden und konnten somit nicht bei der Auswertung herangezogen werden. Sie wurden in den nachfolgenden Tabellen mit einem X gekennzeichnet.

Tab. 2: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Bruchlast F_{max} [N]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	X	11624	15545
± 0°C	14381	13421	X
+ 20°C	X	1312	3121
+ 40°C	X	X	X

Mit der ermittelten Bruchlast F_{max} konnte anhand der **Gl. 5.1** die Haftzugfestigkeit β_{HZ} ermittelt werden.

Tab. 3: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm²]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	X	1,48	1,98
± 0°C	1,83	1,71	X
+ 20°C	X	0,17	0,40
+ 40°C	X	X	X

Tab. 4: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – gemessene Verschiebung $u_{F_{max}}$ [mm] bei der Bruchlast F_{max}

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	X	0,85	1,03
± 0°C	1,01	0,86	X
+ 20°C	X	0,68	0,91
+ 40°C	X	X	X

Im Weiteren wird die Haftzugsteifigkeit mit **Gl. 5.2** ermittelt:

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{\beta_{HZ}}{u_{F_{max}}} \left[\frac{N}{mm^3} \right]$$

Gl. 5.2

K_{ss}/K_{tt} Haftzugsteifigkeit in N/mm³

$u_{F_{max}}$ Verschiebung bei der Bruchlast F_{max} in mm

Die nun erhaltenen Kenngrößen dienen als Eingangsgrößen für die Charakterisierung der Verbundeigenschaften im ABAQUS-Modell, welches im **Kapitel 3.6** zur Modellierung des Verbundes näher erläutert wird.

Tab. 5: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Haftzugsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	X	1,75	1,92
± 0°C	1,81	1,99	X
+ 20°C	X	0,25	0,44
+ 40°C	X	X	X



Abb. 21: Bohrkernprobe für die Haftzugfestigkeitsprüfung



Abb. 22: Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei -10°C



Abb. 23: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei -10°C

Wie in **Tab. 2** sowie der **Abb. 24** ersichtlich, tritt die höchste Bruchlast bei einer Temperatur von -10 Grad auf und beträgt in etwa 15.500 Newton. Die geringste Bruchlast konnte bei $+20$ Grad gemessen werden und liegt bei rund 1.300 Newton. Die Ergebnisse der Versuchsproben bei $+40$ Grad konnten für die Auswertung nicht verwendet werden, da die Probe nicht im Verbundbereich zwischen Beton und Asphalt gerissen ist. Vergleicht man die übrig gebliebenen Proben, so kann daraus geschlossen werden. Dass bei niedrigeren Temperaturen höhere Lasten ermittelt wurden, als bei wärmeren.

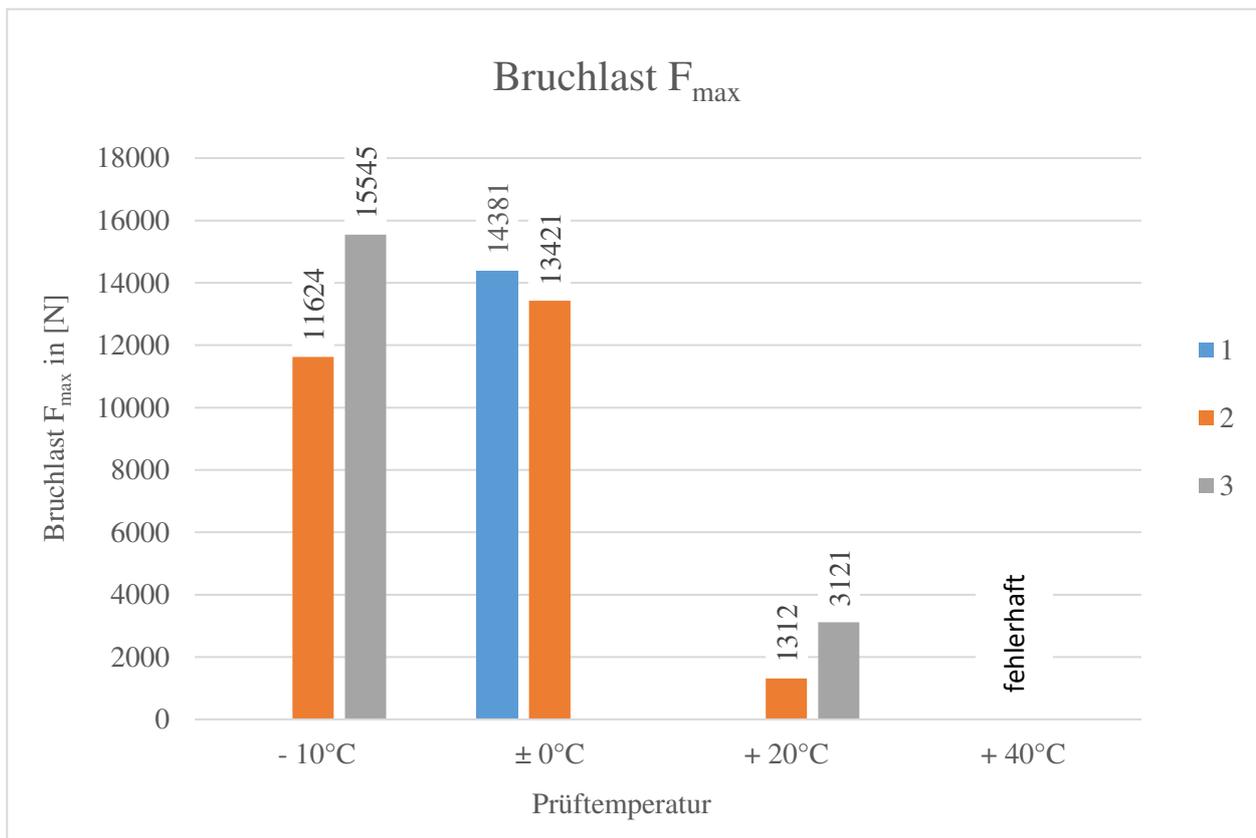


Abb. 24: Graphische Darstellung der Bruchlast F_{\max} [N]

Betrachtet man gesondert die beiden Ergebnisse der Prüfungen bei -10 Grad, so fällt auf, dass das Ergebnis des dritten Probekörper um zirka 4.000 Newton höher ausgefallen ist als das andere. Vergleicht man die Bruchfotos der Probekörper miteinander, so ist kein ausschlaggebendes Merkmal auf eine derartige Reduktion der Bruchlast zu erkennen. Lediglich ein Mehranteil an Asphaltteilchen ist bei Probekörper 3 an der

Betonquerschnittsfläche zu sehen. Zum Vergleich werden im Folgenden die Bruchfotos der Probekörper 2 und 3 bei -10 Grad gezeigt (siehe **Abb. 25**).



Abb. 25: Vergleich der beiden Probekörper bei -10 Grad
(links: Probekörper 2, rechts: Probekörper 3)

Ein Grund dafür könnte sein, dass die Verzahnung der rechten Probe (Probekörper 3) besser ist und dadurch die ermittelte Bruchlast F_{\max} höher ausfällt. Daher ist anzunehmen, dass aufgrund mangelnder Verdichtung und geringer Verkehrsbelastung inhomogene Bereiche in der Teststrecke entstanden sind und die Probekörper unterschiedliche Verzahnungen und Verbundeigenschaften aufweisen.

Im Mittel wurde bei einer Temperatur von -10 Grad eine Bruchlast von etwa 13.500 Newton ermittelt. Im Allgemeinen wurde die größte Streuung bei dieser Prüftemperatur aufgezeichnet (siehe **Tab. 6**).

Bei einer Prüftemperatur von ± 0 Grad konnten zwei Proben für die Auswertung verwendet werden. Beide Ergebnisse liegen im Schnitt bei einer gemittelten Bruchlast von rund 13.900 Newton. Daher wurde im Schnitt bei ± 0 Grad die größere Bruchlast erreicht.

Vergleicht man die Bruchfotos der Probekörper 1 und 2 miteinander, so ist wieder nur ein Mehranteil an Asphalt an der Betonschicht zu erkennen (vgl. **Abb. 26**). Die geringsten Streuungen konnte bei einer Temperatur von ± 0 Grad aufgezeichnet werden (siehe **Tab. 6**).



Abb. 26: Vergleich der beiden Probekörper bei ± 0 Grad
(links: Probekörper 1, rechts: Probekörper 2)

Im Vergleich zu den ermittelten Bruchlasten bei -10 Grad und ± 0 Grad, fielen die Bruchlasten bei +20 Grad etwas niedriger aus. Dabei konnten nur zwei der drei Versuche zur Auswertung verwendet werden. Probekörper 1 riss bereits vor Versagen der Verbundwirkung im Asphalt und darf daher nicht berücksichtigt werden (siehe **Abb. 27**).



Abb. 27: Versagensfoto des 1. Probekörpers (+20 Grad)

Im Durchschnitt wurde bei +20 Grad eine Bruchlast von 2.216 Newton erreicht (siehe **Tab. 6**). Dies entspricht in etwa einem Sechstel der erreichten gemittelten Bruchkraft bei -10 Grad und ± 0 Grad.

Wie bereits erwähnt, konnten die Ergebnisse bei +40 Grad nicht verwendet werden, da alle drei Probekörper bereits vor Versagen des Verbundes im Asphaltquerschnitt rissen (vgl. **Abb. 28**). Vermutlich liegt das daran, dass bei +40 Grad der Asphalt bereits geringe Festigkeiten aufweist und er somit vor einem Verbundversagen selbst versagt.



Abb. 28: Fehlerhafter Probekörper bei +40 Grad (Probekörper 2)

Tab. 6: Mittelwert und Standardabweichung der Bruchlast F_{max} [N]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N]	Standardabweichung [N]
- 10°C	13585	1961
$\pm 0^\circ\text{C}$	13901	480
+ 20°C	2216	905

Allgemein betrachtet ist zu sehen, dass bei niedrigen Temperaturen höhere Bruchlasten zu erwarten sind, als bei wärmeren Temperaturverhältnissen. Vergleicht man hingegen alle durchgeführten Ergebnisse, so ist im Schnitt bei ± 0 Grad die größte Bruchlast zu erwarten (siehe **Tab. 6**).

Im Folgenden wird nun in Kürze auf die anderen ermittelten Kenngrößen eingegangen. Dazu werden alle Ergebnisse in einer graphischen Darstellungen dargestellt, um einen besseren Vergleich zwischen den Prüftemperaturen ziehen zu können.

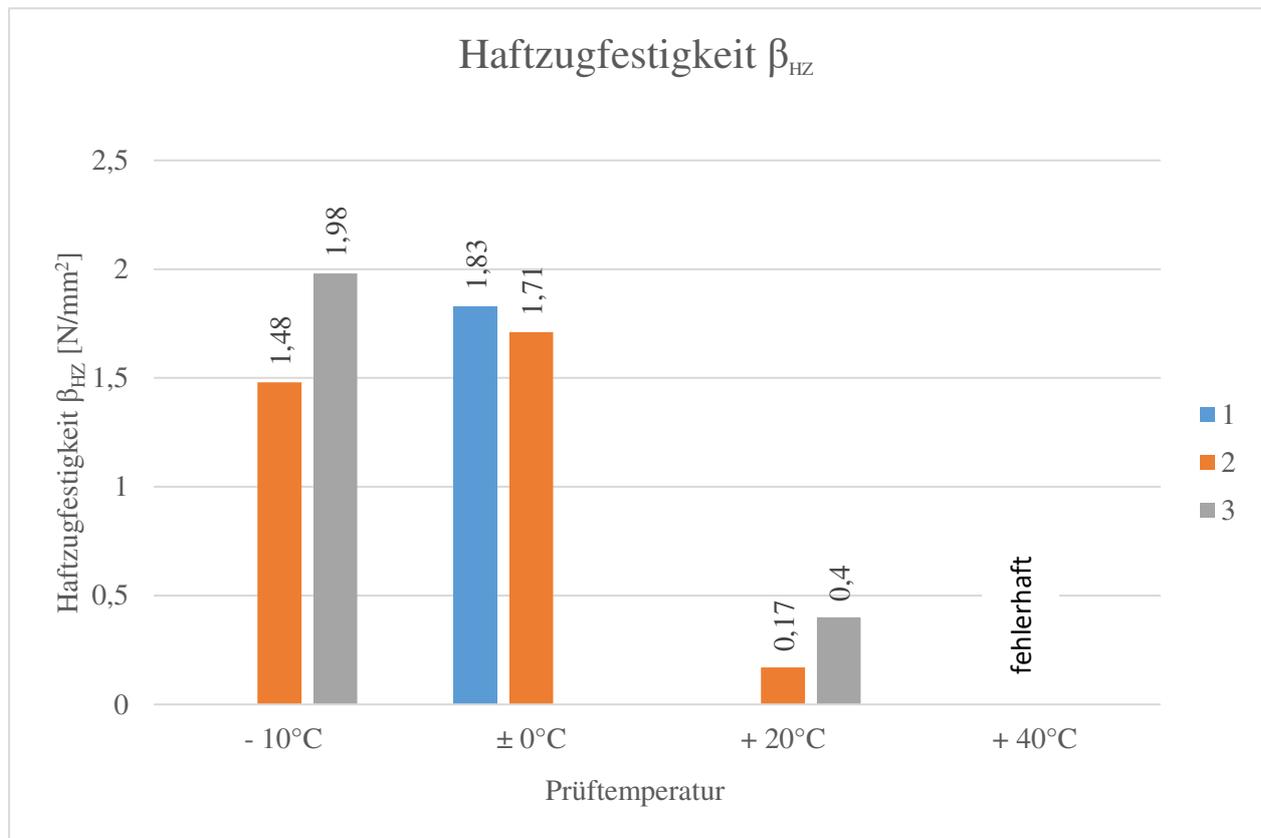


Abb. 29: Graphische Darstellung der ermittelten Haftzugfestigkeiten β_{HZ} [N/mm²]

Die Haftzugfestigkeit β_{HZ} wurde mit Hilfe der **Gl. 5.1** ermittelt. Durchschnittlich wurde die höchsten Haftzugfestigkeiten bei ± 0 Grad aufgezeichnet. Die geringsten sind bei +20 Grad erzielt worden. Die größte Festigkeit wurde bei -10 Grad ermittelt und beträgt 1,98 N/mm² (vgl. **Abb. 29**).

Tab. 7: Mittelwert und Standardabweichung der Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm²]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]
- 10°C	1,73	0,84
± 0°C	1,77	0,84
+ 20°C	0,29	0,16

Da die Haftzugsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} nach **Gl. 5.2** ermittelt wird, musste auch die Verschiebung $u_{F_{max}}$ bei der maximalen Bruchlast F_{max} bestimmt werden. Mit Hilfe von Kraft-Weg-Diagramme wurde diese bestimmt. (siehe **Tab. 4**).

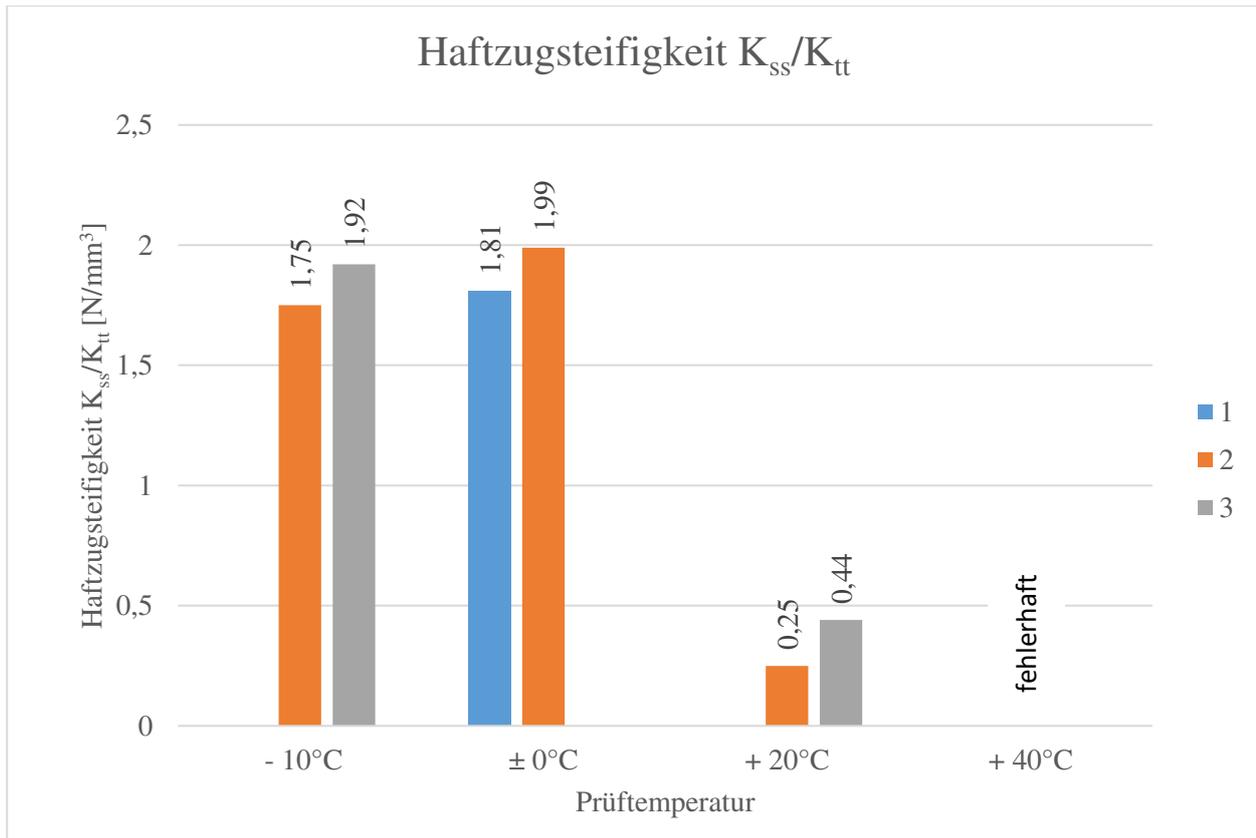


Abb. 30: Graphische Darstellung der ermittelten Haftzugsteifigkeiten K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Tab. 8: Mittelwert und Standardabweichung der Haftzugsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/mm ³]	Standardabweichung [N/mm ³]
-10°C	1,84	0,09
±0°C	1,90	0,09
+20°C	0,35	0,10

Genauso wie bei allen anderen Kenngrößen konnten die größten Haftzugsteifigkeiten bei -10 Grad und ±0 Grad aufgezeichnet werden. Diese liegen im Schnitt zwischen 1,90 N/mm³ und 1,84 N/mm³.

Wie bereits erwähnt, wurden Kraft-Weg-Diagramme angefertigt. Im Folgenden wird pro Prüftemperatur ein Diagramm gezeigt (siehe **Abb. 31**, **Abb. 32** und **Abb. 33**).

