

Lebensdauererlängerung von Asphaltfahrbahnen durch die Verwendung von Asphalteinlagen

DISSERTATION

Zur Erlangung des Doktorgrades
der Ingenieurwissenschaften

vorgelegt von

Martin Tazl

aus Duisburg

Vorgelegt bei der

Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften
der Technischen Universität Clausthal

Hannover, 01. Juni 2013

Mitglieder der Promotionskommission:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Norbert Meyer (Hauptberichterstatter)

Univ.-Prof. Dr. rer. nat. Albrecht Wolter (Mitberichterstatter)

Erklärung

Hiermit erkläre ich an Eides Statt, dass ich die bei der Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal eingereichte Dissertation selbständig und ohne erlaubte Hilfe angefertigt habe.

Die benutzten Hilfsmittel sind vollständig angegeben.

Hannover, 01. Juni 2013

Martin Tazl

Abstrakt

Die Sanierung und Erneuerung von vorhandenen Straßenoberbauten mit ausgeprägtem Rissmuster ist eine Herausforderung für alle staatlichen und privaten Organisationen, die Straßen besitzen und unterhalten müssen.

Entsprechende Sanierungsmaßnahmen werden häufig durch Aufbringen von Asphaltsschichten, sogenannten Overlays, mit Dicken von 20 bis 100 mm durchgeführt. Dabei ist es für die Straßenbaulastträger entsprechend ärgerlich, wenn vorhandene Risse aus der alten Fahrbahn schneller als prognostiziert wieder an die Oberfläche gelangen. Um diesem Effekt entgegenzuwirken, werden dickere Schichten als konstruktiv erforderlich eingebaut, was zu höheren Kosten und einer stärkeren Belastung des Unterbaus führt.

Aufgrund der Dimension dieser Problematik und des potenziellen Marktes wurden zahlreiche Anwendungsmöglichkeiten von Geokunststoffen ausprobiert und untersucht, was zur Entwicklung von optimierten Einlagen führte. Ein großes Einsatzgebiet ist die vollflächige Positionierung und Verklebung von Asphaltsschichten mittels eines Bindemittels auf einer Asphaltsschicht des Straßenoberbaus. Dieser Aufbau wird im Anschluss von einer oder mehreren Asphaltsschichten überlagert. Das Ziel dieses Vorgehens liegt in einer Verringerung der überlagernden Asphaltsschichtdicken gegenüber einer Konstruktionsmethode ohne Asphaltsschichten bzw. einer Erhöhung der Lebensdauer gegenüber der gleichen Aufbaustärke ohne Verwendung von Asphaltsschichten. In Nordamerika ist die Verwendung von Asphaltsschichten in Asphalt- und Betonfahrbahnen mit 85 Millionen Quadratmetern (1998) das zweithäufigste Einsatzgebiet von Geokunststoffen (Holtz, Christopher et al. 1998)

Anhand von zyklischen Biegezugversuchen konnte nachgewiesen werden, dass die Wirksamkeit einer Asphaltsschicht zum Einen von den aufgetragenen Belastungen und zum Anderen von den Material- und Verbundeigenschaften abhängt. Die Materialeigenschaften wurden durch Streifenzugversuche, die Verbundeigenschaften mit Hilfe von Interaktionsversuchen im Großrahmenschergerät ermittelt. Es konnte für eine zyklische Biegezugbelastung ein guter Haftverbund und eine hohe Dehnsteifigkeit der Asphaltsschicht als maßgebende Einflussfaktoren für die Lebensdauererweiterung identifiziert werden. Dies trifft insbesondere auf die verwendeten Asphaltgitter zu. Die untersuchten Vliesstoffe und Kombiprodukte zeigten, besonders bei größerer Belastung, nur eine geringe Fähigkeit die Rissbildung positiv zu beeinflussen.

Ergänzend zu den Laborversuchen wurde mit Hilfe der Finite Elementmethode eine Parameterstudie zu unterschiedlichen Haftverbund und Einlagensteifigkeitskombinationen durchgeführt. Dabei konnte bestätigt werden, dass ein Mindesthaftverbund für die Funktion von Asphaltsschichten notwendig ist.

Summary

Renewing and servicing cracked pavements is one of the major tasks for governmental and private institutions who own roads. In case of cracked pavements the traditional way service is to apply an overlay of 20 mm to 100 mm. To delay reflective cracking the thickness of the overlay is chosen to be thicker than necessary to carry the traffic load.

The available asphalt interlayer can be divided by their geometry, their primary product and their application. There are asphaltgrids, nonwovens and combinations of both. All of them are made to improve the lifetime of reconstructed pavement over an extensive cracked surface by holding back reflection cracks. To investigate the mode of action and effectiveness, a comprehensive test program with eleven different asphalt interlayers were carried out. For the tests two nonwovens, five asphaltgrids and four combined products were used. For comparison purposes tests were also carried out on samples with steel grids and sheet metal interlayers. The required samples were made out of a test road specially build for this test program. This procedure ensured that all asphalt interlayer were treated like in real life.

Comprehensive bonding tests and cyclic bending tests were carried out. The bonding tests, done in a large scale shear test apparatus, showed that the right amount of bitumen is significant for the bonding between interlayer and asphalt. Especially in case of nonwovens and combined products. As expected the bonding for nonwovens and combined products can't reach the bonding found on asphaltgrid samples.

The cyclic bending tests were carried out with three different vertical loads. The boundary conditions were chosen to fit realistic vertical deformations on the samples bottom. During the tests the crack length and the crack mouth opening was continuously recorded.

By doing a correlation of the bonding test results and the cyclic bending test results showed close connection between the extensional stiffness (according to DIN EN ISO 10319 6'96), the bonding and the performance in the cyclic bending tests.

In addition to the laboratory test, numerical simulations were performed to do a further investigation of parameters which were identified as important in the laboratory tests, like for example the stress and strain distribution within the interlayer depending on interlayer stiffness and bonding.

Overall a positive effect of asphalt interlayer onto the lifetime of the samples under frost and cyclic bending could be proved.

Symbolverzeichnis

c	Gemessene Risslänge	[mm]
c_v	Virtuelle Risslänge	[mm]
E	Effektivitätsgrad	[-]
ε	Dehnung	[%]
E_{Asphalt}	Asphalt E-Modul	[N/mm ²]
E_{Einlage}	Einlagen E-Modul	[N/mm ²]
F_{max}	Höchstzugkraft	[kN/m]
J	Einlagensteifigkeit	[kN/m]
K	Spannungsintensitätsfaktor	[-]
μ	Reibbeiwert	[-]
N	Lastspielzahl	[-]
σ_x	Horizontalspannung	[N/mm ²]
$\tau_{s, \text{Einlage}}$	Scherspannung Probe mit Einlage	[N/mm ²]
$\tau_{s, \text{Referenz}}$	Scherspannung Probe ohne Einlage	[N/mm ²]
w	Rissöffnungsweite	[mm]

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	5
2	Stand der Technik	7
2.1	Einführung	7
2.2	Beanspruchung von Straßen	7
2.2.1	Fahrbahnaufbau	7
2.2.2	Ursachen von Fahrbahnbeschädigungen	9
2.2.3	Erfassung von Fahrbahnschädigungen	12
2.2.4	Rissarten und –entwicklung	14
2.2.5	Sanierungsmöglichkeiten	16
2.3	Kunststoffeinlagen im Asphalt	19
2.3.1	Materialien im Verbund	19
2.3.2	Ziele der Verwendung von Asphalteinlagen in Asphaltoberbauten.....	20
2.3.3	Wirkungsweise von Asphalteinlagen.....	22
2.3.4	Bemessungsansätze für Straßenoberbauten mit Asphalteinlagen	25
2.3.5	Einbauhinweise	27
2.3.6	Fazit	28
2.4	Auswertung veröffentlichter Versuchsergebnisse.....	29
2.4.1	Einführung.....	29
2.4.2	In-Situ Beobachtungen.....	29
2.4.3	Biegezugversuche.....	33
2.4.4	Thermische Untersuchungen	38
2.4.5	Interaktionsversuche	39
2.4.6	Sonstige Versuchstypen	40
2.4.7	Numerische Untersuchungen.....	41
2.5	Allgemeine Auswertungsansätze.....	43
2.5.1	Bruchmechanischer Ansatz	43
2.5.2	Wöhleransatz	46
3	Untersuchungsmaterialien.....	48
3.1	Asphalt.....	48

3.2	Asphalteinlagen	48
3.2.1	Gitterprodukte	48
3.2.2	Vliesprodukte	49
3.2.3	Kombinationsprodukte	49
3.3	Bindemittel/Haftkleber.....	50
3.4	Herstellung der Proben.....	51
3.4.2	Herstellen der Einzelproben aus dem Probefeld.....	56
4	Interaktionsversuche	58
4.1	Einführung	58
4.2	Versuchskonzeption	58
4.2.1	Einführung.....	58
4.2.2	Indexversuche.....	59
4.2.3	Modellversuche.....	59
4.3	Experimenteller Teil.....	60
4.3.1	Einführung.....	60
4.4	Auswertung/Auswertungsverfahren.....	60
4.4.1	Versuche ohne Einlage.....	60
4.4.2	Versuche mit Einlage	66
4.5	Schlussbetrachtung	83
5	Biegezugmodellversuche zyklisch.....	85
5.1	Einführung	85
5.2	Versuchskonzeption	85
5.2.1	Versuchsstand	85
5.2.2	Versuchsdurchführung.....	86
5.2.3	Mess- und Videobeobachtungssystem	86
5.3	Experimenteller Teil.....	88
5.3.1	Einführung.....	88
5.3.2	Versuchsdarstellung.....	88
5.3.3	Reproduktionsverhalten	89
5.4	Auswertung/Auswertungsverfahren.....	91
5.4.1	Grundlagen der Auswertungsmethoden	91
5.4.2	Versagenskriterium	92

5.4.3	Probleme bei der Risslängenbestimmung	93
5.4.4	Versuche ohne Einlage	94
5.4.5	Versuche mit Einlage	96
6	Numerische Berechnungen	113
6.1	Einführung	113
6.2	Vereinfachtes Probekörpermodell	113
6.2.1	Durchgeführte Berechnungen	114
6.2.2	Darstellung der Ergebnisse	115
6.3	Detailliertes Probekörpermodell.....	117
6.3.1	Modellverifikation	119
6.3.2	Spannungs- und Dehnungsverteilung in der Asphalteinlage	123
6.3.3	Schlussfolgerung.....	128
7	Zusammenfassung	130
8	Literaturverzeichnis	132
A	Asphalteinlagen	145
B	Asphaltmischgut.....	146
C	Bindemittel	155

1 Einleitung

Die Sanierung und Erneuerung von vorhandenen Straßenoberbauten mit ausgeprägtem Rissmuster ist eine Herausforderung für alle staatlichen und privaten Organisationen, die Straßen besitzen und unterhalten müssen.

Entsprechende Sanierungsmaßnahmen werden häufig durch Aufbringen von Asphaltsschichten, sogenannten Overlays, mit Dicken von 20 bis 100 mm durchgeführt. Dabei ist es für die Straßenbaulastträger entsprechend ärgerlich, wenn vorhandene Risse aus der alten Fahrbahn schneller als prognostiziert wieder an die Oberfläche gelangen. Um diesem Effekt entgegenzuwirken, werden dickere Schichten als konstruktiv erforderlich eingebaut, was zu höheren Kosten und einer stärkeren Belastung des Unterbaus führt.

Aufgrund der Dimension dieser Problematik und des potenziellen Marktes wurden zahlreiche Anwendungsmöglichkeiten von Geokunststoffen im Straßenbau ausprobiert und untersucht. Ein großes Einsatzgebiet ist die vollflächige Positionierung und Verklebung von Geokunststoffen mittels eines Bindemittels auf einer Asphaltsschicht des Straßenoberbaus. Dieser Aufbau wird im Anschluss von einer oder mehreren Asphaltsschichten überlagert. Das Ziel dieses Vorgehens liegt in einer Verringerung der überlagernden Asphaltsschichtdicken gegenüber einer Konstruktionsmethode ohne Asphaltsschichten bzw. einer Erhöhung der Lebensdauer gegenüber der gleichen Aufbaustärke ohne Verwendung von Geokunststoffen. In Nordamerika ist die Verwendung von Geokunststoffen in Asphalt- und Betonfahrbahnen mit 85 Millionen Quadratmetern (1998) das zweithäufigste Einsatzgebiet von Geokunststoffen (Holtz, Christopher et al. 1998)

Ziel dieser Dissertation ist die Untersuchung der Wirksamkeit verschiedener Asphaltsschichten bei der Verhinderung von Reflexionsrissen in sanierten Asphaltfahrbahnen. Dazu ist es notwendig, die Wirkung entsprechender Schichten direkt quantifizieren zu können, um eine konkrete Aussage über eine Veränderung der Asphaltsschichtdicken oder über eine Variation der Lebensdauer treffen zu können. Aufgrund unterschiedlicher Herstellungsweisen und Materialien der Asphaltsschichten soll dies für verschiedene Produktkategorien untersucht werden.

Dieses Hauptziel lässt sich durch Zusammenstellung und Bewertung wesentlicher Einflussparameter auf die Lebensdauer von bituminösen Tragschichten mit und ohne Asphaltsschichten erreichen. In Abhängigkeit der untersuchten Parameter wird dazu in einem numerischen und einem versuchsbasierten, empirischen Modell eine Prognose zur Veränderung der Lebensdauer des Fahrbahnbelages getroffen. Als Eingangsparameter für das empirische Modell ist eine umfangreiche Datenbasis qualitativ hochwertiger Modellversuchsdaten erforderlich. Die Entwicklung entsprechender Modelle setzt Kenntnisse über die Wirksamkeit und die Wirkmechanismen entsprechender Geokunststoffsschichten voraus.

Folgende Fragestellungen sind im Rahmen der Zielstellung zu klären:

- Haben Asphalteinlagen in Asphaltsschichten eine Wirkung?
- Können Asphalteinlagen eine Rissfortpflanzung effektiv hemmen?
- Beeinträchtigen Asphalteinlagen in Asphaltsschichten den Schichtenverbund?
- Wie wirken sich Asphalteinlagen auf die Lebensdauer einer Fahrbahn aus?

Im Rahmen der definierten Zielstellungen ergibt sich die folgende Gliederung dieser Dissertation.

Zunächst werden in einem umfangreichen Abschnitt 2 die Grundlagen der Verwendung von Asphalteinlagen zusammengestellt und bisherige Versuchserkenntnisse und Bemessungsansätze ausgewertet. Insbesondere im Hinblick auf die Entwicklung eines zielführenden Untersuchungsprogrammes dient diese Zusammenstellung als Referenz.

Abschnitt 3 beschreibt die verwendeten Untersuchungsmaterialien aus den Bereichen Asphalt und Asphalteinlagen und dokumentiert die Herstellung der Probekörper in einem Versuchsfeld sowie als Laborproben.

In Abschnitt 4 werden die Versuchsstände der Interaktionsversuche beschrieben sowie Ergebnisse und Auswertungsmethoden der Index- und Modellversuchen dargestellt. Der Schwerpunkt dieses Untersuchungsabschnittes liegt in der Fragestellung, inwieweit die Asphalteinlagen den Schichtenverbund des Asphalttes beeinflussen.

Der Abschnitt 5 dokumentiert das umfangreiche Versuchsprogramm zyklischer Modellversuche. Dazu wird zunächst der Biegezugversuchsstand mit der zugehörigen Messtechnik vorgestellt und anschließend die Ergebnisse der Modellversuche vorgestellt und ausgewertet. Der Schwerpunkt dieses Untersuchungsabschnittes liegt in der Untersuchung des Einflusses von Asphalteinlagen auf die Entwicklung von Rissmustern.

Abschnitt 6 zeigt Finite Elemente Modellierungen, um die gewonnenen Versuchsergebnisse numerisch nachzubilden und zu überprüfen.

Im Abschnitt 7 werden die Ergebnisse aus numerischem und empirischem Modell zusammengefasst und einige Hinweise zur sinnvollen Verwendung von Asphalteinlagen gegeben.

2 Stand der Technik

2.1 Einführung

Dieser Abschnitt umfasst eine Einführung in aktuelle Forschungserkenntnisse, auf denen das folgende Untersuchungsprogramm aufgebaut ist. Er ist bewusst umfangreich gestaltet, um auch für weitergehende Untersuchungen als Referenz herangezogen werden zu können.

Zunächst wird die Beanspruchung von Straßen mit einem besonderen Schwerpunkt auf Fahrbahnschädigungen vorgestellt. Anschließend werden Asphalteinlagen und ihre bisher bekannte Wirkungsweise im Fahrbahnbereich dokumentiert. Ein Schwerpunkt wird auf die Zusammenstellung und Auswertung von Versuchsergebnissen aus der Literatur gelegt. In diesem Zusammenhang werden ebenfalls erste Bemessungsansätze vorgestellt.