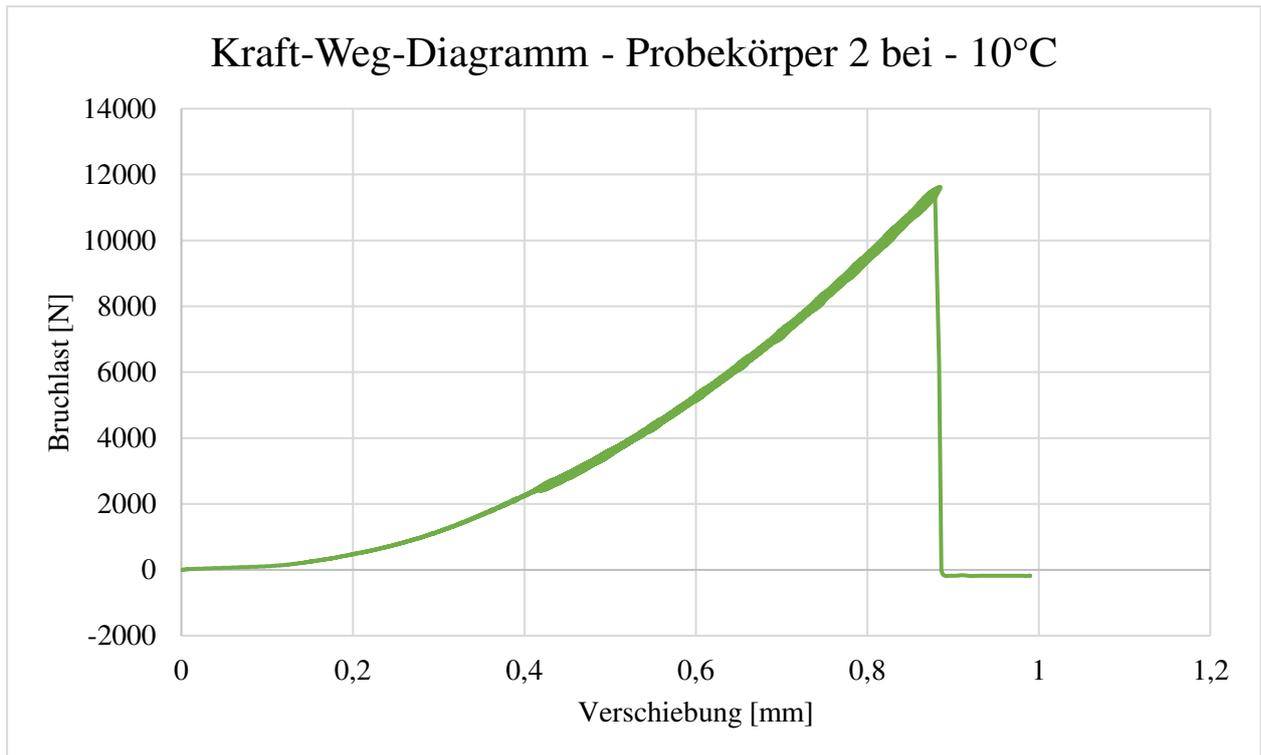


Abb. 31: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 2 (-10°C)

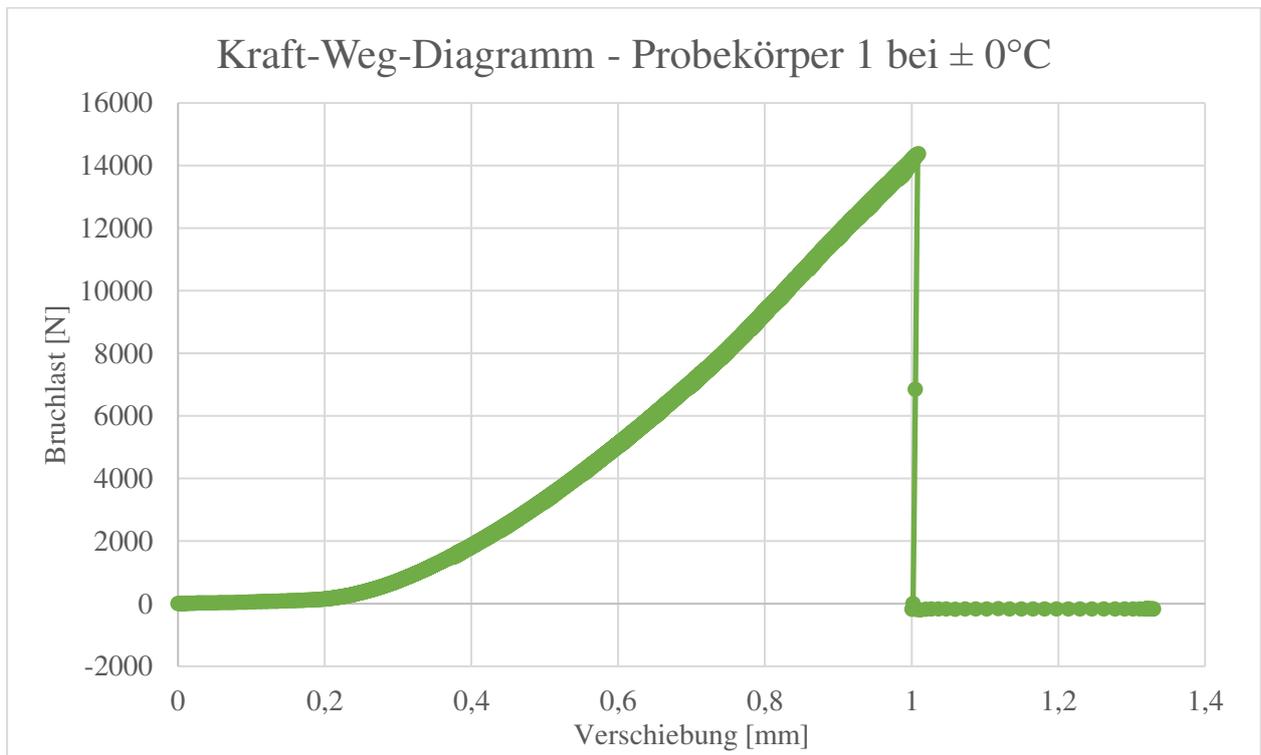


Abb. 32: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (±0°C)

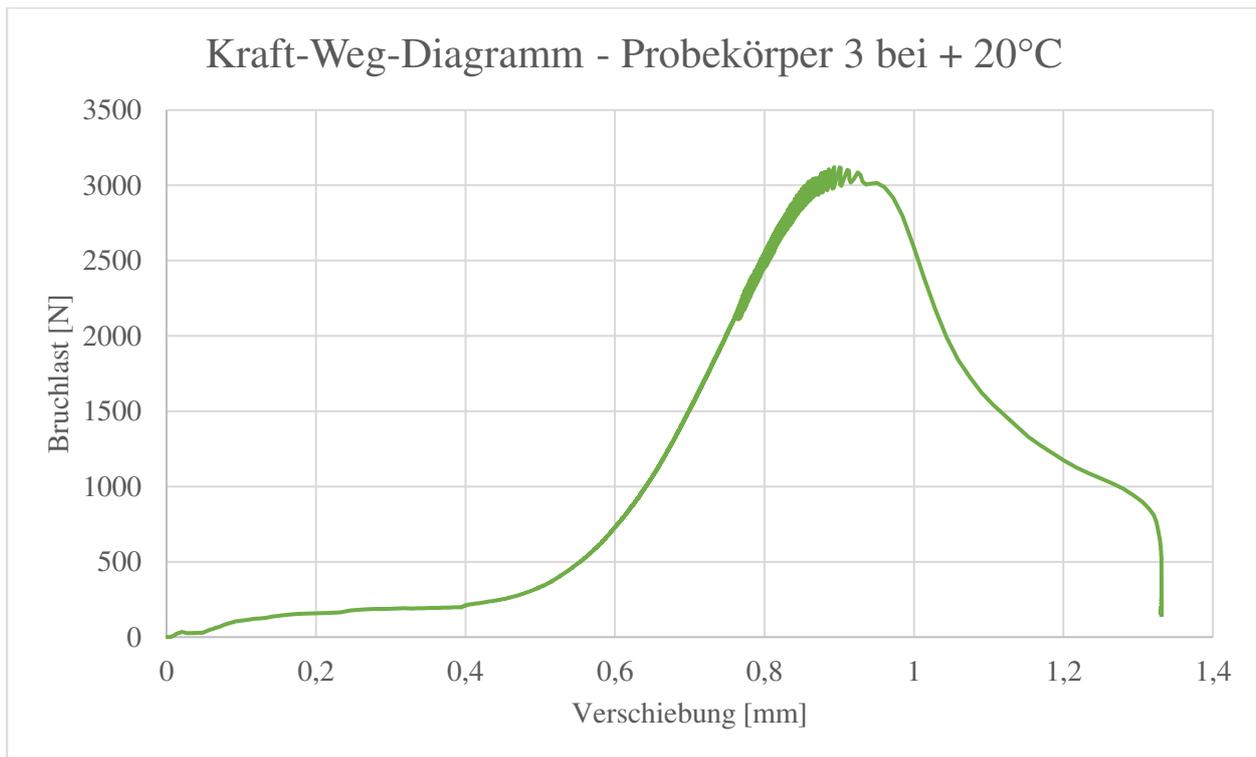


Abb. 33: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 (+20°C)

Vergleicht man die drei Diagramme miteinander, so ist zu sehen, dass das erste und zweite Diagramm (**Abb. 31** und **Abb. 32**) im Vergleich zu **Abb. 33** sehr ähnlich sind. Nach Erreichen der maximalen Bruchlast F_{\max} sinkt die Kurve sofort ab. Dadurch wird nur mehr wenig bis gar keine Last vom Verbund aufgenommen. Da dies bei den restlichen Last-Verschiebungskurven bei Temperaturen von -10°C und $\pm 0^{\circ}\text{C}$ ebenfalls zu sehen ist, kann davon ausgegangen werden, dass bei niedrigeren Temperaturen ein abruptes Verbundversagen eintritt.

Abb. 33 zeigt das Kraft-Weg-Diagramm bei einer Prüftemperatur von $+20^{\circ}\text{C}$. Hier ist zu erkennen, dass die vom Verbund aufgenommene Last nach Erreichen der maximalen Bruchlast kontinuierlich kleiner wird. Dieses Verhalten zeigt sich auch beim Kraft-Weg-Diagramm des dritten Probekörpers (Probekörpernummer: A710_18). Daher kann davon ausgegangen werden, dass bei wärmeren Temperaturen das Verbundversagen bei einer Zugbeanspruchungen in Normalrichtung nicht plötzlich und schnell eintritt, sondern der Verbund langsam versagt.

Zusammenfassend ist aus den Haftzugfestigkeitsprüfungen zu schließen, dass die Temperatur erheblichen Einfluss auf die Haftzugfestigkeit bei Verbundkonstruktionen hat. Dabei sind im Vergleich zu warmen Temperaturen bei niedrigen Temperaturverhältnissen höhere Festigkeiten und Steifigkeiten zu erwarten. Ein Grund dafür ist wahrscheinlich, dass bei warmen Temperaturen der Asphaltquerschnitt schon sehr geringe Festigkeiten aufweist und er daher vor dem Verbundversagen bereits versagt. Weiters konnte durch die Kraft-Weg-Diagramme belegt werden, dass bei Beanspruchung in Normalrichtung das Verbundversagen bei niedrigeren Temperaturen plötzlich eintritt.

Betrachtet man hingegen die Standardabweichungen der drei durchgeführten Versuche pro Temperatur und vergleicht diese miteinander, so erkennt man, dass bei niedrigen Temperaturen eine höhere Streuung der Ergebnisse zu erwarten ist (vgl. **Tab. 6** bis **Tab. 8**).

5.3 Schubfestigkeitsprüfung

Für die Schubfestigkeitsprüfung wurden 12 der insgesamt 44 Probekörper untersucht, jeweils 3 pro Untersuchungstemperatur. Zur Zuordnung der Probekörper siehe **Anhang A - Tab. 30**. Die Versuche wurden im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien durchgeführt.

Zur Ermittlung der Schubfestigkeitsprüfung wurde nach ÖNORM B 3639-2 Ausgabe 1997-07-01 (ÖNI, 1997) vorgegangen.

5.3.1 Kurzbeschreibung

Die ÖNORM B 3639-1 ist bei der Prüfung des Schubverbundes von Asphaltsschichten oder Asphaltlagen untereinander sowie von Asphaltsschichten auf Beton anzuwenden. Sie kann im Gegensatz zur Haftzugfestigkeitsprüfung nur im Labor bestimmt werden.

Vor Durchführung der Prüfung werden die Prüfkörper für mindesten 3 Stunden auf eine Temperatur von 20°C vortemperiert. Anschließend werden die zylindrischen Probekörper mit einem Durchmesser von 100 mm bei geregelten Temperaturverhältnissen in das Schergerät eingesetzt. Danach erfolgt der Abschervorgang mit einer Vorschubgeschwindigkeit von etwa 50 mm/min. Dabei wird die maximale Schubkraft gemessen (ÖNI, 1997).

Die maximale Schubkraft wird direkt am Gerät oder aus dem Kraft-Weg-Diagramm abgelesen. Die Schubfestigkeit β_s kann anschließend wie folgt ermittelt werden:

$$\beta_s = \frac{F_{\max}}{A} \left[\frac{\text{N}}{\text{mm}^2} \right] \quad \text{mit } A = \frac{\pi * d^2}{4} \text{ [mm}^2\text{]}$$

Gl. 5.3

- β_s Schubfestigkeit in N/mm²
- F_{\max} maximale Schubkraft in N
- A Prüffläche in mm²
- d Durchmesser des Probekörpers in mm

5.3.2 Ergebnisse und Interpretation

Bis auf eine einzige Prüfung konnten alle Ergebnisse für die Auswertung verwendet werden. Der fehlerhafte Probekörper wurde in den folgenden Tabellen mit einem X gekennzeichnet.

Tab. 9: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – maximale Schubkraft F_{\max} [N]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	18856	16265	30801
± 0°C	20327	10161	18813
+ 20°C	15387	16690	17594
+ 40°C	X	4956	3861

Mit der maximalen Schubkraft kann unter Verwendung der **Gl. 5.3** die Schubfestigkeit β_s berechnet werden.

Tab. 10: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – Schubfestigkeit β_s [N/mm²]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	2,40	2,07	3,92
± 0°C	2,59	1,29	2,40
+ 20°C	1,96	2,13	2,24
+ 40°C	X	0,63	0,49

Tab. 11: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – gemessene Verschiebung $u_{F_{\max}}$ [mm] bei der Bruchlast F_{\max}

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	1,69	1,33	1,79
± 0°C	1,67	0,81	1,68
+ 20°C	1,40	1,51	2,06
+ 40°C	X	0,75	1,23

Im Weiteren wird die Schubsteifigkeit mit **Gl. 5.4** ermittelt:

$$K_{ss} = K_{tt} = \frac{\beta_s}{u_{F_{\max}}} \left[\frac{N}{\text{mm}^3} \right]$$

Gl. 5.4

K_{ss}/K_{tt} Schubsteifigkeit in N/mm³

$u_{F_{\max}}$ Verschiebung bei der Bruchlast F_{\max} in mm

Die nun erhaltenen Kenngrößen dienen als Eingangsgrößen für die Charakterisierung der Verbundeigenschaften im ABAQUS-Modell, welches im **Kapitel 3.6** zur Modellierung des Verbundes näher erläutert wird.

Tab. 12: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	1,22	2,94	1,56
± 0°C	0,78	2,97	1,24
+ 20°C	1,52	1,48	1,03
+ 40°C	X	0,66	0,46



Abb. 34: Bohrkernprobe für die Schubfestigkeitsprüfung



Abb. 35: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei 0°C



Abb. 36: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei 0°C

Wie man aus der **Tab. 9** sowie aus der **Abb. 37** entnehmen kann, konnte die höchste Schubkraft bei -10 Grad aufgezeichnet werden und liegt bei etwa 31.100 Newton. Ebenso ist deutlich zu sehen, dass bei einer Temperatur von +40 Grad die kleinsten Kräfte erzielt wurden. Die geringste Kraft wurde bei rund 3.800 Newton gemessen.

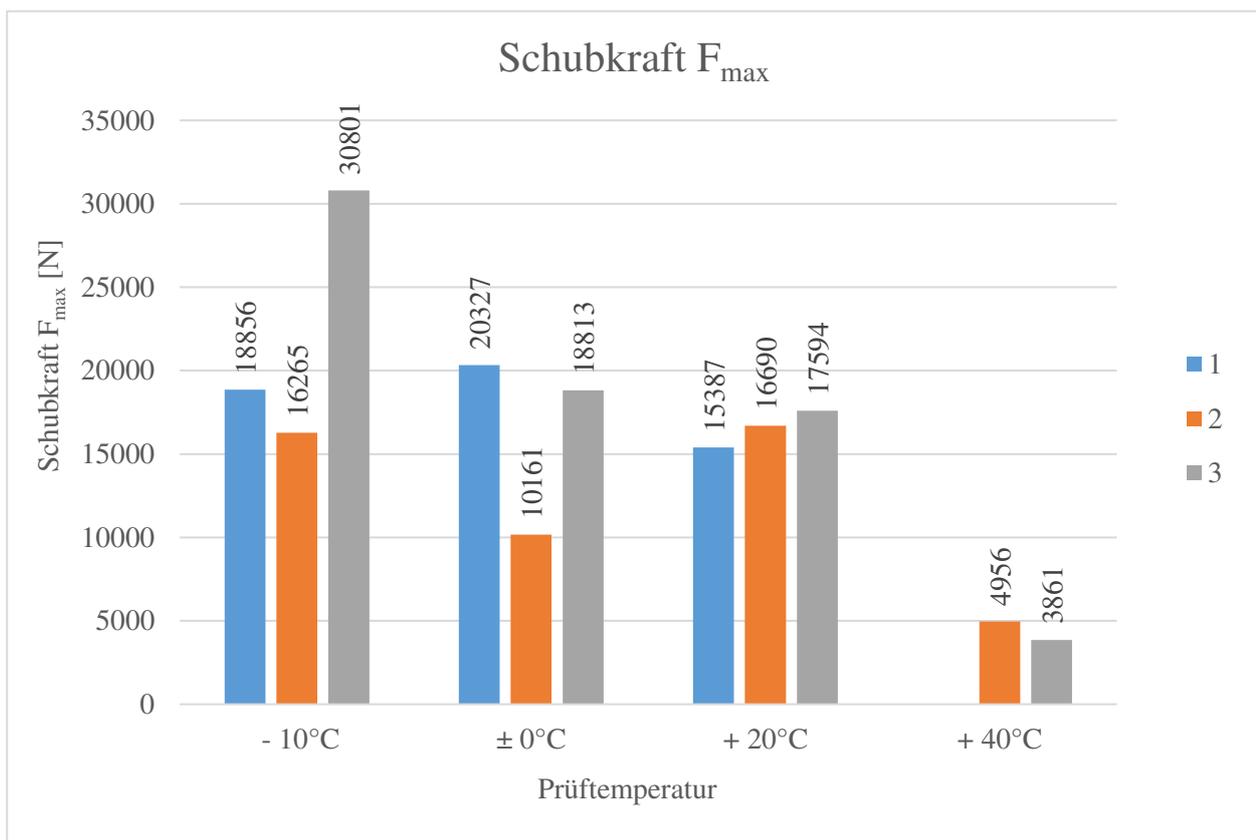


Abb. 37: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte F_{\max} [N]

Betrachtet man zu Beginn die drei Ergebnisse bei -10 Grad, so erkennt man, dass im Vergleich zu den anderen gemessenen Werten die gemessene Schubkraft der dritten Prüfung größer als die der anderen ausfiel. Sieht man sich die Bruchfotos der Proben an, so ist beim Vergleichen bei Probekörper 3 vermehrt gebrochene Gesteinskörnungen im Verbundbereich zu erkennen (vgl. **Abb. 38**). Dies kann ein Hinweis auf die höher gemessene Schubkraft sein.

Betrachtet man lediglich die zwei ersten Prüfungsergebnisse, so wurde eine gemittelte Schubkraft von 17.560 Newton erreicht. Errechnet man sich jedoch den Mittelwert aus allen drei gemessenen Werten, so erhöht sich die gemittelte Schubkraft auf rund 21.974 Newton.



Abb. 38: Vergleich der Probekörper 2 und 3 bei -10 Grad
(links: Probekörper 2, rechts: Probekörper 3)

Die drei vergleichsweise besten Ergebnisse wurden bei einer Temperatur von +20 Grad erreicht. Probekörper 2 und 3 sind lediglich um rund 1.000 Newton voneinander entfernt und liegen im Schnitt bei rund 16.400 Newton. Die Bruchbilder des Probekörpers 1 zeigen einen seitlichen Abbruch der Betonprüffläche. Dies könnte ein Grund dafür sein, warum die ermittelte Schubkraft dieses Probekörpers geringer als die der anderen ist (siehe **Abb. 39**). Ermittelt man sich den Mittelwert aller drei gemessenen Werte bei +20 Grad, so wurde eine Schubkraft von 16.557 Newton erzielt.



Abb. 39: seitlicher Abbruch der Betonprüffläche beim Probekörpers 1 (+20 Grad)

Die Schubkräfte der Proben, mit Prüftemperatur ± 0 Grad, sind in etwa bei den Schubkraftwerten derjenigen Proben, die bei -10 Grad und +20 Grad ermittelt wurden. Einzig die Kraft der zweiten Prüfung ist um rund 8.000 Newton geringer, als die der beiden anderen. Betrachtet man die Fotos der Probekörper nach der Schubfestigkeitsprüfung, so ist kein Einflussfaktor zu erkennen, der eine derartige Reduktion der Schubkraft mit sich bringen könnte. In der folgenden Abbildung (siehe **Abb. 40**) sind die Bruchfotos der Probekörper 2 und 3 abgebildet.