2.2 Beanspruchung von Straßen

2.2.1 Fahrbahnaufbau

Straßen benötigen eine durchdachte Konstruktion aus geeigneten Baustoffen, damit sie sowohl langfristig gute Gebrauchseigenschaften aufweisen als auch sich kostengünstig herstellen und unterhalten lassen. Sie bestehen aus dem Erdkörper und dem Straßenoberbau. Der Oberbau setzt sich aus Fahrbahndecke und Tragschichten einschließlich Frostschutzschicht zusammen. Die Trennfläche zwischen Erdkörper und Straßenoberbau wird als Planum bezeichnet. Das Planum ist die Oberfläche des Untergrundes in Einschnittsbereichen oder des künstlich aufgeschütteten Unterbaus in Dammstrecken.

Der Straßenoberbau, die eigentliche Straße, besteht aus mehreren Schichten. Der maximal mögliche Straßenaufbau wird im Folgenden beschrieben:

Die 1. Tragschicht wird wegen ihrer Bedeutung für die Sicherung gegen Frost- und Tauschäden als Frostschutzschicht bezeichnet. Spezielle Bauverfahren, wie die Bodenverfestigung und die Bodenverbesserung, ermöglichen die Eigenschaften der Erd- und Mineralstoffe günstiger zu gestalten. Die 2. und 3. Tragschicht dienen vor allem lastverteilenden Zwecken. Je nach Zusammensetzung der Schichten wird in Tragschichten ohne Bindemittel (z.B. Frostschutzschicht) und Tragschichten mit Bindemittel (z.B. Verfestigung mit hydraulischem Bindemittel oder hydraulisch gebundene Tragschicht) unterschieden (RStO 2001)

Die Binderschicht stellt den Übergang zwischen der grobkörnigen Tragschicht und der feinkörnigen Deckschicht her. Mit ihrem Einbau soll eine Zone besonders guter Spannungsaufnahme entstehen, wobei im Wesentlichen die Schubfestigkeit der Verbundkonstruktion gewährleistet wird. Zusätzlich werden Unebenheiten der Tragschicht ausgeglichen.

Die Deckschicht gewährleistet die Verschleißfestigkeit des Straßenoberbaus. Dabei muss eine hohe Standfestigkeit sowie eine ebene und griffige Oberflächenbeschaffenheit

gewährleistet werden, um eine sichere und komfortable Überfahrt zu ermöglichen. Durch einen geringen Hohlraumgehalt soll das Eindringen von Wasser und Luft in tieferliegende Schichten begrenzt werden (Velske 2002). Bei geringen Verkehrsbeanspruchungen oder günstigem Untergrund können einzelne Schichten dieser Aufstellung entfallen.

Die wesentlichen Anforderungen an die unterschiedlichen Schichten sind in Abbildung 2.1 zusammengefasst worden.

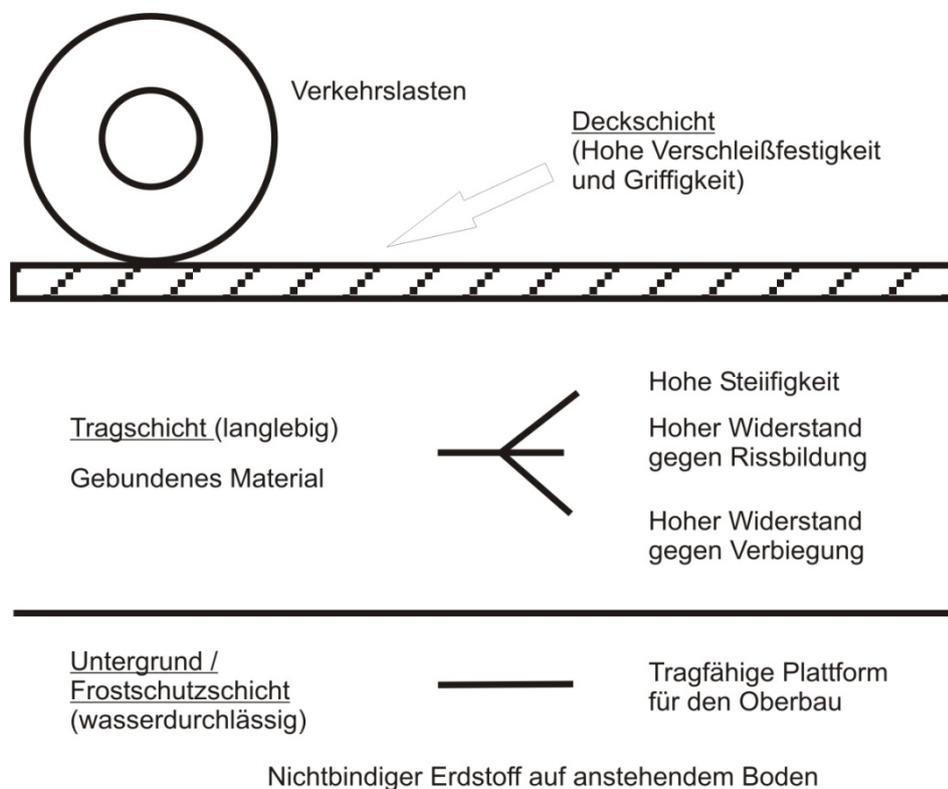


Abbildung 2.1: Allgemeiner Aufbau einer Fahrbahn

Die Einteilung der Bauweisen kann ausgehend von den oberflächlich erkennbaren Deckenarten in Oberbauten mit bituminöser Decke, Betondecke und Pflasterdecke vorgenommen werden.

Bei Betondecken liegt in der Regel eine Kombination von Deck- und Tragschicht vor. Sie werden aus einem Gemisch von Mineralstoffen mit dem Bindemittel Zement erstellt, wobei Fugen Zwangsspannungen aus Temperatur und Schwindprozessen reduzieren sollen. Betondecken zeichnen sich gegenüber bituminösen Decken durch vergleichsweise höhere Herstellungskosten und Gebrauchsdauern aus.

Ca. 95 % der klassifizierten Straßen werden mit Asphaltdecken erstellt, da sie vergleichsweise preiswert hergestellt und unterhalten werden können, eine angemessene Gebrauchsdauer besitzen und wiederverwertbar sind. Bei Asphalt handelt es sich um ein

Gemisch aus Bitumen (Bindemittel) und Mineralstoffen. Aufgrund der Thermoplastizität von Bitumen können Asphaltbauweisen fugenlos hergestellt werden (flexible Bauweisen).

Technisch und wirtschaftlich bewährte Bauweisen sind aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der praktischen Straßenbautechnik standardisiert worden. Diese Standardbauweisen nach RStO unterscheiden sich nach der Verkehrslastmenge, den klimatischen Bedingungen und Beanspruchungen, den Untergrundeigenschaften und unterschiedlichen Arten und Dicken der Decken und Tragschichten. Sie sollen technisch gleichwertig sein, d.h. dieselbe Betriebsgebrauchsfähigkeitsdauer (Nutzungsdauer) aufweisen.

Abbildung 2.2 zeigt als Auszug der RStO 01 für die Bauweise einer Asphalttragschicht auf einer Frostschutzschicht die Straßenoberbauten in Abhängigkeit unterschiedlicher Bauklassen.

(Dickenangaben in cm; ▼ E_{v2} - Mindestwerte in MN/m²)

Zeile	Bauklasse		SV				I				II				III				IV				V				VI			
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 32				> 10 - 32				> 3 - 10				> 0,8 - 3				> 0,3 - 0,8				> 0,1 - 0,3				≤ 0,1			
	Dicke des frostsich. Oberbaues ¹⁾		55	65	75	85	55	65	75	85	55	65	75	85	45	55	65	75	45	55	65	75	35	45	55	65	35	45	55	65
1	Asphalttragschicht auf Frostschutzschicht																													
	Asphaltdeckschicht		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		4		10 ⁶⁾		10 ⁶⁾	
	Asphaltbinderschicht		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8		8	
	Asphalttragschicht		22		18		14		10		6		4		3		2		1		1		1		1		1		1	
	Frostschutzschicht		34		30		26		22		18		14		10		6		4		3		2		1		1		1	
	Dicke der Frostschutzschicht		-	31 ²⁾	41	51	25 ³⁾	35	45	55	29 ³⁾	39	49	59	-	33 ²⁾	43	53	27 ³⁾	37	47	57	21 ²⁾	31	41	51	25	35	45	55

Abbildung 2.2: Bauweisen mit Asphaltdecke, Auszug aus RStO 01 (RStO 2001)

2.2.2 Ursachen von Fahrbahnbeschädigungen

Wenn Straßenaufbauten einige Jahre in Betrieb sind, kommt es in der Regel zu sichtbaren Schädigungen an der Oberfläche. Diese Schädigungen können ihre Ursache im Alterungsprozess der Deckschicht (z.B. Ablösung der Schicht, Oberflächenrisse), einem zu geringen Widerstand des Systems gegen Verformungen (z.B. Spurrinnenbildung), Umwelteinflüssen (z.B. Längsrissbildung) oder mangelnder Tragfähigkeit des Systems (z.B. Ermüdungsrisse) haben (Molenaar 1993).