Abb. 40: Vergleich der Probekörper 2 und 3 bei ± 0 Grad

(links: Probekörper 2, rechts: Probekörper 3)

Meines Erachtens, riss dieser Probekörper perfekt im Verbundbereich und weist nicht mehr seitliche Betonabbrüche bzw. Asphaltabbrüche auf, als die beiden anderen Proben. Daraus kann man schließen, dass hier andere Einflussfaktoren beteiligt waren, die die Verbundwirkung zwischen Beton und Asphalt minimierten und dies nicht auf die Untersuchungstemperatur zurückzuführen ist. Berechnet man sich den Mittelwert aus den drei ermittelten Schubkräften, so erhält man eine gemittelte Kraft von 16.434 Newton.

Wie schon zuvor erwähnt, wurden die geringsten Kräfte und Steifigkeiten bei der Prüfungstemperatur +40 Grad ermittelt. Wie bereits bei den Haftzugfestigkeitsprüfungen riss auch bei den Schubfestigkeitsprüfungen ein Probekörper vor Versagen der Verbundwirkung im Asphalt (siehe **Abb. 41**). Vermutungen zufolge ist dies auf das, bereits bei +40 Grad, weiche Verhalten des Asphaltes zurückzuführen. Der Mittelwert der beiden Schubkräfte liegt bei etwa 4.400 Newton und fiel im Vergleich zu den anderen Prüftemperaturen deutlich geringer aus.



Abb. 41: Fehlerhafter Probekörper bei +40 Grad (Probekörper 1)

Aus allen erhaltenen Prüfungsergebnissen wurden Mittelwert und Standardabweichung aller Kenngrößen berechnet. In den folgenden Tabellen (siehe **Tab. 13** bis **Tab. 15**) sind diese tabellarisch aufgelistet. Um bessere Vergleiche zwischen den einzelnen Prüftemperaturen ziehen zu können, wurden alle Ergebnisse pro Kenngröße in einer graphischen Darstellung abgebildet (dazu vgl. **Abb. 42** bis **Abb. 43**).

Tab. 13: Mittelwert und Standardabweichung der Schubkraft F_{\max} [N]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N]	Standardabweichung [N]
- 10°C	21974	6331
± 0°C	16434	4478
+ 20°C	16557	906
+ 40°C	4409	548

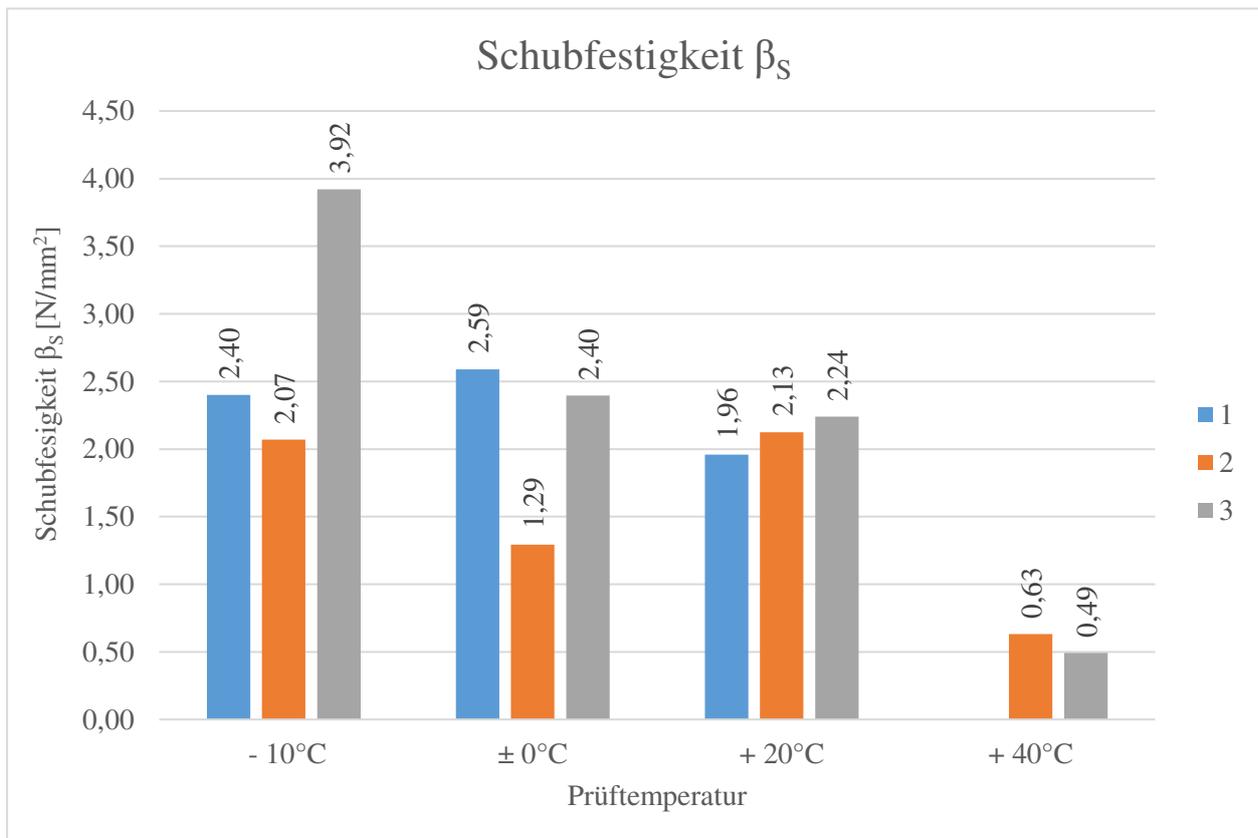


Abb. 42: Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten β_s [N/mm²]

Tab. 14: Mittelwert und Standardabweichung der Schubfestigkeit β_s [N/mm²]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]
- 10°C	2,80	0,81
± 0°C	2,09	0,57
+ 20°C	2,11	0,12
+ 40°C	0,56	0,07

Zur Ermittlung der Schubfestigkeit β_s siehe **Gl. 5.3**.

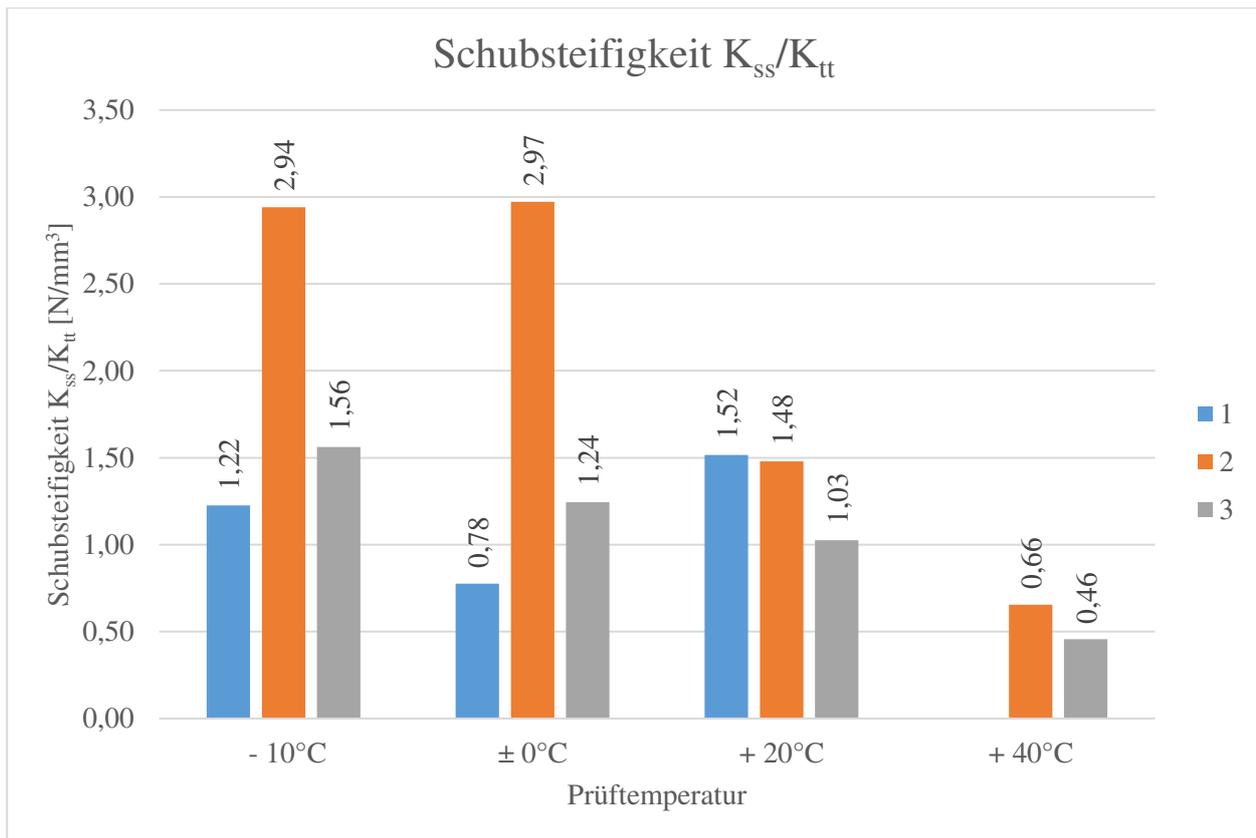


Abb. 43: Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Die Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} lässt sich nach **Gl. 5.4** ermitteln. Da sich der Quotientenwert aus dem Divident, der Schubfestigkeit, und dem Divisor, der maximalen Verschiebung, ermittelt, sind die größten Steifigkeiten bei hohen Schubfestigkeiten und kleinen maximalen Verschiebungen aufzufinden. Die größte Schubsteifigkeit wurde bei einer Temperatur von ± 0 Grad ermittelt und beträgt 2,97 N/mm³.

Durchschnittlich wurden die größten Steifigkeiten bei -10 C° aufgezeichnet. Die kleinsten Schubsteifigkeiten wurden bei einer Temperaturen von +40 Grad ermittelt. Betrachtet man die Standardabweichungen aller Prüftemperaturen, so ist die geringste Streuung bei einer Temperatur von +40 Grad zu finden. Die größte Standardabweichung wurde bei ± 0 Grad berechnet.

Tab. 15: Mittelwert und Standardabweichung der Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm³]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/mm ³]	Standardabweichung [N/mm ³]
- 10°C	1,91	0,74
± 0°C	1,66	0,94
+ 20°C	1,34	0,22
+ 40°C	0,56	0,10

Die Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} lässt sich nach **Gl. 5.4** ermittelt. Daher musste mit Hilfe von Kraft-Weg-Diagrammen die Verschiebung $u_{F_{max}}$ bei der maximalen Schubkraft F_{max} bestimmt werden (siehe **Tab. 11**). Im Folgenden wird pro Temperatur ein Kraft-Weg-Diagramm gezeigt.

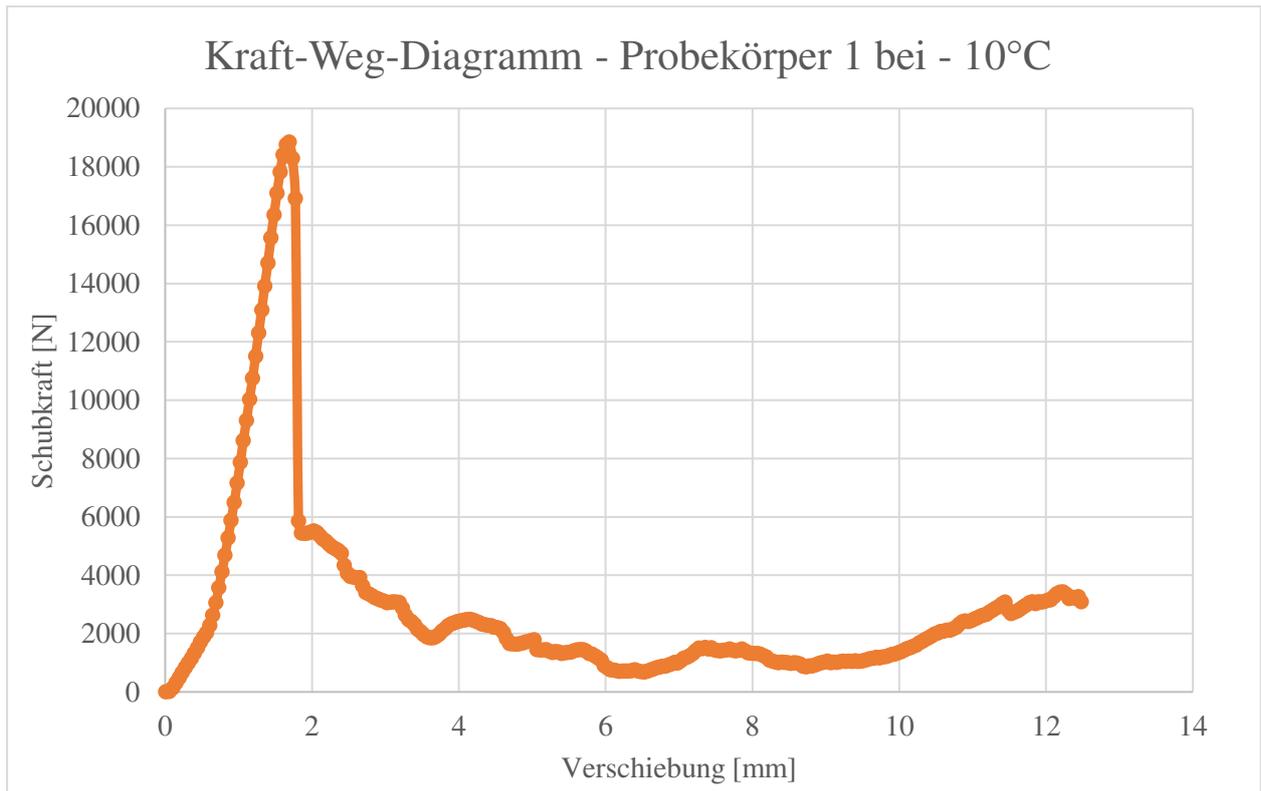


Abb. 44: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (-10°C)

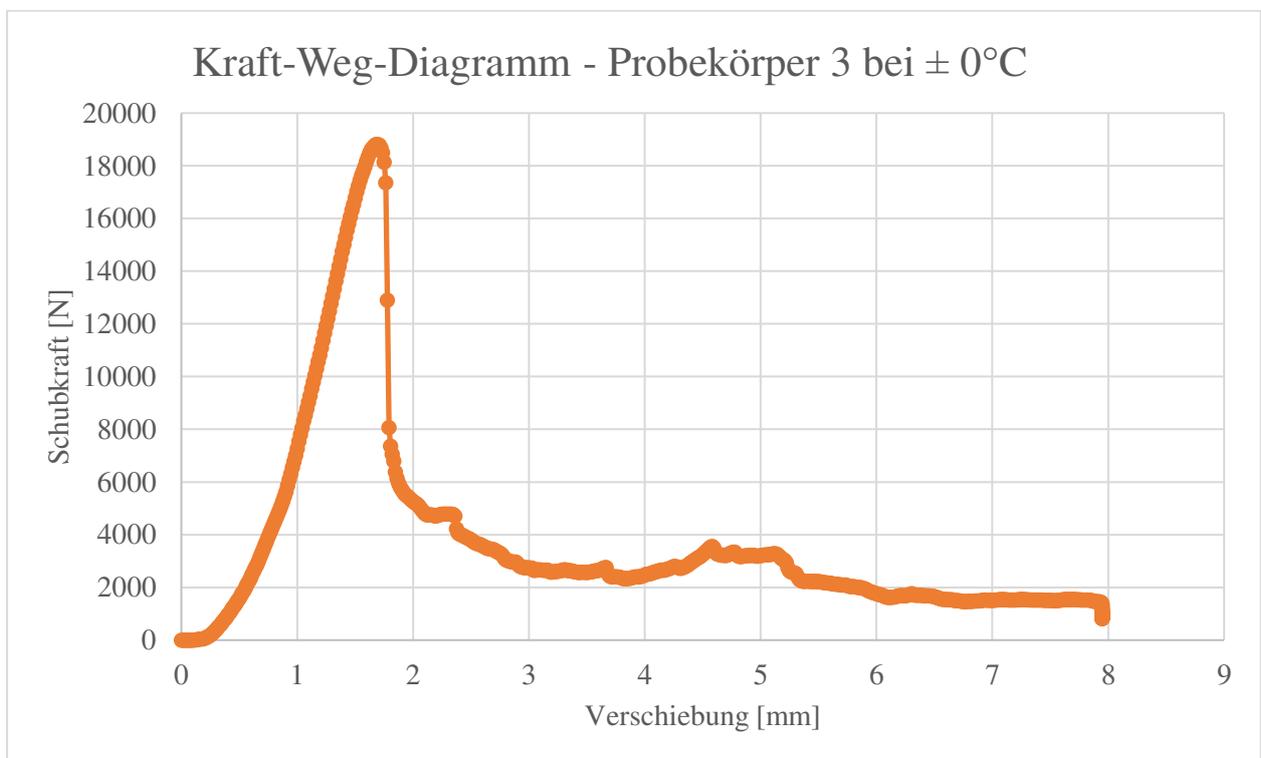


Abb. 45: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 (±0°C)

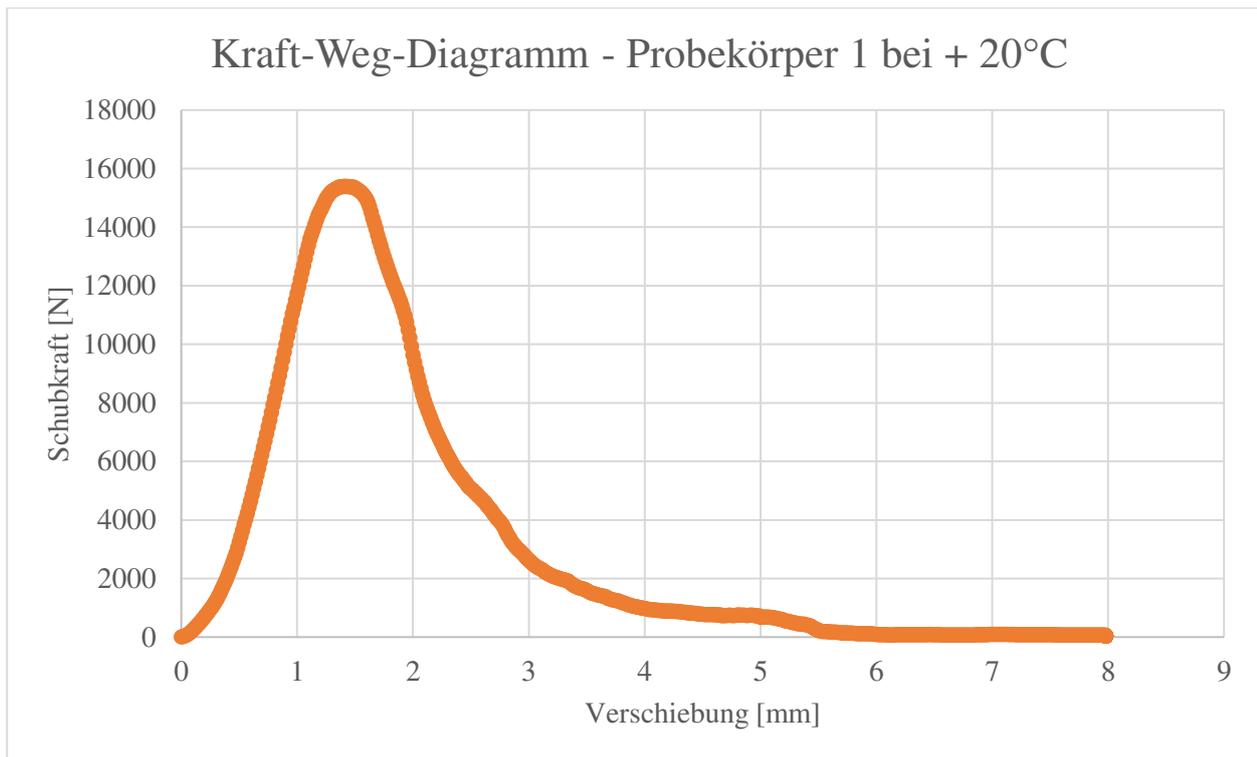


Abb. 46: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (+20°C)

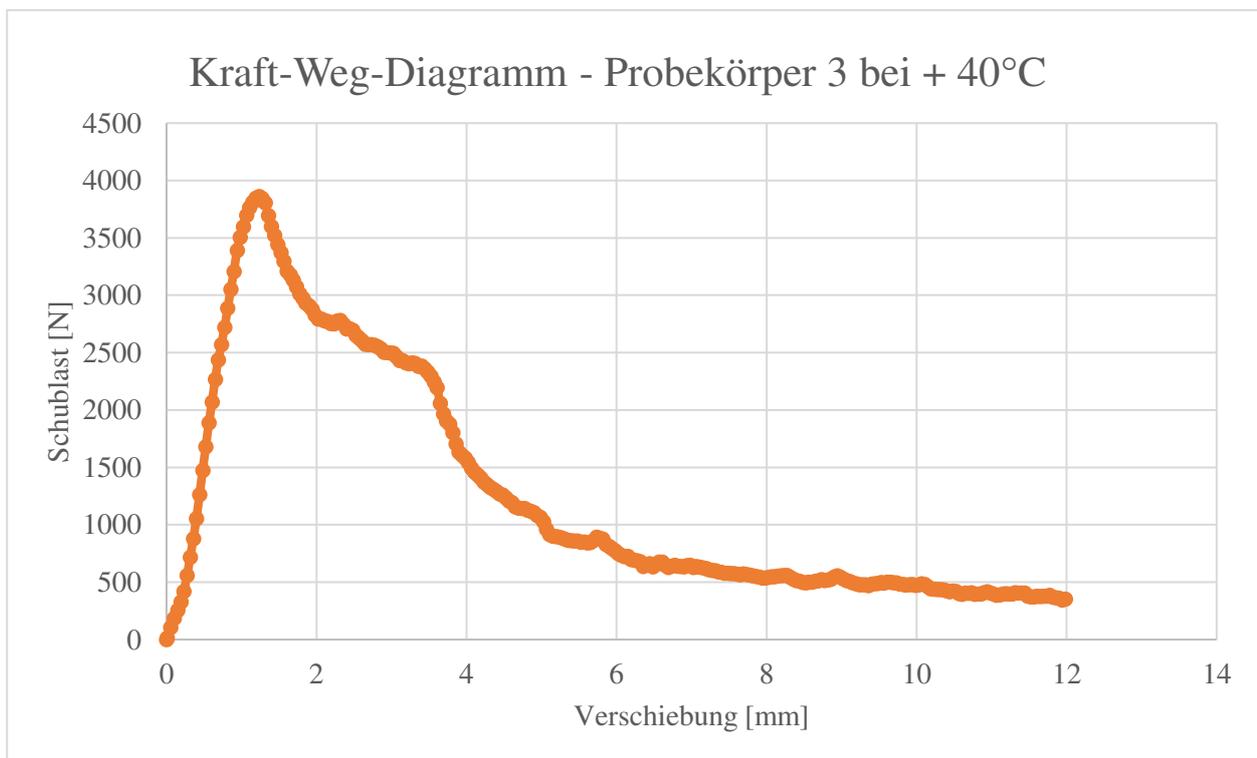


Abb. 47: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 (+40°C)

Vergleicht man die Kraft-Weg-Diagramme der Haftzugfestigkeitsprüfung mit den Diagrammen der Schubfestigkeitsprüfung so ist zu erkennen, dass die Verbundwirkung bei Scherbeanspruchung nicht plötzlich nach Erreichen der maximalen Kraft versagt (vgl. dazu **Abb. 25** und **Abb. 26** mit **Abb. 44** und **Abb. 45**). Jedoch ist aus den Last-Verschiebungskurven zu sehen, dass es bei niedrigeren Temperaturen ebenfalls zu

einem deutlichen Absinken der aufnehmbaren Schubkraft F_{\max} kommt. Ein typisches Kraft-Weg-Diagramm ist in **Abb. 46** abgebildet. Nach Erreichen der maximalen Kraft sinkt diese gleichmäßig und langsam ab. **Abb. 47** zeigt den Zusammenhang der Schubkraft F_{\max} mit der Verschiebung bei einer Prüftemperatur von $+40^{\circ}\text{C}$.

Im Allgemeinen kann man aus der Schubfestigkeitsprüfung schließen, dass die Schubkraft, die Schubfestigkeit sowie die Schubsteifigkeit bei einer Temperatur von ± 0 Grad sowie bei $+20$ Grad in etwa gleich groß sind. Die größten Kenngrößen wurden, wie bereits bei der Haftzugfestigkeitsprüfung, bei einer Prüftemperatur von -10°C gemessen. Die geringsten Streuungen wurden hingegen bei $+20$ Grad ermittelt. Außerdem konnte im Vergleich mit den Kraft-Weg-Diagrammen der Haftzugfestigkeitsprüfung gezeigt werden, dass der Verbund bei einer Scherbeanspruchung bei niedrigen Temperaturzuständen nicht plötzlich versagt, sondern die Festigkeiten und Steifigkeiten gleichmäßig abnehmen.

5.4 Keilspaltfestigkeitsprüfung

Wie bereits in der Einleitung dieses Kapitels erwähnt, wurden Keilspaltfestigkeitsprüfungen durchgeführt. Dafür wurden 20 Probekörper angefertigt, fünf pro Prüftemperatur. Zur Zuordnung der Probekörper siehe **Anhang A - Tab. 31**. Die Prüfung wurde nach ÖNORM B 3592 Ausgabe 2011-09-01 (ÖNI, 2011) im Straßenbautechnischen Labor der Technischen Universität Wien durchgeführt.

5.4.1 Kurzbeschreibung

Die ÖNORM B 3592 ist für die Ermittlung der Kerbzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffe mit der Keilspaltprüfung anzuwenden. Dieses Prüfverfahren ist für statische Prüfungen, d.h. mit einmaliger Belastung bis zum Bruch, und dynamische Prüfungen, d.h. mit mehrmaliger Belastung bis zur Rissentwicklung, zulässig (ÖNI, 2011). Im Zuge der in dieser Diplomarbeit durchgeführten Versuche wurden ausschließlich statische Prüfungen gemacht.

Bei der statischen Prüfdurchführung wird zu Beginn eine Starterkerbe in den Probekörper eingeschnitten. In der folgenden **Tab. 16** sind die Abmessungen der 20 Prüfkörper aufgelistet.

Tab. 16: Abmessungen der Probekörper für die Keilspaltfestigkeitsprüfung

Probekörper		Ligamentfläche		Schwerpunktsabstand
Probekörper Nr.	Temperatur $^{\circ}\text{C}$	h_{Lig} [mm]	b_{Lig} [mm]	a [mm]
1	$+ 20^{\circ}\text{C}$	59,41	72,68	27,62
2	$+ 20^{\circ}\text{C}$	59,95	71,55	27,36
3	$+ 20^{\circ}\text{C}$	59,09	72,51	30,78
4	$+ 20^{\circ}\text{C}$	59,63	71,79	26,01
5	$+ 20^{\circ}\text{C}$	59,80	72,33	31,15
6	$\pm 0^{\circ}\text{C}$	59,03	72,76	31,12
7	$\pm 0^{\circ}\text{C}$	59,67	71,00	26,94

8	$\pm 0^\circ\text{C}$	59,15	71,27	27,04
9	$\pm 0^\circ\text{C}$	59,44	70,41	29,20
10	$\pm 0^\circ\text{C}$	59,36	72,02	29,40
11	$- 10^\circ\text{C}$	59,61	71,25	28,37
12	$- 10^\circ\text{C}$	59,42	71,90	29,07
13	$- 10^\circ\text{C}$	59,77	71,43	31,11
14	$- 10^\circ\text{C}$	59,94	70,67	29,15
15	$- 10^\circ\text{C}$	60,40	71,62	28,32
16	$+ 40^\circ\text{C}$	59,78	70,96	29,19
17	$+ 40^\circ\text{C}$	59,02	73,29	30,61
18	$+ 40^\circ\text{C}$	59,48	72,08	29,74
19	$+ 40^\circ\text{C}$	59,66	72,24	28,98
20	$+ 40^\circ\text{C}$	59,34	70,70	26,15

Nach Einschneiden der Starterkerbe wird ein Kraftübertragungsstück im Bereich der Kerbe befestigt und ein Prüfkeil eingesetzt. Laut ÖNORM (ÖNI, 2011) muss ein Prüfkeil mit mittiger Lasteinleitungsvorrichtung bei mindestens einer Seite der Ligamentfläche duktiler Probekörper, wie zum Beispiel Asphalt, mit einem Keilwinkel von $25^\circ \pm 5^\circ$ verwendet werden. Daher wurde zur Durchführung der Versuche ein Prüfkeil mit einem Keilwinkel von 25° benutzt. In **Abb. 48** sind die auf den Probekörper einwirkenden Kräfte sowie alle Abmessungen eingetragen.

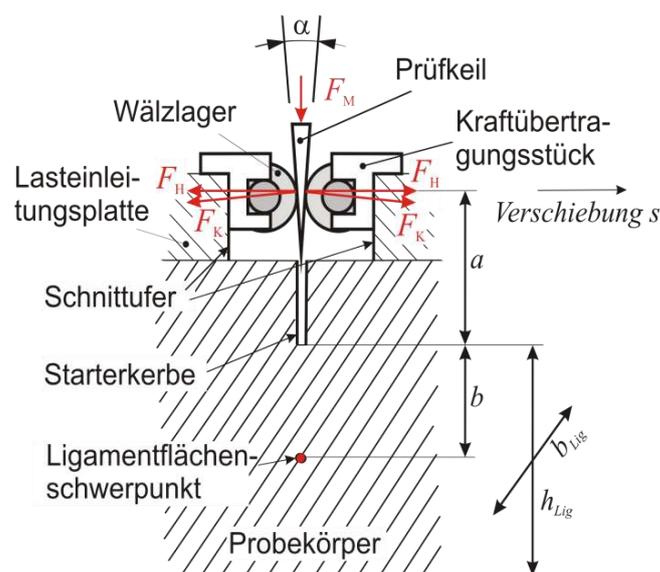


Abb. 48: Skizze des Probekörpers mit Kraftübertragungsstück (ÖNI, 2011 S. 15)

Nach Anbringung des Kraftübertragungsstückes und Einsetzen des Prüfkeiles wird der Prüfkörper in eine Prüfvorrichtung eingesetzt. Um die Horizontalverformung bzw. die Risslänge messen zu können, müssen vor Versuchsdurchführung zwei induktive Wegaufnehmer mit Wegtaster Spitze angebracht werden (vgl. **Abb. 49**). Die Fixierung der Wegaufnehmer muss kraftschlüssig mit dem Probekörper und innerhalb der Höhe der Starterkerbe erfolgen (ÖNI, 2011).



Abb. 49: Probekörper in der Prüfvorrichtung vor Beginn der Keilspaltfestigkeitsprüfung

Anschließend wird der Prüfkörper auf die Prüftemperatur temperiert und statisch belastet. Während der gesamten Prüfung sind die jeweilige Last und die dazugehörige Horizontalverschiebung aufzuzeichnen. In der Regel ist die Prüfung bis zum vollständigen Aufspalten der Probe durchzuführen, darf jedoch beim Abfall der gemessenen Vertikalkraft auf unter 10% der Höchstlast abgebrochen werden.

Bei statischer Belastung erfolgt die Aufbringung der Prüflast über die gesamte Prüfdauer bei einer konstant gehalten Belastungsgeschwindigkeit von 0,1 mm/min bis 10,0 mm/min. Da sich laut ÖNORM (ÖNI, 2011) Belastungsgeschwindigkeiten von 0,5mm/min bis 3 mm/min bewährt haben, wurde bei diesen Versuchsdurchführungen Belastungsgeschwindigkeiten von 0,3 mm/min oder 0,6 mm/min angewendet, je nach Prüftemperatur (ÖNI, 2011). Bei niedriger Temperatur wurde der Probekörper mit einer kleineren Geschwindigkeit belastet als bei höheren Temperaturen.

Die Auswertung der Prüfungsergebnisse ist nur dann gültig, wenn der Rissverlauf nicht mehr als $12,5^\circ$ von der Vertikalen abweicht (siehe **Abb. 50**) (ÖNI, 2011 S. 14). Kein Rissverlauf der 20 durchgeführten Probekörper wich von diesem Kriterium ab.

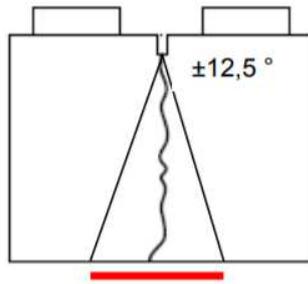


Abb. 50: Darstellung eines zulässigen Rissverlaufes (ÖNI, 2011 S. 14)

Nach Beendigung aller Prüfungen wurden folgende Kenngrößen nach ÖNORM (ÖNI, 2011 S. 16) ermittelt:

- die maximale Horizontalkraft $F_{H,max}$ (dazu siehe **Abb. 51**)
- die Kerbzugfestigkeit σ_{KZ}

$$\sigma_{KZ} = \frac{F_{H,max}}{A_{Lig}} + \frac{M_b}{W_y}$$

Gl. 5.5

σ_{KZ} Kerbzugfestigkeit in N/mm^2

$F_{H,max}$ maximale Horizontalkraft in N

A_{Lig} Ligamentfläche in mm^2

M_b Biegemoment in $N \cdot mm$

W_y axiales Widerstandsmoment der Ligamentfläche in mm^3

- die spezifische Bruchenergie G_F

$$G_F = \frac{1}{A_{Lig}} * \int_0^{s_{max}} F_{H,max} * ds$$

Gl. 5.6

G_F spezifische Bruchenergie in N/m

A_{Lig} Ligamentfläche in m^2

s_{max} maximale horizontale Verschiebung der Schnittoberfläche in m

- die maximale horizontale Verschiebung der Schnittoberfläche in der Höhe der Kräfteinleitung s_{max} (siehe **Abb. 51**)

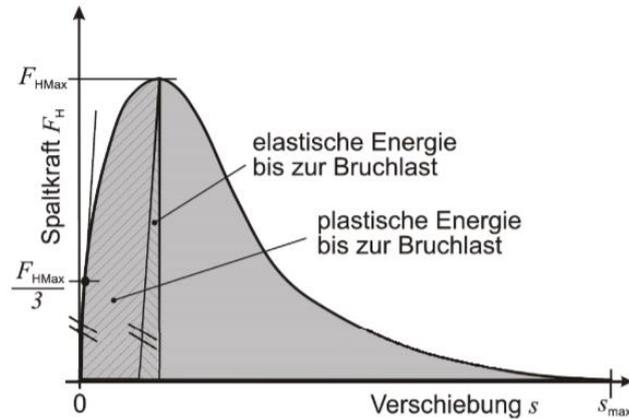


Abb. 51: Bestimmung der Kraft $F_{H,max}$ und der Verschiebung s_{max} (ÖNI, 2011 S. 16)

5.4.2 Ergebnisse und Interpretation

Von 20 durchgeführten Prüfungen konnten insgesamt 13 Prüfungen zur Auswertung verwendet werden. Die verwendeten Probekörper hatten wohlmöglich bereits durch die Herstellung der Startkerbe Risse erhalten (z.B. Probekörper 2 und 5 bei +20 Grad) oder der Asphalt versagte vor dem Verbund (Probekörper 1 bis 5 bei +40 Grad). Sie wurden nach Beendigung des Prüfverfahrens als fehlerhaft bewertet und sind in der nachfolgenden Tabellen mit einem X gekennzeichnet. In den **Tab. 17** bis **Tab. 20** werden nun die für die Keilspaltfestigkeitsprüfung üblichen Kenngrößen aufgelistet.

Tab. 17: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – maximale Horizontalkraft $F_{H,max}$ [N]

Temperatur [°C]	1	2	3	4	5
- 10°C	1786	2051	1473	1748	1844
± 0°C	1783	1435	487	1860	1061
+ 20°C	313	X	394	482	X
+ 40°C	X	X	X	X	X

Tab. 18: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm²]

Temperatur [°C]	1	2	3	4	5
- 10°C	1,62	1,89	1,42	1,62	1,63
± 0°C	1,73	1,26	0,43	1,75	0,99
+ 20°C	0,27	X	0,38	0,41	X
+ 40°C	X	X	X	X	X

Tab. 19: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – maximale horizontale Verschiebung s_{\max} [mm]

Temperatur [°C]	1	2	3	4	5
- 10°C	0,03	0,03	0,04	0,02	0,02
± 0°C	0,05	0,05	0,08	0,08	0,05
+ 20°C	0,19	X	0,20	0,25	X
+ 40°C	X	X	X	X	X

Tab. 20: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – spezifische Bruchenergie G_F [N/m]

Temperatur [°C]	1	2	3	4	5
- 10°C	83	96	74	63	65
± 0°C	95	75	56	130	78
+ 20°C	92	X	101	175	X
+ 40°C	X	X	X	X	X

**Abb. 52:** Probekörper vor Durchführung der Keilspaltfestigkeitsprüfung bei -10°C**Abb. 53:** Probekörper nach Durchführung der Keilspaltfestigkeitsprüfung bei -10°C

Wie man der **Tab. 17** sowie der **Abb. 54** entnehmen kann, wurde die größte Horizontalkraft bei einer Prüfungstemperatur von -10 Grad ermittelt und beträgt 2.050 Newton. Die geringsten Ergebnisse verzeichnete man bei +20 Grad. Die Ergebnisse der +40 Grad-Proben konnten zur Auswertung nicht verwendet werden, da der Asphalt bei einer Temperatur von +40 Grad schon geringe Festigkeiten aufweist und es daher zu große Streuungen der Ergebnisse kam. Im Allgemeinen ist zu erkennen, dass bei niedrigen Temperaturen höhere Kräfte erreicht wurden, als bei warmen Temperaturzuständen.

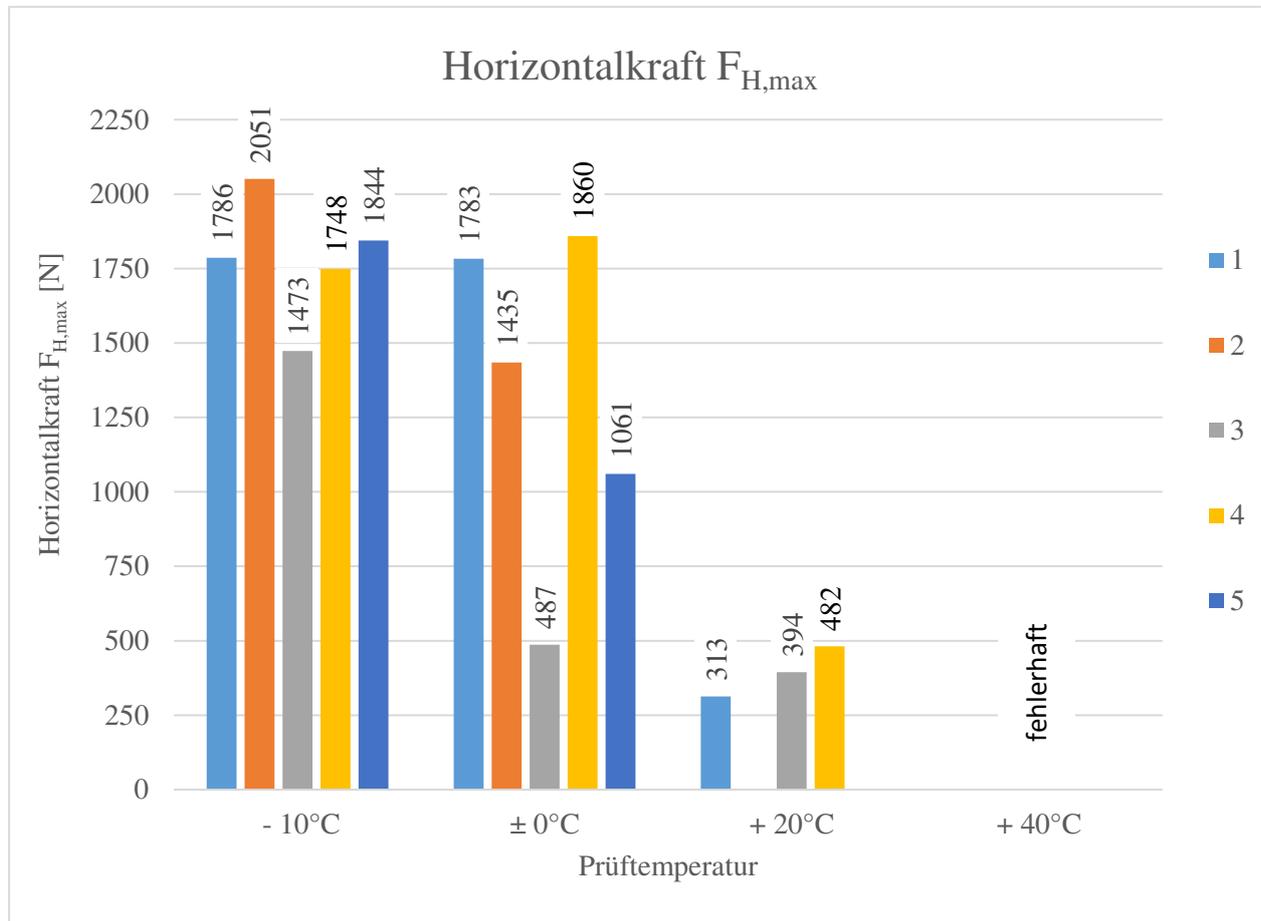


Abb. 54: Graphische Darstellung der ermittelten maximalen Horizontalkräfte $F_{H,max}$

Wie schon zuvor erwähnt, wurde die größte maximale Horizontalkraft bei -10 Grad aufgezeichnet. Ermittelt man sich den Durchschnitt aller bei -10 Grad aufgezeichneten Kräfte, so ergibt sich ein Wert von etwa 1.780 Newton. Die Standardabweichung aller fünf Proben liegt bei rund 186 Newton. Dies lässt auf eine kleine Streuung der ermittelten Kräfte schließen (vgl. **Tab. 21**).