Generell wird das Langzeitverhalten einer bituminösen Fahrbahndecke beeinflusst durch Verkehrsbelastung, Schichtaufbau und Schichtverbund, Mischgutzusammensetzung und Verdichtung, Frost und Tausalzwirkung. Diese Einflüsse führen zu Abrieb, Biegeermüdung und thermisch bedingter Rissbildung infolge natürlicher Alterung, Spurrinnenbildung und Reflektionsrisse (FGSV 2006).

Jeder Asphaltbeton altert durch Oxydation und Verlust der flüchtigen Anteile im Bindemittel (Bitumenalterung), was zu Versprödung und Klebkraftverlust führen kann. Durch diesen Prozess gerissene Asphaltsschichten können die darunter liegenden Schichten nicht mehr optimal schützen.

Spurrinnenbildung entsteht unter Einwirkung von großen Verkehrslasten, hohen Temperaturen im Zusammenhang mit zu wenig tragfähigen Fundationsschichten und/oder zu hohem Bindemittelgehalt oder bei zu geringem Hohlraumgehalt in den bituminösen Belagsschichten.

Durch die täglichen Temperatur-Schwankungen entstehen Öffnungs- und Schließzyklen in den vorhandenen Schrumpfrissen der mit hydraulischen Bindemitteln stabilisierten Schichten (Thermische Ermüdung). Bei gutem Haftverbund der bituminösen Straßendecke auf diesen Schichten führen die Verformungen zu Spannungskonzentrationen über den Rissen im Belag am Rissende, so dass sich die Straßendecke von der Trägerschicht ablösen kann. Widersteht die Konstruktion diesem Ablösungsvorgang, so führen die Spannungen dazu, einen Riss von unten nach oben in die Straßendecke wachsen zu lassen. Diese Beanspruchung kann aber auch zum Verlust der Schichthaftung führen.

Bei Straßenkörpern mit hydraulisch stabilisierten Tragschichten werden Primär-, Sekundär- und Tertiärrisse unterschieden, während bei Straßenkörpern mit bituminösen Tragschichten lediglich eine Unterteilung in Sekundär- und Tertiärrisse vorgenommen wird (Werner 1986).

Die Primärrisse entstehen in der hydraulisch stabilisierten Tragschicht als Schwindrisse, die sich unter kombinierter Wirkung von Temperatur und Verkehrsbelastung bis zur Grenzfläche von Trag- und Deckschicht fortpflanzen. Durch die Konzentration von Spannungen und Deformationen am oberen Ende dieser Risse lösen sich örtlich Teile des Asphaltbetons von der Tragschicht und durch Biegung und Ermüdung entsteht eine neue Phase der Rissfortpflanzung.

Als Sekundärrisse gelten Risse in der Asphaltbetondecke infolge Biegeermüdung oder natürlicher Alterung der Decke. Mit den Sekundärrissen verliert die Deckschicht ihre Abdichtung gegen das Eindringen von Niederschlagswasser. Feinkörniger Untergrund kann so seine Tragfähigkeit verlieren. Weitere Folgen sind Frostschäden und Spurrinnen mit Längsrissen in den Fahrspuren, Schlaglöcher und Frostaufbrüche.

Wird die gerissene Fahrbahn saniert (vergleiche Abschnitt 2.2.5), so können später Reflektionsrisse oder Tertiärrisse als Folge einer Rissfortpflanzung aus der alten beschädigten Schicht in die darüber liegende neue Decke entstehen. Auch diese Risse entstehen durch die kombinierte Wirkung von Temperatur und Verkehrsbelastung und führen erneut zum Verlust der Abdichtung mit einer weiteren Reduktion der Scherfestigkeit und Tragfähigkeit infolge des von oben einsickernden Wassers.



Abbildung 2.3:
Oberflächennahe Rissmuster
bei Asphaltfahrbahnen

Lytton stellt drei Modi zusammen, die zu einer Rissfortpflanzung von bereits bestehenden Rissen in der alten Fahrbahn nach einer Sanierung führen können (Lytton 1989). Nähert sich eine Achse dem alten Riss, so kommt es zu einer maximalen Scherbeanspruchung in der Fahrbahndecke (Abbildung 2.4 a.). Wenn die Achse direkt über dem Riss steht, kommt es zu einer ausgeprägten Biegebeanspruchung in der neuen Fahrbahndecke. (Abbildung 2.4 b.). Bewegt sich die Achse schließlich auf die andere Seite des Risses, so kommt es zu einem erneuten Scherimpuls, allerdings mit entgegengesetztem Vorzeichen. Aufgrund der schnellen Überfahrgeschwindigkeiten entstehen diese Impulse in der Regel in sehr kurzen Zeitabständen von etwa 0,05 s. Daher sind die Steifigkeiten der alten und neuen Fahrbahn für diese Beanspruchung als hoch anzusehen.

Temperaturschwankungen in der Fahrbahndecke und Schwindprozesse in der Tragschicht führen zu einem Beanspruchungsmodus nach Abbildung 2.4 c. Thermische Beanspruchungen können auch zu einer Rissfortpflanzung von der Fahrbahnoberfläche in die Tiefe führen. Temperaturveränderungen in der Fahrbahn sind als sehr langsamer Prozess zu betrachten, der sich über einen Zeitraum von Stunden oder sogar Tagen erstreckt. Die Steifigkeit des Materials ist daher 1.000 bis 10.000 mal kleiner als bei Verkehrsbeanspruchungen anzusetzen (Lytton 1989).

Jeder Lastzyklus einer Verkehrsbeanspruchung und jede Temperaturschwankung in der Fahrbahndecke führen dabei zu einer Fortpflanzung von Reflektionsrissen.

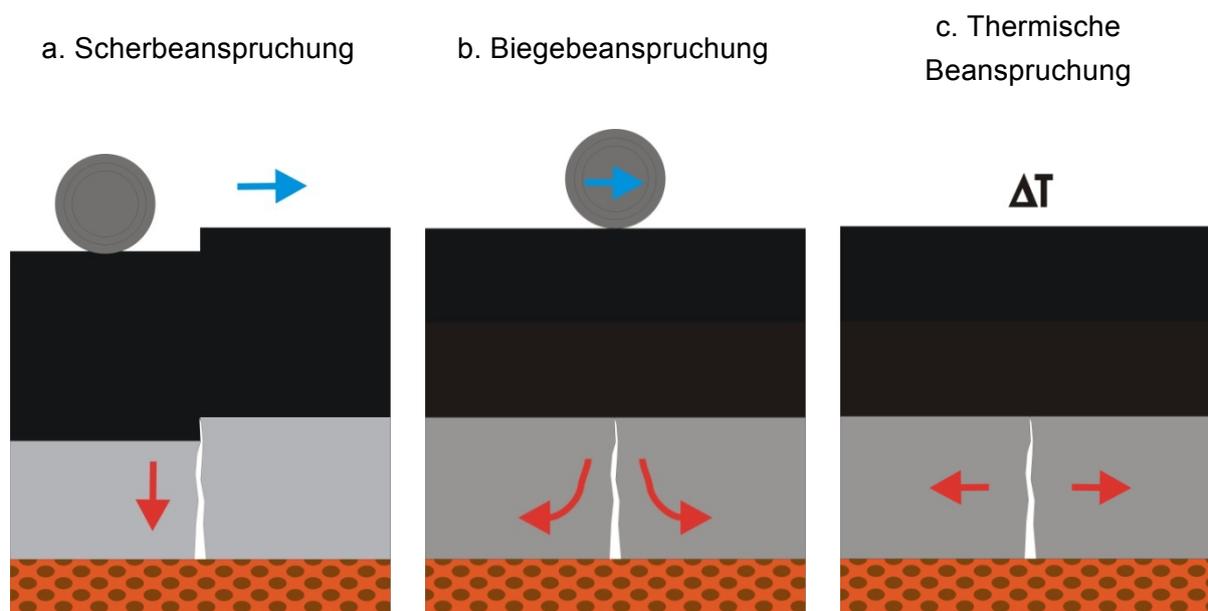


Abbildung 2.4: Beanspruchung der Asphaltfahrbahn

2.2.3 Erfassung von Fahrbahnschädigungen

Zur Abschätzung der Restsubstanz der vorhandenen Befestigung sowie zur Festlegung einer technisch und wirtschaftlich zweckmäßigen Erneuerungsbauweise sind nach RStO 01 folgende Kriterien heranzuziehen:

- Oberflächenzustand
- Tragfähigkeit
- Art und Zustand der vorhandenen Befestigung, einschließlich des Untergrundes/ Unterbaues, und ihre Eignung für die vorgesehene Funktion
- Zustand der Entwässerungseinrichtungen.

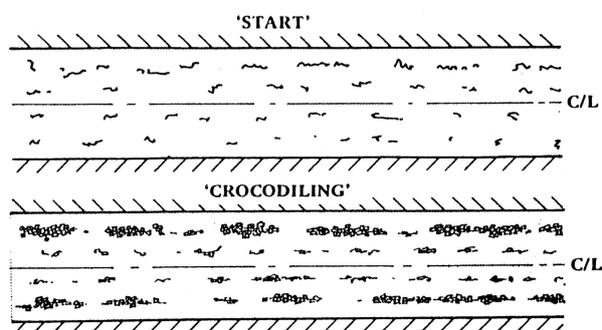
Dazu ist es nach FGSV- Arbeitspapier Nr. 69 (FGSV 2006), ratsam, sich nicht nur auf die visuelle Beurteilung des Schadensbildes (visuelle Zustandserfassung) allein zu beschränken, sondern z.B. durch Bohrkernentnahmen fundierte Aussagen über Schichtdicken, Mischgutzusammensetzung und Dicke des frostsicheren Oberbaus treffen zu können (messtechnische Zustandserfassung). Ziel der Zustandserfassung ist die Optimierung des Sanierungskonzeptes aufgrund detaillierter Kenntnisse der Schadensursachen. Dabei sollen Schadensbilder interpretiert, Ursachen erkannt und z.B. unterschiedliche Sanierungsbereiche festgelegt werden.

Molenaar (1993) unterscheidet wesentliche Rissarten nach ihrem an der Fahrbahnoberfläche sichtbaren Muster (Abbildung 2.5).

Dabei ist Längsrissbildung (L) im Bereich der Radspuren in der Regel auf Verkehrsbeanspruchungen zurückzuführen. Sie erzeugen hohe horizontale Scherkräfte sowie sehr hohe Zugspannungen und –dehnungen auf der Fahrbahnoberfläche senkrecht zur Fahrtrichtung. Sogenannte „Alligator- oder Crocodile“-Rissbilder (C) haben ihre Ursache häufig in einer Ermüdung des Straßenbelages und stehen im Zusammenhang mit Zugdehnungen an der Unterseite der Asphalttschichten (Molenaar 1993).

Querrisse und Blockrissstrukturen (Abbildung 2.5 b.) sind in der Regel auf umweltbedingte Einflussfaktoren zurückzuführen. Dabei handelt es sich beispielsweise um Schrumpfprozesse in zementstabilisierten Tragschichten und saisonal bedingte Schwankungen der Umgebungstemperatur. Weiterhin sind in kalten Regionen Rissbildungen auch bei bituminösen Tragschichten beobachtet worden (Molenaar 1993).

a. Verkehrsbeanspruchungen



b. Temperaturbeanspruchungen

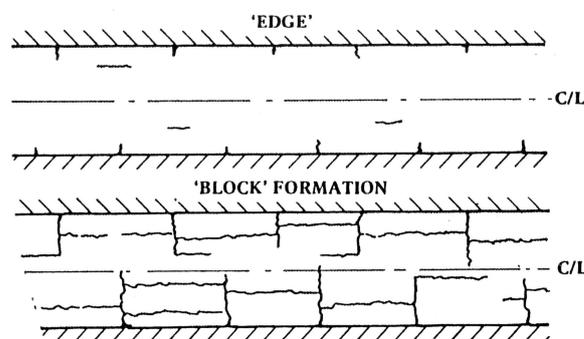


Abbildung 2.5: Typische Rissmuster aus Verkehrs- und Temperaturbeanspruchungen, aus Molenaar (1993)

Einzelrisse und Rissbilder können zusätzlich zu einer visuellen Erfassung auch messtechnisch dokumentiert werden. Dabei werden Länge, Breite und Tiefe der Risse aufgenommen und Rissuferbewegungen festgestellt. Vertikale Rissuferbewegungen können beispielsweise mit der Benkelman-Balken-Methode oder mit einem Falling Weight Deflectometer ermittelt werden. Beide Verfahren eignen sich auch für eine Abschätzung der Wirkung der Risse auf die Tragfähigkeit des Systems im Vergleich zu ungerissenen Abschnitten.

Voraussetzung für eine Messung mit dem Benkelman-Balken ist ein zwillingsbereifter LKW mit einer Last von 50 kN pro Rad. Diese Last erzeugt eine Verformungsmulde der Fahrbahnoberfläche. Ein Messfühler wird justiert und die Rückverformung bei schrittweiser Bewegung des LKW aufgezeichnet. Aus der maximalen Einsenkung und der Form der Verformungsmulde lässt sich die Steifigkeit der Fahrbahn ermitteln. Bei dem Messverfahren mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) wird durch eine Fallmasse über ein

Federsystem und eine Lastplatte ein kurzer Kraftimpuls auf die Fahrbahnoberfläche übertragen. Unterhalb der Lastplatte und an einigen Punkten neben der Lastplatte werden die Verformungsgeschwindigkeiten an der Fahrbahnoberfläche gemessen. Aus Größe und Form der Verformungsmulde lassen sich die Schichtdicken und deren Elastizitätsmodul berechnen (Velske 2002).

Durch Kernbohrungen lassen sich Informationen über Schichtdicken und –zusammensetzungen gewinnen.

Eine Vielzahl von Verfahren und Geräten steht zur Vermessung der Oberflächengeometrie zur Verfügung. Beispielsweise können somit Spurrinnen- oder Schubwellenbildungen dokumentiert werden. Die Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche kann durch fahrzeugbasierte Systeme überprüft werden (Velske 2002).

2.2.4 Rissarten und –entwicklung

Für weiterführende Überlegungen wird die Rissbildung bzw. Rissentwicklung mit drei verschiedenen Mechanismen beschrieben (Erkens, Groenendijk et al. 1997; Jas 1995):

Mode I: Öffnungsmodus/Biegemodus. Der Öffnungsmodus wird durch Zug- oder Biegezugspannungen erzeugt, die z.B. aus Ermüdungsrissen an der Unterseite des Fahrbahnbelages entstehen oder durch Rissbildung infolge thermisch bedingten Kontraktion des Systems. Es handelt sich um die am häufigsten auftretende Art der Rissbeanspruchung.

Mode II: Schermodus. Der Schermodus wird durch Scherspannungen erzeugt, die sich infolge Verkehrsbeanspruchung in einer neu überbauten Fahrbahn mit Rissen in der alten, darunterliegenden Fahrbahn ergeben. Diese Art der Rissbeanspruchung kommt nur bei Diskontinuität und Beweglichkeit der Straßendecke vor.

Mode III: Torsionsmodus. Der Torsionsmodus ergibt sich aus Torsionsspannungen, die z.B. auftreten können, wenn Lastkraftwagen sehr dicht parallel an Längsrissen entlang fahren.