Tab. 21: Mittelwert und Standardabweichung der maximalen Horizontalverschiebung $F_{H,max}$ [N]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N]	Standardabweichung [N]
-10°C	1781	185,97
±0°C	1325	506,00
+20°C	396	201,29

Im Vergleich dazu ist die Streuung der Ergebnisse bei ± 0 Grad etwas höher. Auffällig dabei ist, dass die Horizontalkraft der Prüfung 3 signifikant kleiner ausgefallen ist, als die anderen Ergebnisse. Vergleicht man die Bruchfotos der Proben 3 und 4, so fällt auf, dass bei Probekörper 2 die Oberfläche des Betons gesamt betrachtet nicht so durchgehend eben ist, wie die Betonoberfläche von Probe 4. Dies könnte auf eine nicht vorschriftsgemäße Herstellung des Verbundes zurückzuführen sein. Um dies besser verdeutlichen zu können, sind in **Abb. 55** beide Probekörper abgebildet.



Abb. 55: Vergleich der Probekörper 3 und 4 (± 0 Grad)

(links: Probekörper 3, rechts Probekörper 4)

Da die Probe 3 nur eine sehr geringe Horizontalkraft aufweist, liegt der Mittelwert dieser Kraft nur bei rund 1.300 Newton. Würde man dieses Ergebnis als fehlerhaft bewerten und für die Auswertung nicht heranziehen, so würde sich der Wert auf 1.535 Newton erhöhen (siehe **Tab. 21**).

Die geringsten Horizontalkräfte wurden bei einer Prüftemperatur von +20 Grad ermittelt. Dabei konnten zwei der fünf Prüfungen nicht für die Auswertung hinzugezogen werden. Im Durchschnitt liegt die Horizontalkraft bei 396 Newton (siehe **Tab. 21**). Vergleicht man die Bruchfotos der unterschiedlichen Prüftemperaturen miteinander, so ist zu sehen, dass der Asphalt vermehrt an der Oberfläche des Betons haften blieb (siehe **Abb. 56**). Lediglich Probe 5 weist auf ein perfektes Versagensbild hin (siehe **Abb. 57**).



Abb. 56: Versagensfotos der Probekörper 1 und 4 bei +20 Grad

(links: Probekörper 1, rechts: Probekörper 4)



Abb. 57: Versagensfoto des Probekörpers 5 bei +20 Grad

Im Folgenden wird auf die Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} eingegangen. Diese wird mit Hilfe der **Gl. 5.5** ermittelt. Dafür wurden das Biegemoment M_b sowie das axiale Widerstandsmoment der Ligamentfläche für jeden einzelnen Probekörper berechnet.

Wie in **Abb. 58** zu erkennen ist, wurde eine ähnliche Aufteilung bei der Kerbzugfestigkeit aufgezeichnet. Bei niedrigeren Temperaturen wurden höhere Festigkeiten erreicht, als bei wärmeren Verhältnissen. Die größte wurde bei -10 Grad erreicht und beträgt $1,89 \text{ N/mm}^2$. Die geringste wurde bei der +20 Grad Prüfung ermittelt und liegt bei $0,27 \text{ N/mm}^2$.

Bei Temperaturen von -10 Grad konnte eine durchschnittliche Kerbzugfestigkeit von rund $1,60 \text{ N/mm}^2$ und einer Standardabweichung von $0,15 \text{ N/mm}^2$ erreicht werden. Vergleicht man die Mittelwerte und Streuungen untereinander, so sieht man deutlich, dass die Kerbzugfestigkeit bei -10 Grad die geringste Standardabweichung aufweist. Die höchste Streuung wurde bei ± 0 Grad aufgezeichnet (vgl. **Tab. 22**).

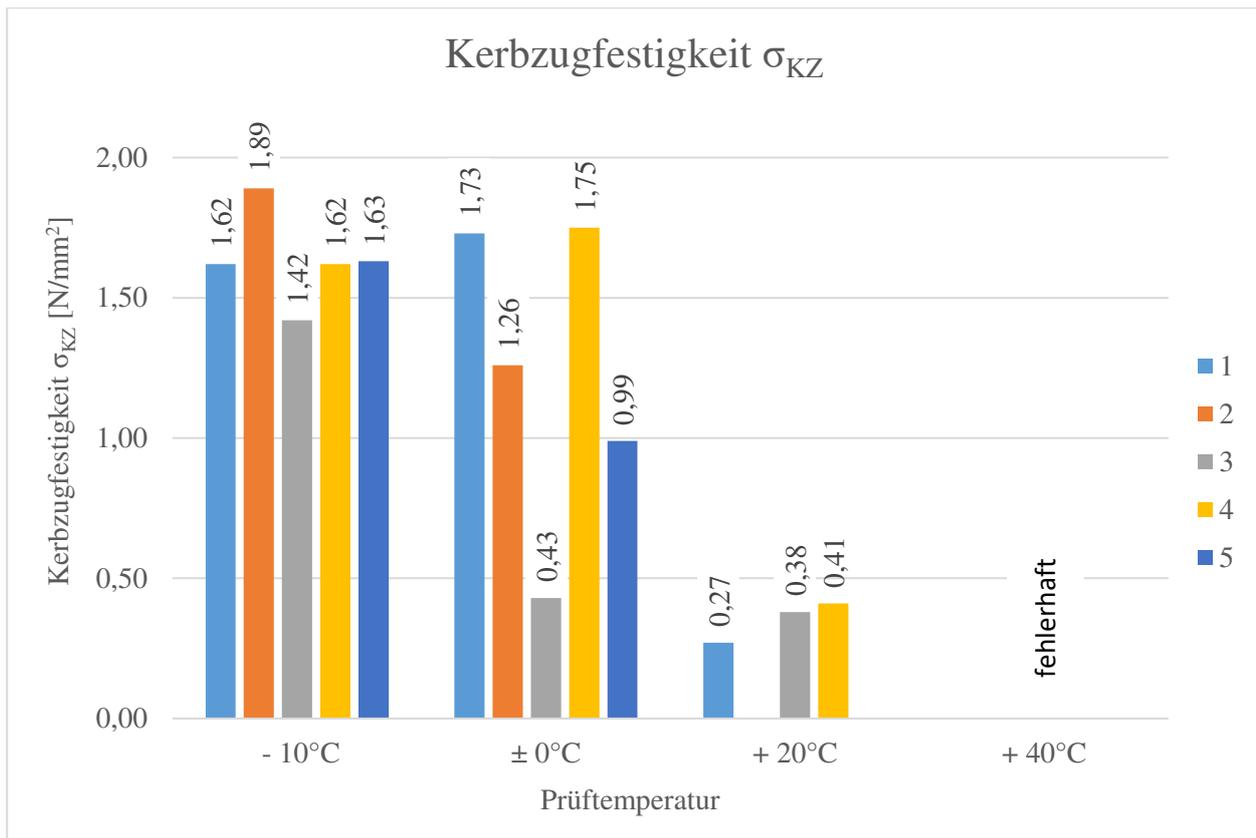


Abb. 58: Graphische Darstellung der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ}

Tab. 22: Mittelwert und Standardabweichung der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm²]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/mm ²]	Standardabweichung [N/mm ²]
- 10°C	1,64	0,15
± 0°C	1,23	0,49
+ 20°C	0,35	0,18

Anderes ist bei der maximalen horizontalen Verschiebung s_{max} zu verzeichnen. In Abb. 59 ist zu sehen, dass bei niedrigeren Temperaturen größere Verschiebungen aufgezeichnet werden, als bei niedrigeren Untersuchungstemperaturen. Die größte Verschiebung wurde bei +20 Grad ermittelt und beträgt 0,25 mm. Die geringste wurde bei einer Temperatur von -10 Grad aufgezeichnet und liegt bei 0,02 mm.

Vergleicht man die maximalen Horizontalkräfte $F_{H,max}$ mit den maximalen horizontalen Verschiebungen s_{max} , so ist kein Zusammenhang zwischen Größe der Kraft und Größe der Verschiebung zu erkennen. Gleiches gilt für einen Vergleich mit den ermittelten Kerbzugfestigkeiten σ_{KZ} .

Die Mittelwerte und Standardabweichungen sind in Tab. 23 aufgelistet. Diese zeigt, dass die Ergebnisse der -10 Grad und ± 0 Grad Prüfungen sehr kleine Streuungen aufweisen und bei 0,01 mm liegen. Die größte Standardabweichung ist bei den +20 Grad Prüfungsergebnissen zu verzeichnen.

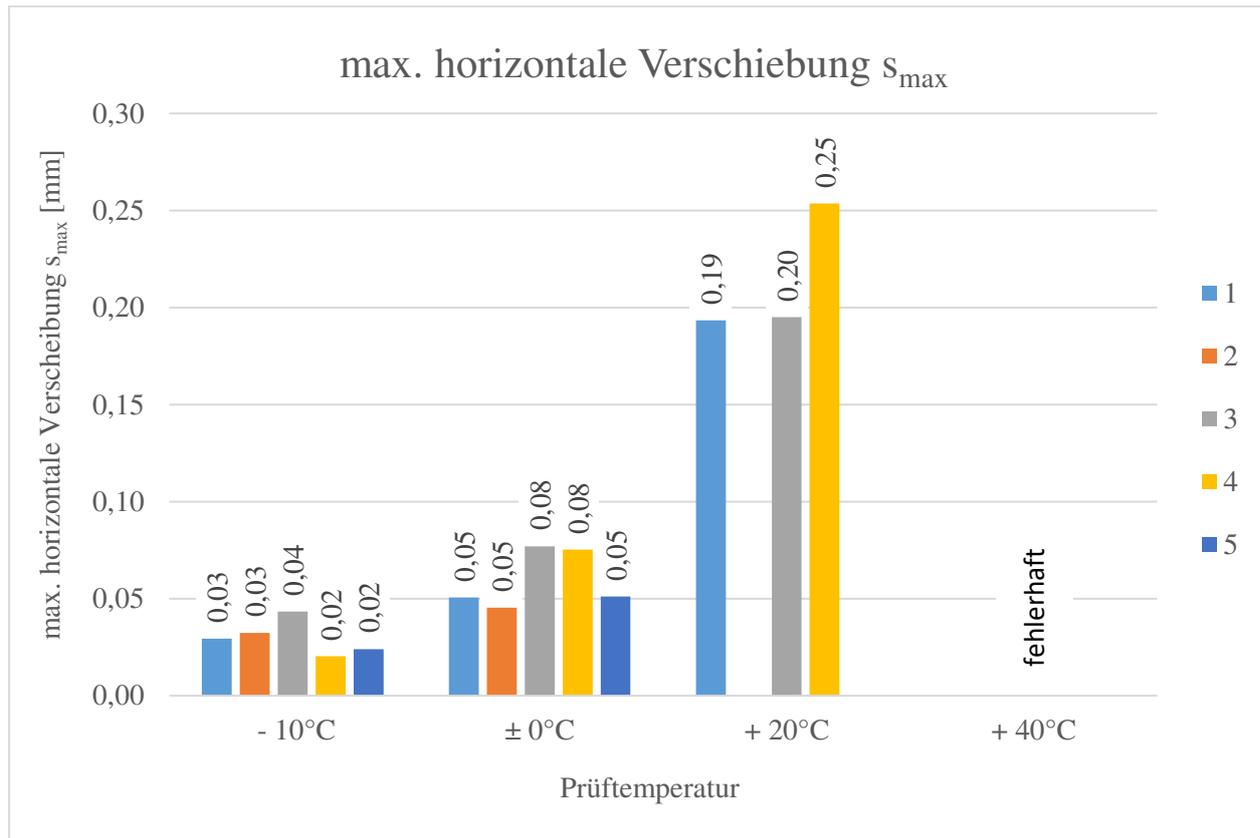


Abb. 59: Graphische Darstellung der maximalen horizontalen Verschiebung s_{max}

Tab. 23: Mittelwert und Standardabweichung der maximalen horizontalen Verschiebung s_{max} [mm]

Temperatur [°C]	Mittelwert [mm]	Standardabweichung [mm]
- 10°C	0,03	0,01
± 0°C	0,06	0,01
+ 20°C	0,21	0,11

Die spezifische Bruchenergie G_F wird für alle Prüfungen mit Hilfe der **Gl. 5.6** ermittelt. Dabei sind die in **Abb. 60** graphisch dargestellten Werte berechnet worden. Aus der **Abb. 60** ist zu sehen, dass sich zwei Werte enorm von den anderen Ergebnissen unterscheiden. Einer davon wurde bei Prüfung 4 bei einer Temperatur von +20 Grad ermittelt und beträgt 175 N/m. Der zweite ist bei einer Prüftemperatur von ± 0 Grad zu finden und liegt bei 130 N/m.

Bei -10 Grad wurde im Schnitt eine spezifische Bruchenergie von 76 N/m ermittelt. Die dazugehörige Standardabweichung liegt bei 12 N/m und weist die geringste Streuung aller drei gemessenen Standardabweichungen auf. Der Mittelwert der +20 Grad Proben liegt bei rund 120 N/m und ist somit auch im Durchschnitt der größte. Jedoch weist die dazugehörige Standardabweichung eine Streuung von 67 N/m auf und ist somit sehr hoch (vgl. dazu **Tab. 24**).

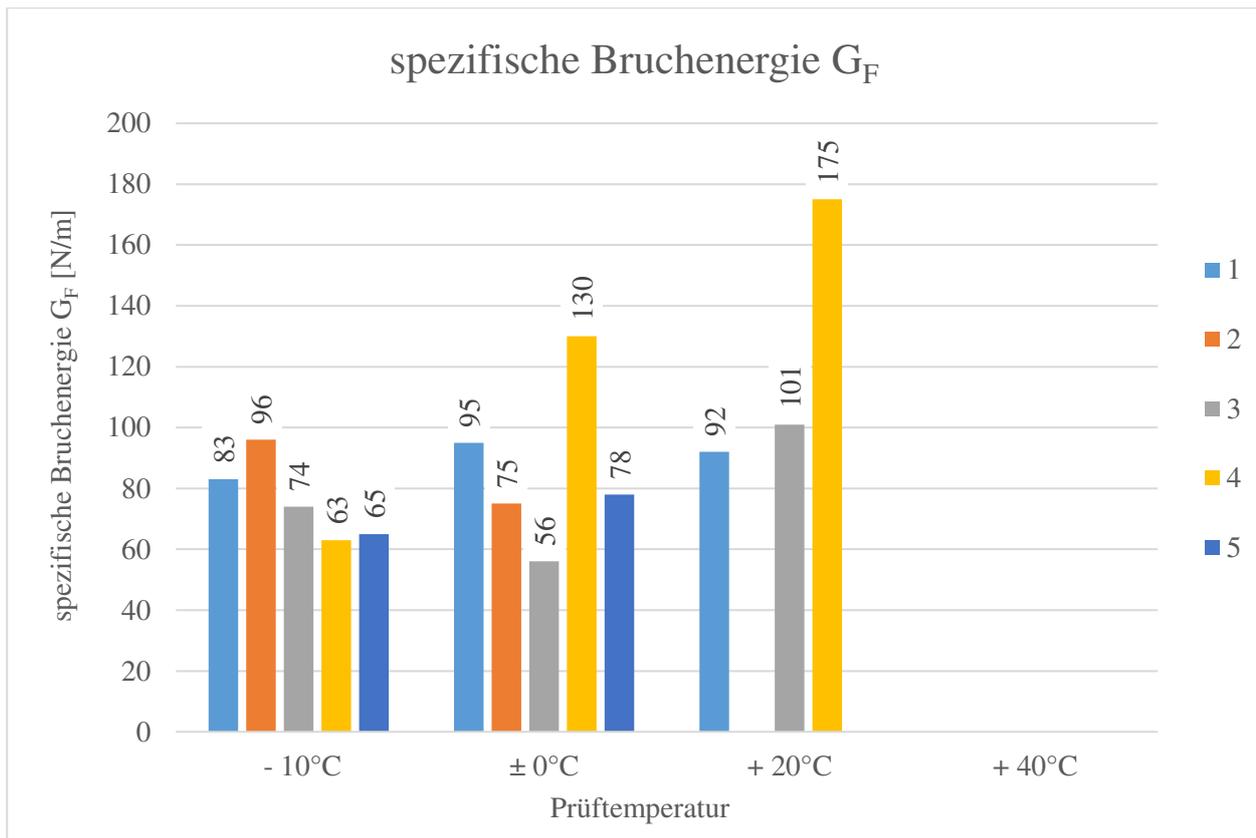


Abb. 60: Graphische Darstellung der spezifischen Bruchenergie G_F

Vergleicht man die spezifische Bruchenergie G_F mit den anderen ermittelten Kenngrößen, so fällt auf, dass ein Zusammenhang zwischen spezifischer Bruchenergie, maximaler Horizontalkraft $F_{H,max}$ sowie Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} vorhanden ist. Diesbezüglich folgt, dass bei großen Horizontalkräften und Kerbzugfestigkeiten die spezifische Bruchenergie einen kleinen Wert annimmt (vgl. dazu **Abb. 54**, **Abb. 58** und **Abb. 60**).

Tab. 24: Mittelwert und Standardabweichung der spezifischen Bruchenergie G_F [N/m]

Temperatur [°C]	Mittelwert [N/m]	Standardabweichung [N/m]
-10°C	76	12
±0°C	87	25
+20°C	123	67

Um die gewonnenen Ergebnisse besser analysieren zu können, wurde für jeden Probekörper Last-Verschiebungskurven gemacht. Im Folgenden wird ein Diagramm pro Prüftemperatur gezeigt.