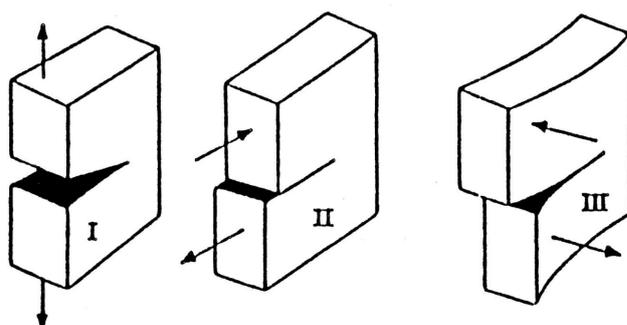


Abbildung 2.6:
Grundlegende Riss-Modi, aus
Molenaar (1993)

Theoretisch bildet sich an der Rissspitze eine Zone mit einer unendlich hohen Spannungskonzentration aus (Kerbspannungen). Bei runden Kerben liegen örtliche Spannungsspitzen mit 2,5 facher Spannung vor; spitze Kerben erhöhen den Effekt zusätzlich. In einem plastischen Material würde dieser Bereich als plastische Zone bezeichnet werden. In spröden Materialien wie Asphalt wird von einer sogenannten „Prozess-Zone“ gesprochen. Plastische Verformungen an der Rissspitze sind dabei vernachlässigbar, dafür kommt es zu einer Mikro-Rissbildung vor der Rissspitze (Abbildung 2.7). Während der Makroriss keine Zugfestigkeit besitzt, kann bei Mikrorissen noch von einer geringfügigen Zugfestigkeit ausgegangen werden. Für Berechnungsansätze werden Makro- und Mikrorissbereich häufig zu einer äquivalenten Risslänge zusammengefasst (Erkens, Groenendijk et al. 1997; Jaecklin 1992a).

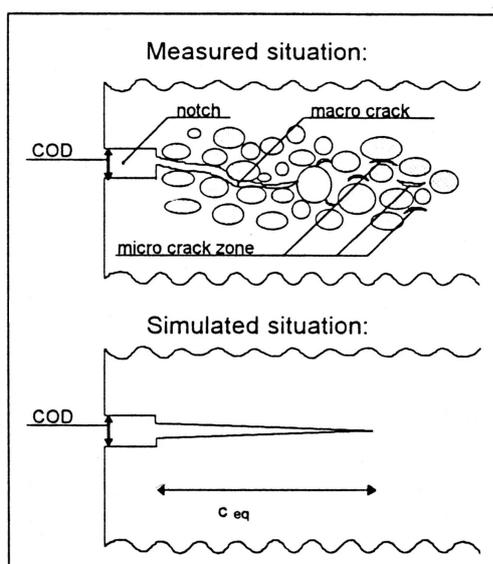


Abbildung 2.7:
Idealisierung der Rissbildung, aus (Erkens,
Groenendijk et al. 1997)

Die Rissbildung und –entwicklung gliedert sich in der Regel in drei Phasen (Rosier et al., 1996; Abbildung 2.8):

- Anfangsphase:** Zu Beginn der Zyklenaufbringung ist zunächst kein Anzeichen einer Rissbildung zu beobachten. Dieser Zustand kann bis zu 50 % der Gesamtzyklen ausmachen (Hirt und Bez 1998).
- Wachstumsphase:** Während der Wachstums oder Rissfortpflanzungsphase kommt es zu einer kontinuierlichen Zunahme der Risslänge mit jedem aufgebrauchten Zyklus. Nach Erkenntnissen verschiedener Autoren lässt sich diese Rissfortpflanzung mit guter Näherung durch eine potenzielle Funktion beschreiben (Lytton 1989; Molenaar 1993; Rosier, Petit et al. 1996).
- Versagensphase:** Nehmen die Inkremente der Risslängenvergrößerung mit jedem Zyklus deutlich zu, so ist die Versagensphase erreicht. Diese besteht in der Regel nur aus wenigen Zyklen, die zu einem schnellen Risswachstum bis zum Versagen der Struktur führen.

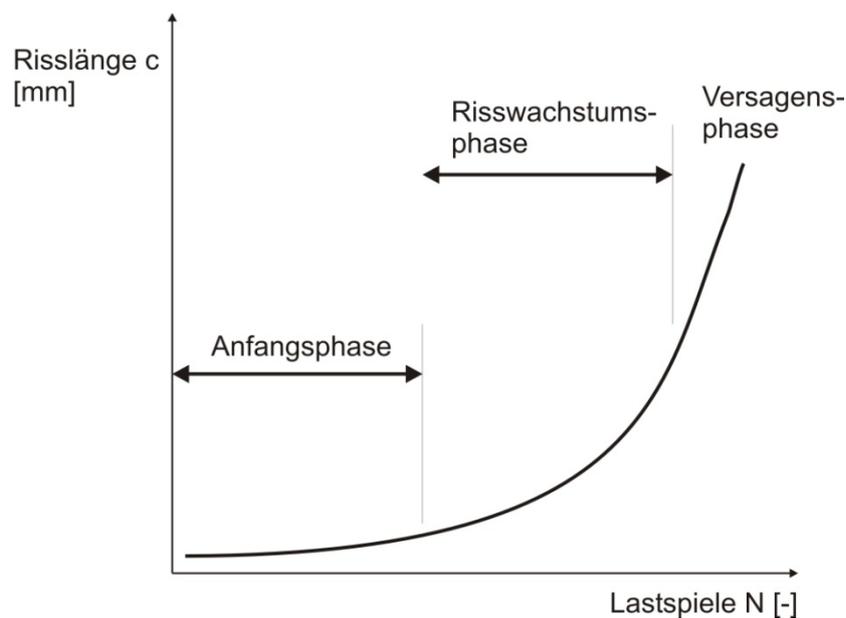


Abbildung 2.8: Phasen der Rissbildung bei Ermüdungsbeanspruchung, nach Rosier (1996).

2.2.5 Sanierungsmöglichkeiten

Für die Planung der Straßenerhaltung sind sogenannte „Pavement-Management-Systeme“ zielführend einzusetzen: Aus der Beschreibung des Straßenaufbaus, des Straßenzustandes und der Zustandsänderung werden die Art und die Zeitpunkte von Erhaltungsmaßnahmen so bestimmt, dass ein Minimum an Kosten aufgewendet werden muss. Die zu erhaltenden Eigenschaften der Straße sind die Tragfähigkeit von Ober- und Unterbau, die Dichtigkeit der Oberfläche, die Griffigkeit und Ebenheit der Deckschicht (Velske 2002).

Das Ziel kann auf verschiedenen Wegen erreicht werden: Durch zahlreiche kleine Maßnahmen mit kurzer Nutzungsdauer, die jedes Mal wenig Kapital erfordern, dafür jedoch oft den Verkehr behindern und nur geringen Zuwachs an Verkehrsqualität erzeugen. Oder durch selten vorgenommene große Baumaßnahmen, die am Anfang der Maßnahme große Finanzmittel erfordern, jedoch insgesamt verkehrsfreundlicher ausgeführt werden können.

In Abhängigkeit der Schädigungsbewertung kann eine Instandsetzung, Verstärkung oder eine Erneuerung der Fahrbahn durchgeführt werden. Die Schädigungsbewertung klassifiziert den vorhandenen Zustand in Abhängigkeit von visuellen Betrachtungen und ergänzender messtechnischer Dokumentation in örtliche Schäden, ausgedehnte Oberflächenschäden und ausgedehnte strukturelle Schäden (Rüegger und Hufenus 2003).

Als Instandsetzung wird dabei die Wiederherstellung von Dichtigkeit, Ebenheit und Griffigkeit der Fahrbahnoberfläche ohne Verbesserung des Gesamtaufbaus bezeichnet. Unter Erneuerung fallen Maßnahmen zur vollständigen Wiederherstellung des Gebrauchs- und Substanzwertes einer vorhandenen Verkehrsflächenbefestigung, gegebenenfalls bei gleichzeitiger Anpassung an geänderte Belastungsbedingungen, sofern bei der Erneuerung in Asphaltbauweise mehr als die Deckschicht betroffen ist.

Eine Erneuerung im Tiefenbau wird durch einen vollständigen Ersatz des vorhandenen Oberbaus klassifiziert, während bei der Erneuerung im Hocheinbau eine oder mehrere Schichten auf die vorhandene Verkehrsflächenbefestigung – gegebenenfalls nach Teilausbau ungeeigneter Schichten –, eingebaut werden, sofern die Erhöhung der Gesamtdicke des ursprünglichen Oberbaues mehr als 4 cm beträgt (RStO 2001).

Für die Erneuerung von Befestigungen in Asphaltbauweise im Hocheinbau wird in Abhängigkeit der Schädigungsbewertung eine Erneuerungsklasse ausgewählt (Tabelle 2.1). Für eine Erneuerung in Asphaltbauweise ist die Dicke der Erneuerungsschichten für die jeweiligen Erneuerungsklassen und Bauklassen der Abbildung 2.9 zu entnehmen. Zu ersetzende Schichten werden kalt gefräst und weitestgehend recycelt.