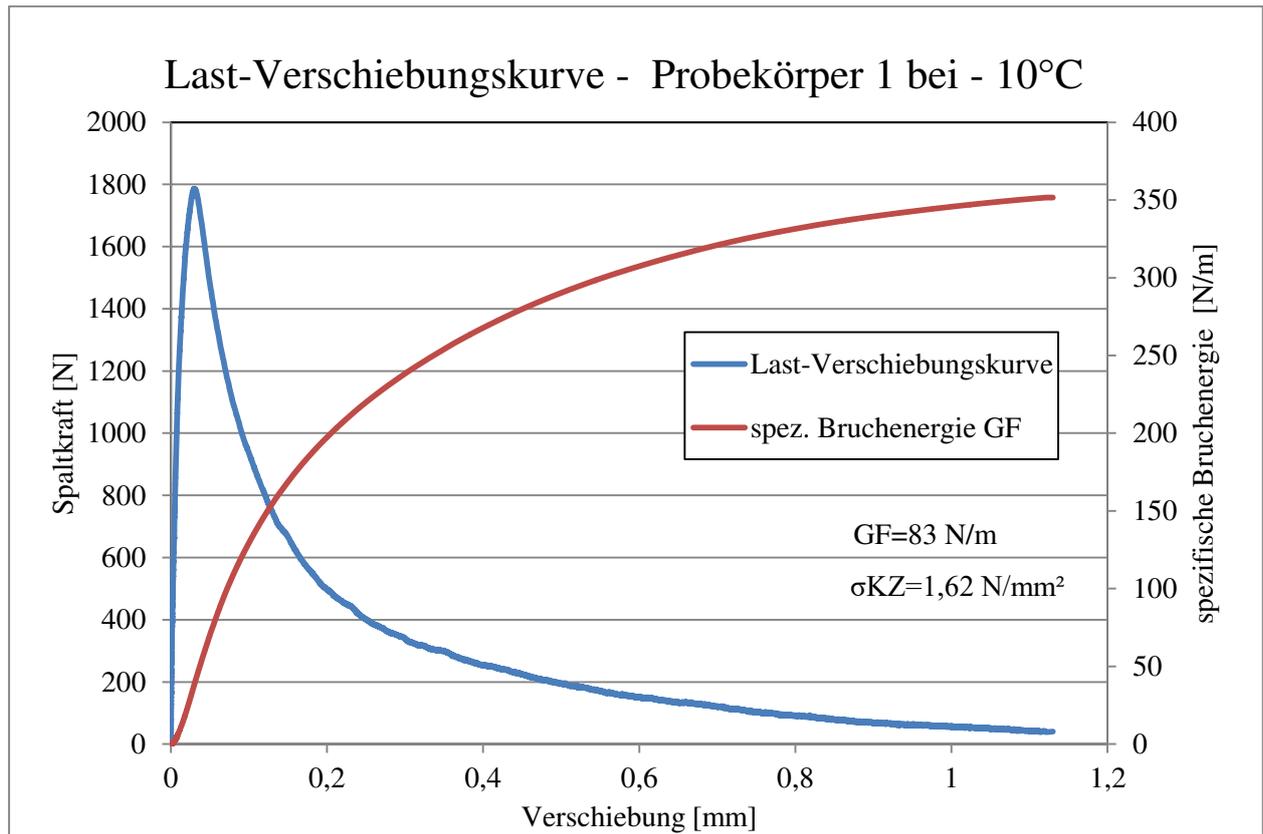


Abb. 61: Last-Verschiebungskurve Probe 1 (-10°C)

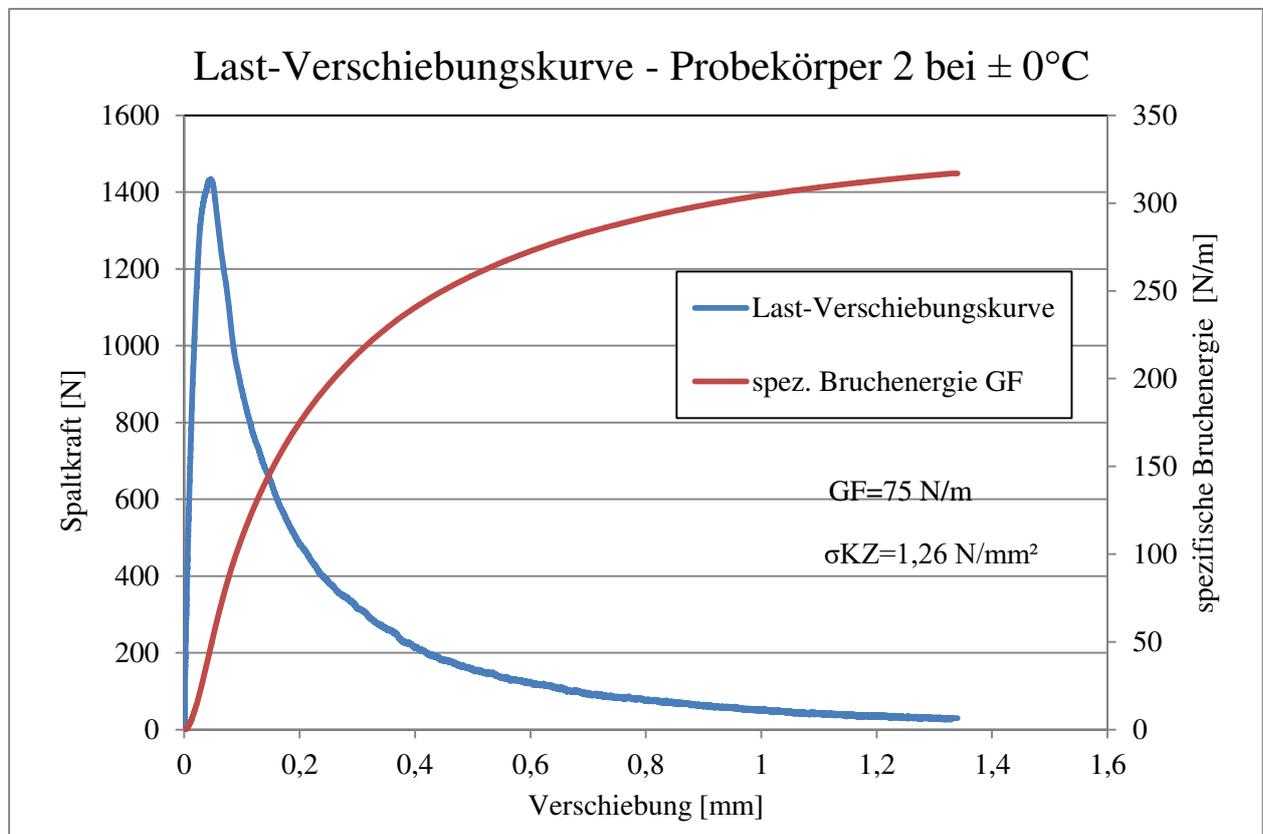


Abb. 62: Last-Verschiebungskurve Probe 2 (±0°C)

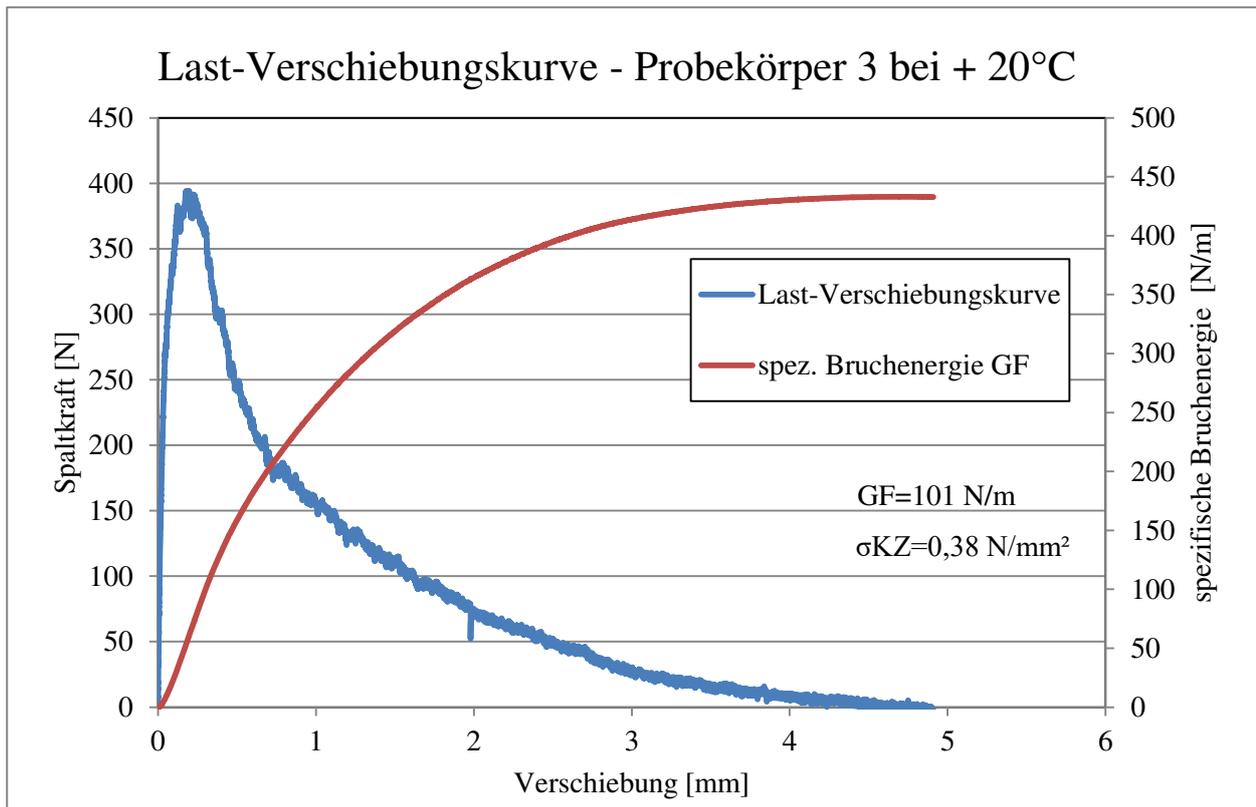


Abb. 63: Last-Verschiebungskurve Probe 3 (+20°C)

Aus den Ergebnissen und den Last-Verschiebungskurven der Keilspaltfestigkeitsprüfungen (siehe **Abb. 61**, **Abb. 62** und **Abb. 63**) ist zu schließen, dass Horizontalkräfte und Kerbfestigkeiten bei niedrigeren Temperaturen höher ausfallen, als bei wärmeren. Ebenfalls ist zu sehen, dass die spezifische Bruchenergie bei Zunahme der Temperatur steigt.

Betrachtet man die maximal ermittelten horizontalen Verschiebungen, so ist zu sehen, dass diese bei Prüftemperatur von +20 Grad um das 10-fache größer ausfallen, als bei niedrigeren Temperaturen. Vergleicht man die ermittelten Standardabweichungen miteinander, so ist zu erkennen, dass bei einer Prüftemperatur von -10 Grad drei der vier ermittelten Kenngrößen die geringsten Streuungen aufweisen.

5.5 Bewertung und Zusammenfassung der Prüfungsergebnisse

In der vorliegenden Arbeit wurden Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Whitetopping durchgeführt. Dafür wurden die Probekörper unterschiedlichen Temperaturen ausgesetzt und drei Prüfverfahren unterzogen. Die Ergebnisse aus **Kapitel 5.2**, **5.3** und **5.4** werden im Folgenden kurz zusammengefasst.

Um bessere Aussagen über die getroffenen Erkenntnisse zu erhalten, wurden alle Probekörper vor und nach den Prüfungsdurchführungen fotografiert. Im **Anhang A** werden diese abgebildet.

Vergleicht man die Ergebnisse der ermittelten maximalen Bruchlasten F_{\max} , Schubkräfte F_{\max} und Horizontalkräfte $F_{H,\max}$ so ist zu erkennen, dass die größte Kraft jeweils bei einer Temperatur von -10°C gemessen wurde. Im Allgemeinen wurden die geringsten Kräfte bei einer Temperatur von +20°C ermittelt. Auffällig ist, dass bei der Haftzugfestigkeitsprüfung die größte Bruchlast zwar bei -10 Grad aufgezeichnet wurde, jedoch im Schnitt die größte Last bei ±0 Grad errechnet wurde. Die Versuche bei +40 Grad wurden nur bei der Schubfestigkeitsprüfung für die Auswertung verwendet. Außerdem zeigte sich, dass die Schubkräfte bei Temperaturen von ±0°C und +20°C in etwa in derselben Größenordnung liegen (vgl. **Tab. 13**).

Fasst man die Ergebnisse der Haftzugfestigkeiten β_{HZ} , der Schubfestigkeiten β_S und der Kerbzugfestigkeiten σ_{KZ} zusammen, so konnten die größten Festigkeiten bei einer Temperatur von -10 Grad erfasst werden. Die kleinsten wurden im Schnitt bei einer Prüftemperatur von $+20$ Grad ermittelt. Zudem ist zu erwähnen, dass die Haftzugfestigkeit bei einer Temperatur von -10 Grad sowie bei ± 0 Grad in etwa gleich groß sind und im Schnitt $1,75 \text{ N/mm}^2$ betragen (siehe **Tab. 25**). Bei den Haftzugfestigkeiten β_{HZ} und den Schubfestigkeiten β_S konnte jeweils bei einer Temperatur von $+20$ Grad die geringste Streuung errechnet werden. Im Vergleich dazu weist die Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} bei -10°C die geringste Standardabweichung auf.

Tab. 25: Übersicht der Ergebnisse der Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm^2]

Temperatur [$^\circ\text{C}$]	1	2	3	Mittelwert [N/mm^2]
-10°C	X	1,48	1,98	1,73
$\pm 0^\circ\text{C}$	1,83	1,71	X	1,77
$+20^\circ\text{C}$	X	0,17	0,4	0,29

Tab. 26: Übersicht der Ergebnisse der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm^2]

Temperatur [$^\circ\text{C}$]	1	2	3	4	5	Mittelwert [N/mm^2]
-10°C	1,62	1,89	1,42	1,62	1,63	1,64
$\pm 0^\circ\text{C}$	1,73	1,26	0,43	1,75	0,99	1,23
$+20^\circ\text{C}$	0,27	X	0,38	0,41	X	0,35

Bei einer Gegenüberstellung der Ergebnisse der Haftzugfestigkeit und der Kerbzugfestigkeit sieht man, dass die ermittelten Festigkeiten in etwa in der gleichen Größenordnung liegen. Das sollte auch so sein, da beide Versuche die Festigkeiten und Steifigkeiten in Normalrichtung prüfen (vgl. dazu **Tab. 25** mit **Tab. 26**).

Da sich der Quotient aus dem Dividenden, der Haftzugfestigkeit β_{HZ} bzw. der Schubfestigkeit β_S , und dem Divisor, der maximalen Verschiebung u_{Fmax} , ermittelt, sind die größten Steifigkeiten bei hohen Festigkeiten (β_{HZ} bzw. β_S) und kleinen maximalen Verschiebungen aufzufinden. Im Folgenden sind die Mittelwerte und Standardabweichungen der ermittelten Festigkeiten aufgelistet (siehe **Tab. 27** und **Tab. 28**).

Tab. 27: Übersicht der Mittelwerte der Haftzugsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm^3]

Temperatur [$^\circ\text{C}$]	Mittelwert [N/mm^3]	Standardabweichung [N/mm^3]
-10°C	1,84	0,09
$\pm 0^\circ\text{C}$	1,90	0,09
$+20^\circ\text{C}$	0,35	0,10

Tab. 28: Übersicht der Mittelwerte der Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm^3]

Temperatur [$^{\circ}\text{C}$]	Mittelwert [N/mm^3]	Standardabweichung [N/mm^3]
- 10 $^{\circ}\text{C}$	1,91	0,74
$\pm 0^{\circ}\text{C}$	1,66	0,94
+ 20 $^{\circ}\text{C}$	1,34	0,22
+ 40 $^{\circ}\text{C}$	0,56	0,10

Vergleicht man die Ergebnisse der ermittelten Haftzugsteifigkeiten mit den Ergebnissen der Schubsteifigkeiten, so ist zu erkennen, dass die größte Steifigkeit jeweils bei $\pm 0^{\circ}\text{C}$ ermittelt wurde. Die geringste wurde, ohne die Ergebnisse der +40 Grad Versuche zu berücksichtigen, bei +20 Grad gemessen.

Mit den Kraft-Weg-Diagrammen der Haftzugfestigkeitsprüfung konnte gezeigt werden, dass bei niedrigeren Temperaturen ein abruptes Verbundversagen auftritt. Im Vergleich dazu tritt bei wärmeren Temperaturzuständen nicht plötzlich ein Versagen des Verbundes auf, sondern die Festigkeiten und Steifigkeiten nehmen kontinuierlich ab.

Außerdem konnte mit Hilfe der Last-Verschiebungskurven der Schubfestigkeitsprüfungen belegt werden, dass ein Verbund, der durch eine Scherbelastung beansprucht wird, bei niedrigeren Temperaturen nicht plötzlich versagt, sondern die Festigkeiten und Steifigkeiten gleichmäßig abnehmen.

Bei der Keilspaltfestigkeitsprüfung konnte mit Hilfe der Last-Verschiebungskurven ein Zusammenhang zwischen der spezifische Bruchenergie G_F , der maximaler Horizontalkraft $F_{H,max}$ und der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} gezeigt werden. So ist der Wert der spezifischen Bruchenergie klein, wenn der Wert der maximalen Horizontalkraft und der Kerbzugfestigkeit groß ist.

Die Versuchsergebnisse bei +40 Grad konnten bei vielen Versuchsdurchführungen nicht für die Auswertung verwendet werden, da der Asphalt bei dieser Temperatur oftmals schon zu geringe Festigkeiten aufwies und dieser bereits vor dem Verbund versagte. Dadurch konnte belegt werden, dass es bei höheren Temperaturen zu keinem Verbundversagen kommt, sondern der Asphalt vor dem Schichtenverbund versagt.

Außerdem konnte gezeigt werden, dass die Ergebnisse der ermittelten Kenngrößen der Haftzug- und Schubfestigkeitsprüfung bei niedrigen Temperaturen (wie bei -10°C und $\pm 0^{\circ}\text{C}$) meist starke Streuungen aufweisen. Die Ergebnisse bei +20 Grad liegen im Vergleich dazu oftmals näher beieinander und haben somit eine geringere Standardabweichung.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Angesichts der meist begrenzten finanziellen Mittel erfreuen sich Erhaltungsmaßnahmen immer größer werdender Beliebtheit. Herkömmlich eingesetzte Instandsetzungsmaßnahmen erfüllen oft nur temporär deren Zweck. Whitetopping, eine seit Jahren in den USA angewendete Oberbauweise, bietet neben einer nachhaltigen und umweltfreundlichen ebenso eine, im Vergleich zu anderen Erhaltungsmaßnahmen, langlebige und kostengünstige Methode, um eine bereits sanierungsbedürftige Straße wiederherzustellen. Vor allem Fahrbahnbereiche, die erhöhten Beanspruchungen ausgesetzt sind, profitieren davon.

In **Kapitel 2** wird zu Beginn der Begriff „Whitetopping“ erklärt. Nachdem die verschiedenen Arten und unterschiedlichen Konstruktionsprinzipien beschrieben werden, widmet sich die Autorin der Herstellung von Whitetopping-Konstruktionen. Anschließend fasst sie die Erkenntnisse der Literaturrecherche zu der nationalen und internationalen Entwicklung sowie die Einsatzmöglichkeiten dieser Oberbauweise zusammen.

Im darauffolgenden **Kapitel 3** werden die Einflussfaktoren auf die Verbundqualität, die Herstellung und die Wirkung des Verbundes dargestellt. Nach einer genauen Beschreibung der in EN 12697-48 (ÖNI, 2013) beschriebenen Prüfmethode, geht die Autorin auf die in der Literatur (ÖNI, 2011) enthaltene Keilspaltmethode ein. Die aus der Literaturrecherche gewonnenen Erkenntnisse aus bisherigen Untersuchungen zum Schichtenverbund und zu unterschiedlichen Methoden der Modellierung des Verbundes werden im Anschluss dargelegt.

Im **Kapitel 4** werden die unterschiedlichen Leitfäden, Entwurfsverfahren und Bemessungsverfahren, welche vorwiegend Anwendung in den USA finden, aufgelistet und erklärt. Danach wird das in Deutschland verwendete Merkblatt M WT (FGSV, 2013) beschrieben. Anschließend wird die zurzeit in Österreich entwickelte Dimensionierungsmethodik für Whitetopping Aufbauten mit und ohne Verbund von (Eberhardsteiner, et al., 2018) zusammengefasst.

Das **Kapitel 5** beschäftigt sich mit den Ergebnissen der Untersuchungen, welche im Zuge der vorliegenden Arbeit durchgeführt wurden. Zusammenfassend kann man aus diesen schließen, dass die Temperatur einen essentiellen Einfluss auf das Verhalten des Schichtenverbundes hat und, dass ein deutlicher Trend zu erkennen ist. Einerseits sind bei niedrigeren Prüftemperaturen größere Festigkeiten und Steifigkeiten zu erwarten. Andererseits werden größere Streuungen bei den Ergebnissen beobachtet. Ebenso ist zu betonen, dass es bei höheren Temperaturen zu keinem Verbundversagen kommt, sondern der Asphalt vor dem Schichtenverbund versagt. Zudem konnte gezeigt werden, dass die Ergebnisse bei einer Beanspruchung in Normalrichtung, also bei der Haftzugfestigkeits- und der Kerbzugfestigkeitsprüfung, vergleichbare Werte liefern. Außerdem konnte mit Hilfe der Kraft-Weg-Diagramme belegt werden, dass der Verbund bei niedrigeren Temperaturen bei einer Zugbeanspruchung in Normalrichtung plötzlich versagen. Im Gegensatz dazu konnte mit den Last-Verschiebungskurven der Schubfestigkeitsprüfung gezeigt werden, dass ein Verbund, der durch eine Scherbelastung beansprucht wird, bei niedrigeren Temperaturen nicht plötzlich versagt, sondern die Festigkeiten und Steifigkeiten gleichmäßig abnehmen.