Tabelle 2.1: Erneuerungsklassen in Abhängigkeit der Zustandsmerkmale der vorhandenen Befestigung bei einer Erneuerung in Asphaltbauweise im Hocheinbau, aus RStO 01 (2001)

Erneuerungs- klasse	Zustandsmerkmale	
	Vorhandene	
	Asphaltbefestigung	Betonbefestigung
1	Netzrisse Risshäufung (auch Längsrisse neben den Rollspuren)	Häufung von Quer- und Längsrissen Plattenversatz
2	Längsunebenheit Spurrinnen infolge mangelnden Tragverhaltens	Eckabbrüche, Kantenschäden

(Dickenangaben in cm)

Erneuerungs- klasse	Bauklasse		SV	I	II	III	IV	V	VI
	Äquivalente 10-t-Achsübergänge in Mio.	B	> 32	> 10 - 32	> 3 - 10	> 0,8 - 3	> 0,3 - 0,8	> 0,1 - 0,3	≤ 0,1
1	Asphaltdeckschicht Asphaltbinderschicht Asphalttragschicht als Ausgleichsschicht vorhandene Befestigung	B							
2	Asphaltdeckschicht Asphaltbinderschicht Asphalttragschicht als Ausgleichsschicht vorhandene Befestigung	B							

⁸⁾ Tragdeckschicht, siehe auch Abschnitt 3.3.3

¹⁰⁾ Bei vorhandener Befestigung mit einer Betondecke ist eine Mindestdicke für die Asphaltüberbauung von 14 cm vorzusehen

¹²⁾ Gemäß ZTV BEB-StB

¹³⁾ Bei besonderer Beanspruchung kann eine Asphaltbinderschicht anstelle einer Asphalttragschicht vorgesehen werden

Abbildung 2.9: Erneuerung in Asphaltbauweise im Hocheinbau, aus RStO 01 (2001)

Die Lebensdauer der durchgeführten Sanierungsmaßnahmen ist im Wesentlichen von der Beanspruchungsintensität sowie der Qualität und Dicke der aufgetragenen Schichten abhängig.

Nunn und Potter ermitteln bei In-Situ-Untersuchungen, dass die Duktilität des Mischgutes sowie die Dicke der neu eingebauten Asphaltsschichten wesentliche Einflussfaktoren für die Dauerhaftigkeit der Sanierung sind (Nunn und Potter 1993).

Mehrere Autoren deuten darauf hin, dass die Einlage von Geokunststoffprodukten bzw. Asphalteinlagen zwischen einzelne Schichten des Oberbaues die Rissentwicklung signifikant verzögern und damit zu einer verlängerten Lebensdauer führen. (Caltabiano und Brunton 1991; Carmichael und Marienfeld 1999; Dondi, Bonini et al. 2000; Werner 1986).

2.3 Kunststoffeinlagen im Asphalt

2.3.1 Materialien im Verbund

Bei Asphalt handelt es sich um ein Gemisch aus Bitumen und Mineralstoffen (Zuschlag), dessen Zusammensetzung je nach Anwendung variieren kann. Um einen ausreichenden Verbund zwischen zwei Asphaltsschichten bzw. zwischen Asphalt und Asphalteinlage gewährleisten zu können, ist es notwendig, die Schichten mit Hilfe eines Bindemittels/Haftklebers zu behandeln.

Bei Asphalteinlagen handelt es sich um polymere, meist flächenhafte Strukturen, welche bei straßenbautechnischen Anwendungen eingesetzt werden. Asphalteinlagen, die zwischen die unterschiedlichen Asphaltsschichten eingelegt werden, werden in Form von Vliesen, Gitter oder Verbundprodukten hergestellt. Dabei kommen Polymere, aber auch Glas als Rohstoffe zum Einsatz.

Bei einem Vlies handelt es sich um ein wasser- und luftdurchlässiges textiles Flächengebilde, das aus einer Faserschicht von ausgerichteten oder wirr gelegten Fasern oder Filamenten durch Vernadeln und/oder thermische bzw. adhäsive Verfestigung hergestellt wird (Rüegger und Hufenus 2003).

Als Asphaltgitter wird ein regelmäßiges flaches Gitter mit fest verbundenen Längs- und Querelementen, dessen Öffnungen größer als die Fäden bzw. Streben sind, bezeichnet. Die Verbindung erfolgt beispielsweise durch Extrudieren, Verweben, Kettenwirken oder Verschweißen.

Bei einem Kombiprodukt handelt es sich um ein aus Komponenten aufgebautes Flächengebilde, das in geo- und bautechnischen Bereichen verwendet wird. Es ist industriell vorgefertigt und besteht aus mindestens einem Geokunststoff. Im Bereich des Straßenbaus werden aus verletechnischen Gründen Gitter häufig mit einem Vliesstoff kombiniert.

Die Rohstoffe für beständige Geokunststoffe und Asphalteinlagen sind synthetische polymere Materialien, die aus Erdölderivaten hergestellt werden. Diese setzen sich aus Makromolekülen zusammen, die ihrerseits aus einer Vielzahl kleiner, ähnlich strukturierter Einheiten, den Monomeren, aufgebaut sind. Durch Polymerisation oder Polykondensation werden die Grundbausteine zu Makromolekülen, den Polymeren zusammengesetzt. Typische Vertreter sind Polyethylen (PE), Polypropylen (PP), Polyester (PET) und Polyamid (PA).

Als weitere synthetische Rohstoffe werden Glasfasern und Kohlefasern verarbeitet, da sie allgemein hohe Zugfestigkeiten und Dehnsteifigkeiten aufweisen. Das Spannungs-Dehnungsverhalten ist bis zum Bruch linear. Glas- und Kohlefasern weisen jedoch eine extreme Sprödigkeit auf (Rüegger und Hufenus 2003); (EBGEO 2010).

Geokunststoffe werden im Erd-, Tief- und Verkehrswegebau zum Trennen, Filtern, Drainieren, Bewehren, Abdichten und für weitere Aufgaben (Erosionsschutz, Belagsverstärkung etc.) verwendet, wobei Asphalteinlagen im Wesentlichen eine bewehrende und/oder eine abdichtende Funktion erfüllen.

Geokunststoffe bewehren dabei, indem sie durch die Aufnahme von Zugspannungen den Boden derart verfestigen, dass er die Funktion eines bewehrenden Bauteils übernimmt. Geokunststoffe werden in ihrer abdichtenden Funktion verwendet, um das Durchströmen von Flüssigkeiten und/oder Gasen durch ein Bauwerk zu verringern/vermeiden (Rüegger und Hufenus 2003).

Weitere Informationen zu Geokunststoffen und ihren Anwendungsbereichen sind (Rüegger und Hufenus 2003), (Koerner 1999), (EBGEO 2010), (Jewell 1996), (Jones 1994) oder (Müller-Rochholz 2007) zu entnehmen.

2.3.2 Ziele der Verwendung von Asphalteinlagen in Asphaltoberbauten

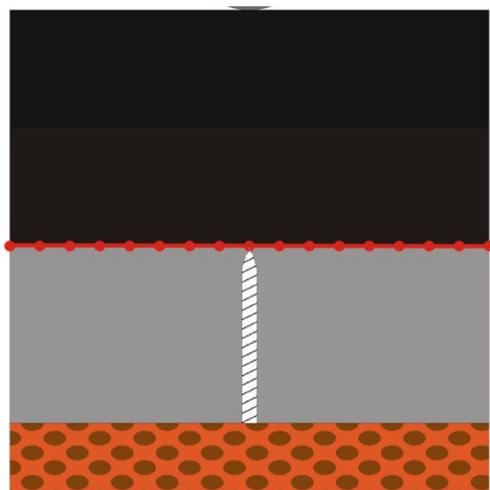
Bei der Einlage von Geokunststoffen im Bereich des Straßenbaus ist grundsätzlich zwischen einer Einlage der Produkte zwischen den einzelnen Asphalt-schichten und einer Einlage im Untergrund der Straßenkonstruktion zu unterscheiden (Abbildung 2.10). Untergrundeinlagen dienen häufig der Vergrößerung der Untergrundsteifigkeit und/oder der Vergleichmäßigung von Setzungstendenzen des Oberbaus (De Groot 1986). Sie unterscheiden sich bezüglich ihrer Wirkmechanismen (Tragfähigkeitsverbesserung des Untergrundes) grundlegend von Asphalteinlagen und werden im Folgenden nicht näher betrachtet.