Eine Empfehlung der Autorin ist es, bei zukünftigen Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Whitetopping darauf zu achten, dass die Bohrkernproben für die Probekörper aus gut verdichteten und bereits über längere Zeit belasteten Fahrbahnen entnommen werden, um einen bestmöglichen Verbund zwischen der Beton- und Asphaltenschicht sicherzustellen. Ergänzend sollte bei neu hergestellten Straßen darauf geachtet werden, dass das Fräsen der Asphaltenschicht sauber und gut ausgeführt wird. Anzumerken ist, dass die beiden eben beschriebenen und ausschlaggebenden Kriterien für einen guten Schichtenverbund auf der

für diese Arbeit verwendeten Teststrecke nicht durchgehend gegeben sind. Somit könnten bei erneuten Untersuchungen sicher noch weitere wichtige Erkenntnisse gewonnen werden.

Im Zuge der Untersuchungen konnte nachgewiesen werden, dass die Ergebnisse der Haftzugfestigkeitsprüfung vergleichbar mit den Ergebnissen der Keilspaltfestigkeitsprüfung sind. Daher würde die Autorin bei zukünftigen Untersuchungen zum Schichtenverbund bei Straßenaufbauten mit Whitetopping Aufbau auf die zeitaufwendige Keilspaltmethode verzichten.

Zudem empfiehlt die Autorin die derzeitigen nationalen Bemessungs- und Dimensionierungsmethoden in Frage zu stellen. Diese unterscheiden zurzeit lediglich zwischen den Möglichkeiten „kein Verbund“ oder „voller Verbund“. Was aber tun, wenn der Verbund nur teilweise oder schlecht ausgeführt ist? Daher sollen mit Hilfe der in dieser Arbeit gewonnenen Erkenntnisse die nationalen aber auch internationalen Methodiken, wie der von (Eberhardsteiner, et al., 2018) entwickelte Entwurf einer Dimensionierungsmethodik für Whitetopping Aufbauten und das vereinfachte Bemessungstool, überarbeitet und weiterentwickelt werden.

7 Anhang A

7.1 Haftzugfestigkeitsprüfung

Tab. 29: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Haftzugfestigkeitsprüfung

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	A710_04	A710_05	A710_06
± 0°C	A710_07	A710_08	A710_09
+ 20°C	A710_10	A710_11	A710_18
+ 40°C	A710_01	A710_02	A710_03



Abb. 64: Probekörper A710_04 (-10°C)



Abb. 65: Probekörper A710_05 (-10°C)



Abb. 66: Probekörper A710_06 (-10°C)



Abb. 67: Probekörper A710_07 ($\pm 0^{\circ}\text{C}$)



Abb. 68: Probekörper A710_08 ($\pm 0^{\circ}\text{C}$)



Abb. 69: Probekörper A710_09 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 70: Probekörper A710_10 ($+20^\circ\text{C}$)



Abb. 71: Probekörper A710_11 ($+20^\circ\text{C}$)



Abb. 72: Probekörper A710_18 (+20°C)



Abb. 73: Probekörper A710_01 (+40°C)



Abb. 74: Probekörper A710_02 (+40°C)



Abb. 75: Probekörper A710_03 (+40°C)

7.2 Schubfestigkeitsprüfung

Tab. 30: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Schubfestigkeitsprüfung

Temperatur [°C]	1	2	3
- 10°C	A710_16	A710_17	A710_18
± 0°C	A710_12	A710_14	A710_15
+ 20°C	A710_19	A710_20	A710_21
+ 40°C	A710_22	A710_23	A710_24



Abb. 76: Probekörper A710_16 (-10°C)



Abb. 77: Probekörper A710_17 (-10°C)



Abb. 78: Probekörper A710_18 (-10°C)



Abb. 79: Probekörper A710_12 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 80: Probekörper A710_14 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 81: Probekörper A710_15 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 82: Probekörper A710_19 ($+20^\circ\text{C}$)



Abb. 83: Probekörper A710_20 (+20°C)



Abb. 84: Probekörper A710_21 (+20°C)



Abb. 85: Probekörper A710_22 (+40°C)



Abb. 86: Probekörper A710_23 (+40°C)

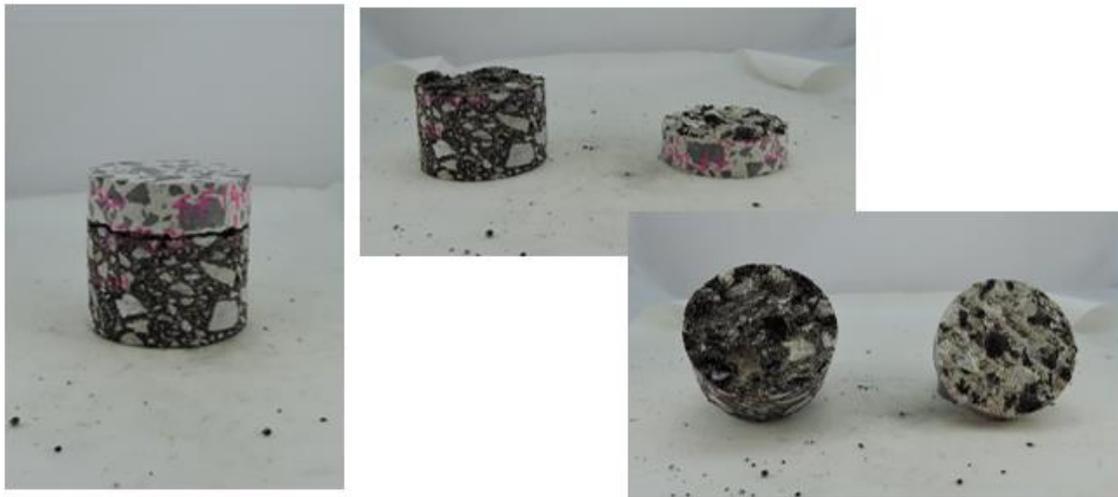


Abb. 87: Probekörper A710_24 (+40°C)

7.3 Keilspaltfestigkeitsprüfung

Tab. 31: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Keilspaltfestigkeitsprüfung

Temperatur [°C]	1	2	3	4	5
- 10°C	11	12	13	14	15
± 0°C	6	7	8	9	10
+ 20°C	1	2	3	4	5
+ 40°C	16	17	18	19	20



Abb. 88: Probekörper Nr.11 (-10°C)



Abb. 89: Probekörper Nr.12 (-10°C)



Abb. 90: Probekörper Nr.13 (-10°C)



Abb. 91: Probekörper Nr.14 (-10°C)



Abb. 92: Probekörper Nr.15 (-10°C)



Abb. 93: Probekörper Nr. 6 (±0°C)

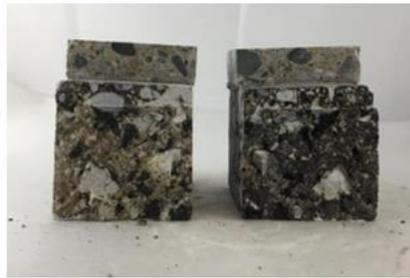


Abb. 94: Probekörper Nr. 7 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 95: Probekörper Nr. 8 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 96: Probekörper Nr. 9 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 97: Probekörper Nr.10 ($\pm 0^\circ\text{C}$)



Abb. 98: Probekörper Nr.1 ($+20^\circ\text{C}$)

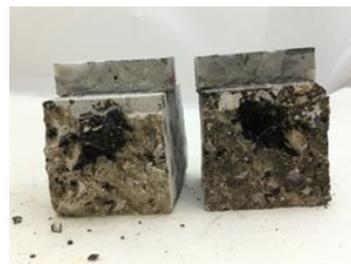


Abb. 99: Probekörper Nr.2 ($+20^\circ\text{C}$)



Abb. 100: Probekörper Nr.3 (+20°C)



Abb. 101: Probekörper Nr.4 (+20°C)



Abb. 102: Probekörper Nr.5 (+20°C)

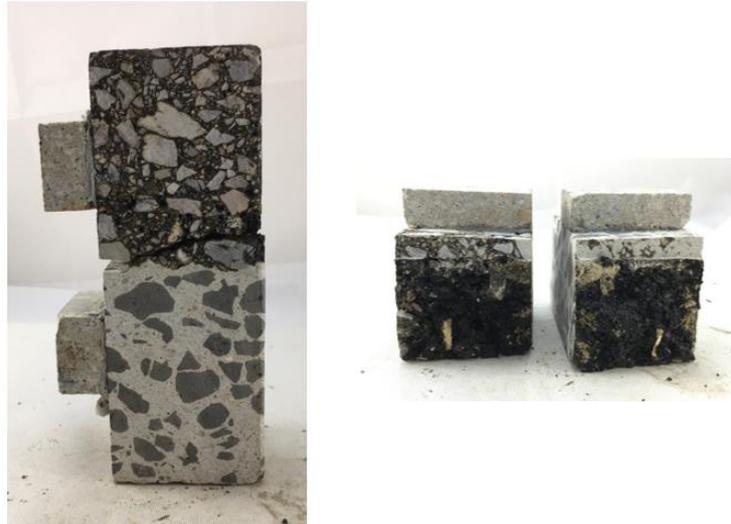


Abb. 103: Probekörper Nr.16 (+40°C)



Abb. 104: Probekörper Nr.17 (+40°C)



Abb. 105: Probekörper Nr.18 (+40°C)



Abb. 106: Probekörper Nr.19 (+40°C)

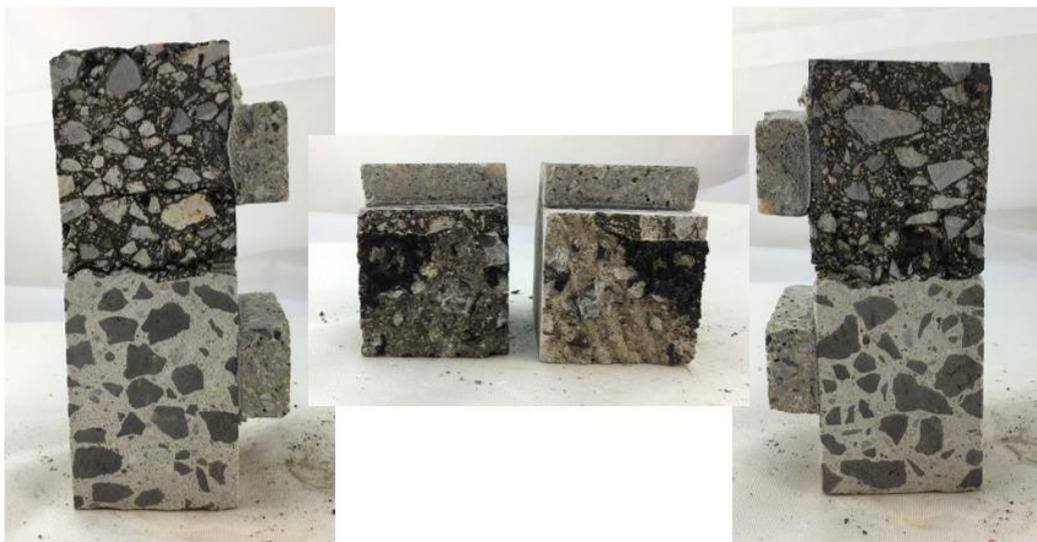


Abb. 107: Probekörper Nr.20 (+40°C)

8 Anhang B

8.1 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Varianten von Whitetopping-Konstruktionen nach (Harrington, 2008 S. 1)	9
Abb. 2: Konstruktionsprinzip nach (Ehrlich, et al., 2010 S. 264)	10
Abb. 3: Spurenverteilung bei Längsfugen nach (Harrington, et al., 2014 S. 28)	11
Abb. 4: Spannungsverteilung bei Whitetopping mit und ohne Verbund	12
Abb. 5: Darstellung der Spannungsverteilung in der Betonschicht mit und ohne Verbund	13
Abb. 6: Anforderungen an einen dauerhaften Verbund von Beton und Asphalt nach	19
Abb. 7: Einfluss der Verbundwirkung auf die Spannung an der Betonunterseite	20
Abb. 8: Darstellung der Biegezugspannungen an der Unterseite des Betons nach (Petersson, et al., April 1993)	21
Abb. 9: Prüftechniken zur Beurteilung des Schichtenverbundes nach (Raab, et al., 1999 S. 23)	22
Abb. 10: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für die Scherhaftfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013 S. 13)	23
Abb. 11: Beispiel für den Verlauf von Scherverformung und Scherkraft (ÖNI, 2013 S. 16)	24
Abb. 12: Schematische Darstellung für eine Prüfeinrichtung für die Haftzugfestigkeitsprüfung (ÖNI, 2013 S. 19)	25
Abb. 13: Schematische Darstellung der Prüfeinrichtung für die Scherhaftfestigkeitsprüfung unter Druckbelastung	26
Abb. 14: Prüfeinrichtung für die Scherfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (ÖNI, 2013 S. 33)	27
Abb. 15: Skizze des Probekörpers mit Kraftübertragungsstück (ÖNI, 2011 S. 15)	27
Abb. 16: Kenngrößen einer Last-Verschiebungskurve (ÖNI, 2011 S. 7)	28
Abb. 17: Schematische Darstellung der Grenzschichtspannung über einer Rissöffnung	31
Abb. 18: Kraft-Weg-Diagramm aus einer statischen Scherfestigkeitsprüfung	31
Abb. 19: Beispielhafte Gegenüberstellung von Versuchs- und Simulationsergebnis nach	32
Abb. 20: Entwurf der Dimensionierungsmethodik für Whitetopping Aufbauten	36
Abb. 21: Bohrkernprobe für die Haftzugfestigkeitsprüfung	41
Abb. 22: Probekörper mit Stempel nach Versuchsdurchführung bei -10°C	41
Abb. 23: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei -10°C	42
Abb. 24: Graphische Darstellung der Bruchlast F_{max} [N]	42
Abb. 25: Vergleich der beiden Probekörper bei -10 Grad	43
Abb. 26: Vergleich der beiden Probekörper bei ± 0 Grad	43
Abb. 27: Versagensfoto des 1. Probekörpers (+20 Grad)	44
Abb. 28: Fehlerhafter Probekörper bei +40 Grad (Probekörper 2)	44
Abb. 29: Graphische Darstellung der ermittelten Haftzugfestigkeiten β_{HZ} [N/mm ²]	45
Abb. 30: Graphische Darstellung der ermittelten Haftzugsteifigkeiten K_{ss}/K_{tt} [N/mm ³]	46
Abb. 31: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 2 (-10°C)	47
Abb. 32: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (± 0 °C)	47
Abb. 33: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 (+20°C)	48
Abb. 34: Bohrkernprobe für die Schubfestigkeitsprüfung	51
Abb. 35: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei 0°C	51
Abb. 36: Probekörper nach Versuchsdurchführung bei 0°C	52
Abb. 37: Graphische Darstellung der ermittelten Schubkräfte F_{max} [N]	52
Abb. 38: Vergleich der Probekörper 2 und 3 bei -10 Grad	53
Abb. 39: seitlicher Abbruch der Betonprüffläche beim Probekörpers 1 (+20 Grad)	53
Abb. 40: Vergleich der Probekörper 2 und 3 bei ± 0 Grad	54

Abb. 41: Fehlerhafter Probekörper bei +40 Grad (Probekörper 1)	54
Abb. 42: Graphische Darstellung der ermittelten Schubfestigkeiten β_s [N/mm ²]	55
Abb. 43: Graphische Darstellung der ermittelten Schubsteifigkeit K_{ss}/K_{tt} [N/mm ³]	56
Abb. 44: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (-10°C)	57
Abb. 45: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	57
Abb. 46: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 1 (+20°C)	58
Abb. 47: Kraft-Weg-Diagramm der Probe 3 (+40°C)	58
Abb. 48: Skizze des Probekörpers mit Kraftübertragungsstück (ÖNI, 2011 S. 15)	60
Abb. 49: Probekörper in der Prüfvorrichtung vor Beginn der Keilspaltfestigkeitsprüfung	61
Abb. 50: Darstellung eines zulässigen Rissverlaufes (ÖNI, 2011 S. 14)	62
Abb. 51: Bestimmung der Kraft $F_{H,max}$ und der Verschiebung s_{max} (ÖNI, 2011 S. 16)	63
Abb. 52: Probekörper vor Durchführung der Keilspaltfestigkeitsprüfung bei -10°C	64
Abb. 53: Probekörper nach Durchführung der Keilspaltfestigkeitsprüfung bei -10°C	64
Abb. 54: Graphische Darstellung der ermittelten maximalen Horizontalkräfte $F_{H,max}$	65
Abb. 55: Vergleich der Probekörper 3 und 4 (± 0 Grad)	66
Abb. 56: Versagensfotos der Probekörper 1 und 4 bei +20 Grad	66
Abb. 57: Versagensfoto des Probekörpers 5 bei +20 Grad	67
Abb. 58: Graphische Darstellung der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ}	68
Abb. 59: Graphische Darstellung der maximalen horizontalen Verschiebung s_{max}	69
Abb. 60: Graphische Darstellung der spezifischen Bruchenergie G_F	70
Abb. 61: Last-Verschiebungskurve Probe 1 (-10°C)	71
Abb. 62: Last-Verschiebungskurve Probe 2 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	71
Abb. 63: Last-Verschiebungskurve Probe 3 (+20°C)	72
Abb. 64: Probekörper A710_04 (-10°C)	77
Abb. 65: Probekörper A710_05 (-10°C)	77
Abb. 66: Probekörper A710_06 (-10°C)	78
Abb. 67: Probekörper A710_07 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	78
Abb. 68: Probekörper A710_08 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	78
Abb. 69: Probekörper A710_09 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	79
Abb. 70: Probekörper A710_10 (+20°C)	79
Abb. 71: Probekörper A710_11 (+20°C)	79
Abb. 72: Probekörper A710_18 (+20°C)	80
Abb. 73: Probekörper A710_01 (+40°C)	80
Abb. 74: Probekörper A710_02 (+40°C)	80
Abb. 75: Probekörper A710_03 (+40°C)	81
Abb. 76: Probekörper A710_16 (-10°C)	81
Abb. 77: Probekörper A710_17 (-10°C)	82
Abb. 78: Probekörper A710_18 (-10°C)	82
Abb. 79: Probekörper A710_12 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	82
Abb. 80: Probekörper A710_14 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	83
Abb. 81: Probekörper A710_15 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	83
Abb. 82: Probekörper A710_19 (+20°C)	83
Abb. 83: Probekörper A710_20 (+20°C)	84
Abb. 84: Probekörper A710_21 (+20°C)	84

Abb. 85: Probekörper A710_22 (+40°C)	84
Abb. 86: Probekörper A710_23 (+40°C)	85
Abb. 87: Probekörper A710_24 (+40°C)	85
Abb. 88: Probekörper Nr.11 (-10°C)	86
Abb. 89: Probekörper Nr.12 (-10°C)	86
Abb. 90: Probekörper Nr.13 (-10°C)	86
Abb. 91: Probekörper Nr.14 (-10°C)	87
Abb. 92: Probekörper Nr.15 (-10°C)	87
Abb. 93: Probekörper Nr. 6 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	87
Abb. 94: Probekörper Nr. 7 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	88
Abb. 95: Probekörper Nr. 8 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	88
Abb. 96: Probekörper Nr. 9 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	88
Abb. 97: Probekörper Nr.10 ($\pm 0^\circ\text{C}$)	89
Abb. 98: Probekörper Nr.1 (+20°C)	89
Abb. 99: Probekörper Nr.2 (+20°C)	89
Abb. 100: Probekörper Nr.3 (+20°C)	90
Abb. 101: Probekörper Nr.4 (+20°C)	90
Abb. 102: Probekörper Nr.5 (+20°C)	90
Abb. 103: Probekörper Nr.16 (+40°C)	91
Abb. 104: Probekörper Nr.17 (+40°C)	91
Abb. 105: Probekörper Nr.18 (+40°C)	91
Abb. 106: Probekörper Nr.19 (+40°C)	92
Abb. 107: Probekörper Nr.20 (+40°C)	92

8.2 Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Whitetopping-Bautypen nach (Rasmussen, et al., 2004 S. 3)	10
Tab. 2: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Bruchlast F_{\max} [N]	39
Tab. 3: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm^2]	40
Tab. 4: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – gemessene Verschiebung $u_{F_{\max}}$ [mm] bei der Bruchlast F_{\max}	40
Tab. 5: Ergebnis der Haftzugfestigkeitsprüfung – Haftzugsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	40
Tab. 6: Mittelwert und Standardabweichung der Bruchlast F_{\max} [N]	44
Tab. 7: Mittelwert und Standardabweichung der Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm^2]	45
Tab. 8: Mittelwert und Standardabweichung der Haftzugsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	46
Tab. 9: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – maximale Schubkraft F_{\max} [N]	49
Tab. 10: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – Schubfestigkeit β_{S} [N/mm^2]	50
Tab. 11: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – gemessene Verschiebung $u_{F_{\max}}$ [mm] bei der Bruchlast F_{\max}	50
Tab. 12: Ergebnis der Schubfestigkeitsprüfung – Schubsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	50
Tab. 13: Mittelwert und Standardabweichung der Schubkraft F_{\max} [N]	55
Tab. 14: Mittelwert und Standardabweichung der Schubfestigkeit β_{S} [N/mm^2]	55
Tab. 15: Mittelwert und Standardabweichung der Schubsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	56
Tab. 16: Abmessungen der Probekörper für die Keilspaltfestigkeitsprüfung	59
Tab. 17: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – maximale Horizontalkraft $F_{\text{H,max}}$ [N]	63
Tab. 18: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm^2]	63
Tab. 19: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – maximale horizontale Verschiebung s_{max} [mm]	64
Tab. 20: Ergebnis der Keilspaltfestigkeitsprüfung – spezifische Bruchenergie G_{F} [N/m]	64
Tab. 21: Mittelwert und Standardabweichung der maximalen Horizontalverschiebung $F_{\text{H,max}}$ [N]	65
Tab. 22: Mittelwert und Standardabweichung der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm^2]	68
Tab. 23: Mittelwert und Standardabweichung der maximalen horizontalen Verschiebung s_{max} [mm]	69
Tab. 24: Mittelwert und Standardabweichung der spezifischen Bruchenergie G_{F} [N/m]	70
Tab. 25: Übersicht der Ergebnisse der Haftzugfestigkeit β_{HZ} [N/mm^2]	73
Tab. 26: Übersicht der Ergebnisse der Kerbzugfestigkeit σ_{KZ} [N/mm^2]	73
Tab. 27: Übersicht der Mittelwerte der Haftzugsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	73
Tab. 28: Übersicht der Mittelwerte der Schubsteifigkeit $K_{\text{ss}}/K_{\text{tt}}$ [N/mm^3]	74
Tab. 29: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Haftzugfestigkeitsprüfung	77
Tab. 30: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Schubfestigkeitsprüfung	81
Tab. 31: Übersicht über die Probekörpernummer der Probekörper für die Keilspaltfestigkeitsprüfung	85

9 Literaturverzeichnis

- Paulino, Glaucio H., Song, Seong Hyeok und Buttlar, William G. 2006.** A bilinear cohesive zone model tailored for fracture of asphalt concrete considering viscoelastic bulk material. s.l. : Engineering Fracture Mechanics, 2006.
- AASHTO. 1993.** Guide for Design of Pavement Structures. Washington D.C. : American Association of State and Highway Transportation Officials, 1993.
- , **2008.** Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide—A Manual of Practice. Washington, DC. : American Association of State Highway and Transportation Officials, 2008.
- ACPA - American Concrete Pavement Association. 2003a.** Accelerated Pavement Testing to Evaluate UTW Load-Carrying-Capacity. Skokie, Illinois : ACPA Publication Special Report SR002P, 2003a.
- , **1991.** Guidelines for Concrete Overlays of Existing Asphalt Pavements (Whitetopping). Arlington Heights, Illinois : American Concrete Pavement Association, 1991. Technical Bulletin, TB-009P.
- , **1991.** Guidelines for Concrete Overlays of Existing Asphalt Pavements (Whitetopping). Arlington Heights, Illinois : ACPA, 1991. (Technical Bulletin, TB-009P).
- , **2013.** The U.S. Experience with Ultra-Thin Whitetopping. 2013.
- , **1999.** Ultra-thin Whitetopping, Concrete Information. Skokie, Illinois : ACPA Publication Information Sheet IS100P, 1999.
- Association, ACPA - American Concrete Pavement. 2006.** Design of Concrete Pavement for City Streets. s.l. : American Concrete Pavement Association., 2006.
- , **1998.** Whitetopping - State of the Practice. Skokie, Illinois : American Concrete Pavement Association, 1998. (Engineering Bulletin, 210).
- Augustin, Harald, et al. 1997.** Bemessung von Haftbrücken. Wien : Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten , 1997. (Straßenforschung, 469).
- Barman, M. und et al. 2013.** Development of a rational mechanistic-empirical based design guide for thin and ultra-thin whitetopping. Pittsburgh, Pennsylvania : University of Pittsburg, Department of Civil Environmental Engineering, 2013.
- Belyovski, S. 2017.** Fugenausteilung bei Fahrbahnen aus Walzbeton. s.l. : Institut für Straßenwesen, Technische Universität Wien, 2017.
- Buchta, M. 2007.** Mechanische und bruchmechanische Bewertung von Grenzflächen zwischen angefrästen und neuen Asphaltschichten . Wien, : Fakultät für Physik, Institut für Festkörpermechanik, Technische Univesität Wien, 2007.
- Burnham, Thomas R. 2005.** Forensic Investigation Report For MnROAD Ultrathin Whitetopping Test Cells 93, 94 and 95. Maplewood, Minnesota : Minnesota Department of Transportation, 2005.
- Cable, James K., et al. 2005.** Design and Construction Procedures for Concrete Overlay and Widening of Existing Pavements. Iowa State University, Ames, Iowa : Center for Portland Cement Concrete Pavement Technology, 2005.
- CAC - Cement Association of Canada. 2000.** It´s Black and White. 2000.
- , **June 2002.** Other Ontario UTW Projects. s.l. : OGRA Milstone Magazine., June 2002.
- Caestecker, C., Lonneux, T. und Haemels, F. 2001.** UTW: Test Section at Vilvoorde on the R22 in Belgium. Orlando, Florida : Proceedings 7th International Conference on Concrete Pavements, 2001. Volume 2.
- Center, National Concrete Pavement Technology. 2007.** Guide to Concrete Overlays Solutions. Ames, Iowa : Unter Mitarbeit von Dale Harrington, Dan DeGraaf und Randell Riley et al. National Concrete Pavement Technology Center, 2007. (ACPA publication, TB021).
- Cole, L.W. und Mack, J.W. 2002.** Thin Bonded Concrete Overlays of Asphalt Pavements – The U.S. Experience with Ultra-Thin Whitetopping. Skokie, Illinois : American Concrete Pavement Association, 2002.
- Cole, L.W., Mack, J.W. und Packard, R.G. 1998.** Whitetopping and Ultra-Thin Whitetopping – The U.S. Experience. Lisbon, Portugal : Proceedings 8th International Symposium on Concrete Roads, 1998. Theme IV.
- Dimitrov, Mariyan, et al. 2018.** Eine ewige Verbindung? - Zum Schichtenverbund im Asphaltstraßenbau. s.l. : GESTRATA, 2018.
- Eberhardsteiner, Lukas und et al. 2016.** Optimierte Bemessung starrer Aufbauten von Straßen. Wien : Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen, TU Wien, 2016.
- Eberhardsteiner, Lukas, et al. 2018.** *Projektbericht "EcoRoads - Nachhaltige Betonstraßen"*. Wien : Technische Universität Wien - Institut für Verkehrswissenschaften -Forschungsbereich Straßenwesen, SmartMinerals GmbH, floGeco - Umweltmanagement, 2018.
- Ehrlich, Norbert und Hersel, Otmar. 2010.** Straßenbau heute - Betondecken. [Hrsg.] BetonMarketing Deutschland GmbH. Erkrath : Verlag Bau + Technik GmbH;, 2010. 6. Auflage.

- Eid, Jochen A. 2011.** Theoretische und experimentelle Untersuchungen dünner Betondecken auf Asphalt. München : s.n., Oktober 2011.
- Eisenmann , Josef und Neumann , Uwe. 1993.** Auswirkungen von Verbundstörungen auf die Spurrinnenbildung. München, Deutschland : Forschungsbericht Nr. 1444. Prüfamt für Bau von Landverkehrswegen, Technische Universität München, 1993.
- Eisenmann, Josef. 1984.** Bemessung von Verkehrsflächen - Theorie und Praxis. s.l. : Straßen- und Tiefbau, 1984. Jg. 38.
- FGSV. 2013.** Merkblatt für die Whitetopping-Bauweise (M WT). Köln : FGSV-Verlag, 2013.
- Freudensteiner, Univ. Prof. Dr.-Ing. Stephan. 2012.** [Online] Oktober 2012. [Zitat vom: 4. September 2019.] https://www.impbautest.ch/upload/cms/user/03_StephanFreudenstein.pdf.
- FSV. 2016.** RVS 03.08.63 - Oberbaubemessung. Wien, Österreich : Österreichische Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr, 2016.
- , **2011.** RVS 08.17.02: Deckenherstellung. Wien : s.n., 2011.
- , **2016.** RVS 13.01.51: Betonstraßen - Betondeckenerhaltung. 2016.
- Gucunski, Nenad. 1998.** Development of a Design Guide for Ultra Thin Whitetopping (UTW). Piscataway, New Jersey : Center for Advanced Infrastructure & Transportation (CAIT), 1998.
- Harrington, Dale. 2008.** Guide to Concrete Overlays. Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements. s.l., Ames, Iowa : National Concrete Pavement Technology Center, 2008. 2.
- Harrington, Dale und Fick, Gary. 2014.** Guide to Concrete Overlays: Sustainable Solutions for Resurfacing and Rehabilitating Existing Pavements. Washington D.C. : American Concrete Pavement Associatio (ACPA), Mai 2014. 3.
- HeidelbergeCEMENT Group. 2015.** *Whitetopping - Die schnelle Instandsetzungsmaßnahme*. Heidelberg : HeidelbergeCEMENT Group, 2015.
- Hofko, Bernhard, et al. 2017.** Schlussbericht "Verbund Asphaltdecke auf Betondecke" Wissenschaftliche Betreuung der Versuchsstrecke. 2017.
- Hofko, Bernhard, et al. April 2017.** Schlussbericht „Verbund Asphaltdecke auf Betondecke“ Wissenschaftliche Betreuung der Versuchsstrecke . Wien : Technische Universität Wien, Fakultät für Bauingenieurwesen - Institut für Verkehrswissenschaften, Forschungsbereich Straßenwesen ; im Auftrag der ASFINAG, April 2017.
- Institute, Austrian Standards. ÖNORM - B 3592 Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen.** s.l. : Austrian Standards Institute/ Österreichisches Normungsinstitut. 2011-09-01.
- Iowa Department of Transportation . 2000.** Iowa : Iowa Department of Transportation, 2000. Test Method No. Iowa 406-C.
- Kuzmir, Serhiy. 2017.** Implementierung eines Optimierunsalgorithmus zur inversen Parameteridentifikation von Kohäsivzonenmodellen. Hamburg : Hochschule für Angewandte Wissenschaften Hamburg - Fakultät Technik und Informatik , 2017.
- Lin, Deng-Fong und Wang, Her-Yuan. 2005.** Forensic Investigation of Ultra-Thin Whitetopping Failures in Taiwan. s.l. : Journal of Performance of Constructed Facilities, 2005.
- Litzka, J. und Weninger-Vycudil, A. 2011.** Baulicher Erhaltungsbedarf für die Landesstraßen Österreichs. Studie für die österreichischen Landesstraßenverwaltungen. Perchtoldsdorf (unveröffentlicht) : s.n., 2011.
- Minnesota Department of Transportation . 2011.** Whitetopping Design Procedure. St. Paul, Minnesota : s.n., 2011.
- MnDOT. April 2018.** MnDOT pavement Design Manual. s.l. : Minesota Department of Transportation, April 2018.
- , **2018.** MnPAVE-Rigid:rigid (PCC) pavement design. [Online] 2018. <http://www.dot.state.mn.us/materials/pvmtdesign/software.html>.
- Murison, Scott, Shalaby, Ahmed und Smith, Tim. 2002.** Ultra-Thin Whitetopping in Canada: State-of-Practice. Montréal, Québec : Canadian Society for Civil Engineering , 2002.
- Nishizawa, Tatsuo, Murata, Yoshiki und Kokubun, Katsuro. 2003.** Mechanical Behavior of Ultrathin Whitetopping Structure Under Stationary and Moving Loads. s.l. : Transportation Research Board , 2003.
- Olubanwo, A.O. 2013.** Optimum design for sustainable green bonded concrete overlays: failure due to sheer and delamination. UK : Department of Civil Engineering, Architecture and Building in collaboration with Aggregate Industries, Coventry University, 2013.
- Olubanwo, A.O.K. und J., N. 2015.** Interfacial delamination failure in bonded concrete overlay systems - a review of theories and modelling methods. s.l. : International Journal of Civil Engineering and Technology, 2015. 6.
- ÖNI. 2011.** ÖNORM B 3592 - Bestimmung der Kerb-Spaltzugfestigkeit und der spezifischen Bruchenergie von Baustoffen, Baustoffverbindungen und Verbundwerkstoffen. [Hrsg.] ON. s.l. : Österreichisches Normungsinstitut, 2011. 01.09.2011.
- , **1997.** ÖNORM B 3639-1: Schubverbund von Asphaltsschichten. 1997. 01.07.1997.

- , **1997**. ÖNORM B 3639-2 : Haftverbund von Asphaltschichten. 1997. 01.07.1997.
- , **2007**. ÖNORM B 4710-1: Beton - Festlegung, Eigenschaften, Herstellung, Verwendung und Konformität. 2007.
- , **2013**. ÖNORM EN 12697-48 - Asphalt - Prüfverfahren für Heißasphalt - Teil 48: Schichtenverbund. Wien : sterreichisches Normungsinstitut, 2013.
- Pereira, Deividi Da S., Balbo, José und Khazanovich, Lev. 2006**. Theoretical and field evaluation of interaction between ultra-thin whitetopping and existing asphalt pavement. s.l. : International Journal of Pavement Engineering, 2006.
- Petersson, . und J., Silfwerbrand. April 1993**. Thin concrete overlays on old Asphalt Roads. Purdue University, West Lafayette, Indiana, USA : 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, April 1993. Bd. Volume 2.
- Petersson, . und Silfwerbrand , J. 20.-22. April 1993**. Thin concrete overlays on old asphalt roads. Purdue University, West Lafayette : 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, 20.-22. April 1993. Volume 2 .
- Peyrerl, Martin. 2012**. Bruchmechanische und stereoskopische Charakterisierung von Interfaces zementgebundener Werkstoffe . Wien : s.n., 2012.
- Peyrerl, Martin, et al. 2016**. Aktuelles zu Betonstrassen und zur Verkehrsinfrastruktur - update 44. *Stadtverkehrsflächen – Optimierter Beton für den innerstädtischen Bereich*. 2016. Januar.
- Pottier, J.M. 2004**. New economical structures made of thin composite whitetopping. Istanbul : Proceedings 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004.
- Prinesdoma, Petra. 2006**. Whitetopping - Anwendung von Verbundweibeschichtungen zur Instandsetzung von Asphaltbefestigungen. Wien : s.n., Juni 2006.
- Raab, Christiane und Partl, Manfred N. 1999**. Methoden zur Beurteilung des Schichtenverbundes von Asphaltbelgen. Dübendorf : Forschungsauftrag 12/94 auf Antrag der Vereinigung Schweizerischer Strassenfachleute (VSS), Eidgenössische Materialprüfungs- und Forschungsanstalt, 1999. (EMPA, Nr. 157259).
- Ramachandra, V. 2011**. Whitetopping – A Viable & Sustainable Option for Rehabilitation of Urban Roads. Bangalore : CiSTUP, 2011.
- Rasmussen, Robert Otto und Rozycki, Dan K. 2004**. Thin and ultra-thin whitetopping. A synthesis of highway practice. Washington D.C. : NCHRP Synthesis 338, Transportation Research Board, 2004.
- Risser, R.J., et al. 1993**. Ultra-Thin Concrete Overlays on Existing Asphalt Pavement. Indiana, USA : Proceedings 5th International Conference on Concrete Pavement Design and Rehabilitation, Purdue University, West Lafayette, 1993. Volume 2.
- Roesler, Jeffery, et al. 2008**. Design and Concrete Material Requirements for Ultra-Thin Whitetopping. [Online] 2008. [Zitat vom: 15. Juli 2019.] <https://apps.ict.illinois.edu/projects/getfile.asp?id=2975>.
- Schmerbeck, Rupert, Riffel, Siegfried und Wolf, Thomas. 2010**. Whitetopping – Erprobungsstrecke im Zuge einer Erneuerung. s.l. : BauPortal, 2010.
- Sheehan, M. J., Tarr, S. M. und Tayabji, S. D. 2004**. Instrumentation and Field Testing of Thin Whitetopping Pavements in Colorado and Revision of the Existing Colorado Thin Whitetopping Design Procedure. Denver, Colorado : Final Report, CDOT-DTD-R-2004-12, Colorado Department of Transportation, 2004.
- Sheehan, M.J., S.M. Tarr, and S.D. Tayabji., 2004**. Instrumentation and Field Testing of Thin Whitetopping Pavement in Colorado and Revision of the Existing Colorado Thin Whitetopping Procedure. Columbia : Construction Technology Laboratories, 2004.
- Silfwerbrand , J. 2004**. The Philosophy of Whitetoppings. Istanbul : Proceedings 9th International Symposium on Concrete Roads, 2004.
- Sprinkel, M.M. und C. , Ozyldirim. 2001**. Evaluation of Hydraulic Cement Overlays placed on three Pavements in Virginia. Orlando, Florida : Proceedings 7th International Conference on Concrete Pavements, 2001. Volume 2.
- Steigenberger, Johannes . 2007**. White Topping in Österreich - Stand der Entwicklungen. Wien : Forschungsinstitut der Vereinigung der sterreichischen Zementindustrie, 2007.
- Steigenberger, Johannes. 1998a**. ber das Verbundverhalten von Beton auf Asphalt. Wien : Dissertation der Technisch-Naturwissenschaftlichen Fakultät, Technische Universität - Wien, 1998a.
- , **1998b**. Verbunddecke für Staubereiche. Wien : Bundesministerium für wirtschaftliche Angelegenheiten, 1998b.
- Sutanto, M.H. 2010**. Assessment of bond between asphalt layers. Nottingham : University of Nottingham , 2010.
- Texas Department of Transportation . Jänner 2011**. Pavement Design Guide. Austin, Texas : s.n., Jnner 2011.
- Torres, Helga N., et al. Oktober 2012**. Guide to the Design of Concrete Overlays Using Existing Methodologies. Iowa : Institut of Transportation, Iowa State University, Oktober 2012.

- Transportation, Iowa Department of. 2000.** Method of Test for Determining the Shearing Strength of Bonded Concrete. IOWA : s.n., 2000. Test Method No. Iowa 406-C.
- Tscheeg , Elmar, et al. 2007.** Mechanical and Fracture-Mechanical Properties of Asphalt-Concrete Interfaces. s.l. : ACI Materials Journal, 2007.
- Vandenbossche, J.M., Dufalla, N. und Li, Z. 2016.** Bonded concrete overlay of asphalt mechanical-empirical design procedure. s.l. : International Journal of Pavement Engineering, 2016.
- Vandenbossche, J.M.S. und S. 2013.** Guidelines for Bonded Concrete Overlays of Asphalt: Beginning with Project Selection and Ending with Construction. Pittsburgh : University of Pittsburgh , 2013.
- Wellner, F. und Ascher, M. 2007.** Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkugn auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Dresden : s.n., 2007.
- Wellner, F. und Wistuba, M. 2016.** Zyklische Scherfestigkeits- und Schererermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbundes in Straßenbefestigungen aus Asphalt. Dresden, Deutschland : Schlussbericht AiF-Projekt-Nr. 17634, 2016.
- Wu, C.L., et al. 1999.** Development of Ultra - Thin Whitetopping Design Procedure. 1999, Portland Cement Association. Skokie : Portland CEment Association, 1999. III.