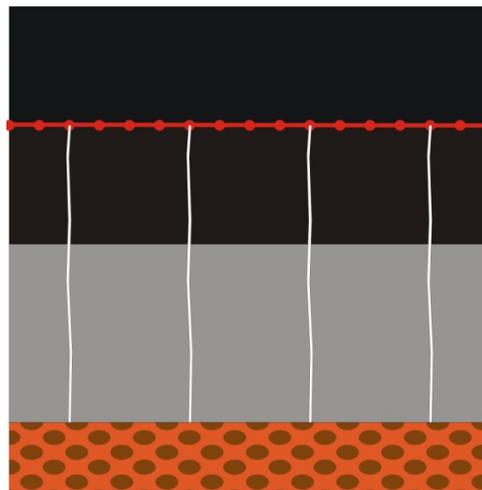
Abbildung 2.10:
Positionierung von
Geokunststoffeinlagen zwischen den
Asphalt-schichten und im Untergrund

Asphalteinlagen werden bei Erneuerungsmaßnahmen in der Regel zwischen alter Tragschicht und neuer Binderschicht (Abbildung 2.11 a.) oder zwischen alter Binderschicht und neuer Deckschicht (Abbildung 2.11 b.) positioniert. Vorhandene Risse in den alten Schichten erstrecken sich dabei direkt bis an die Asphalteinlage.

a. Einlage zwischen alter Tragschicht und neuer Binderschicht



b. Einlage zwischen alter Binderschicht und neuer Tragschicht

**Abbildung 2.11:** Positionierung von Geokunststoffeinlagen im Straßenoberbau

Wesentliche Ziele der Anwendung von Asphalteinlagen sind (FGSV, 7.6.0.2):

- Verlängerung der Nutzungsdauer einer Straße,
- Verlängerung der Instandsetzungsintervalle,
- Verringerung des Erhaltungsaufwandes.

Werner berichtet von einer empirisch ermittelten Erhöhung der Fahrbahnlebensdauer durch Asphalteinlagen um den Faktor 2 bis 3. Caltabiano et al. berichten von einer Lebensdauererlängerung um den Faktor 10 bei Versuchen mit gestreckten Gittern. Dondi et al. beschreiben von positiven Effekten durch Bewehrungseinlagen, insbesondere unter kritischen Beanspruchungen. (Caltabiano und Brunton 1991; Dondi, Bonini et al. 2000; Werner 1986).

Carmichael et al. haben über 200 Literaturstellen und Erfahrungsberichte von Bauprojekten mit Asphalteinlagen ausgewertet. Sie stellten dabei fest, dass in der Regel bei gleichbleibender Schichtdicke eine Leistungssteigerung des Straßenoberbaus durch Einlage von Asphalteinlagen zu verzeichnen war. Für vergleichbare Leistungsmerkmale musste die Schichtdicke ohne Asphalteinlagen im Durchschnitt 33 mm dicker ausgeführt werden, wobei sich die Kosten für eine Asphalteinlage in etwa im Rahmen der Kosten einer ca. 13 mm dicken Asphalttschicht bewegen (Carmichael und Marienfeld 1999).

In diesem Zusammenhang können Asphalteinlagen folgende Funktionen übernehmen:

- Abdichtende Funktion,
- Spannungsabbauende Funktion zwischen den Schichten,
- Bewehrende Funktion,
- Verzögerung von Reflexionsrissen.

Zur Abdichtung werden Vliesstoffe großflächig mit Bindemittel-Vorspritzung auf defekte Beläge aufgebracht bzw. durchtränkt und anschließend mit Asphalt überbaut. Das Vlies als Träger ermöglicht das Aufbringen einer größeren Menge Bindemittel ohne Gefahr des Durchschlagens und ergibt so eine Abdichtung zu den Unterschichten. Die Abdichtung verhindert das Eindringen von Wasser in die Unterschichten, was die Gefahr von Tragfähigkeitseinbußen vermindert und Frostschäden reduziert. Zudem erlaubt die relativ dicke Bindemittelschicht den Abbau von Spannungsspitzen durch Kriechen des viskoelastischen Materials, was die Bildung von Reflexionsrissen reduziert. Weitere Wirkmechanismen sind die gleichmäßigere Haftwirkung und die geringere Biegeermüdung (Rüegger und Hufenus 2003).

Die Einlage von Asphaltgittern in eine Asphalttschicht erhöht die Zugfestigkeit. Das Asphaltgitter übernimmt einen erheblichen Teil der horizontalen Zugspannungen in der Schicht und sorgt für eine gleichmäßige Verteilung dieser Spannungen über eine größere Fläche. Hierdurch werden Zugspannungsspitzen und das damit verbundene Risiko einer lokalen Überbeanspruchung wesentlich reduziert. Darum besitzt die bewehrte Asphalttschicht eine höhere dynamische Tragfähigkeit und einen erhöhten Ermüdungswiderstand (Rüegger und Hufenus 2003).

Die Wirkungsweise der beschriebenen Funktionen zur Erreichung der postulierten Zielformulierungen wird in Abschnitt 2.3.3 detailliert erläutert.

2.3.3 Wirkungsweise von Asphalteinlagen

Im Folgenden sollen die bisherigen Erkenntnisse über die Wirkungsweise von Asphalteinlagen zusammengefasst werden. Dabei werden drei grundsätzlich unterschiedliche Wirkmechanismen betrachtet, welche in der Praxis nicht in ihrer reinen Form auftreten, sondern sich meistens überlagern.

Abdichtende Wirkung

Abdichtende Wirkungen sind im Wesentlichen bei Vliesen und Kombinationsprodukten zu beobachten. Das bitumengetränkte Vlies wirkt dabei als Wassersperre und hindert Oberflächenwasser am Eindringen durch Risse in die Tragschicht. Die verhinderte Wasserinfiltration reduziert die Gefahr einer Scherfestigkeitsminderung in der

Fundationsschicht und verbessert dadurch den Widerstand des ganzen Schichtaufbaus mit Oberbau, Unterbau und Untergrund gegen Deformationen, Spurrinnenbildung, Verlust des Haftverbundes sowie Frosthebungen und Frostschäden (Rüegger und Hufenus 2003).

Spannungsabbauende Wirkung (SAMI = Stress Absorbing Membrane Interlayer)

Spannungsabbauende Wirkungen werden ebenfalls Vlieseinlagen zugeordnet. Das Vlies wirkt dabei wie eine Art Speicher für das Bindemittel, so dass eine größere Menge Bindemittel ohne schädliche Nebenwirkungen gleichmäßiger eingebracht werden kann. Diese vergrößerte Vorspritzmenge ergibt eine dickere Bindemittelmembran, die als rissüberbrückende Zwischenschicht (Interlayer) wirkt und den Abbau von Spannungsspitzen in der Nähe von Rissen erlaubt und damit das Durchschlagen von Rissen verzögert bzw. verhindert (Rüegger und Hufenus 2003).

Bitumen zeigen im Gebrauchstemperaturbereich ein visko-elastisches Verhalten. Dies bedeutet, dass bei einer Belastung eines Bindemittelfilms drei verschiedene Verformungsreaktionen erfolgen:

Die *elastische Deformation* erfolgt unmittelbar mit der Belastung und wird nach Wegfall der Belastung sofort und vollständig wieder zurückgestellt (reversibel).

Die *verzögert-elastische Deformation* erfolgt mit einer zeitlichen Verzögerung und nähert sich einem belastungsgrößenabhängigen Grenzwert. Die Deformation wird nach Wegfall der Belastung nach einer gewissen Zeit und vollständig wieder zurückgestellt (reversibel).

Die *viskose Deformation* erfolgt mit einer gleich bleibenden Geschwindigkeit so lange die Last wirkt (Fließen). Die Deformation wird nach Wegfall der Belastung nicht wieder zurückgestellt (irreversibel).

Für die spannungsabbauende Wirkung sind die verzögert-elastischen und viskosen Eigenschaften des Bitumens verantwortlich.

Die Belastung des Bindemittelfilms kann durch Verkehrslasten, also eingeleitete Druck-, Zug- und Schubspannungen und durch Verformungen der Unterlage, z.B. bei Durchbiegungen, und temperaturbedingte Dehnungen hervorgerufen werden. Die Belastung erzeugt im Bindemittelfilm Spannungen, die infolge der viskosen Komponente im „Inneren“ des Bindemittelfilms zu Fließvorgängen führen.

Zugspannungen aus Rissuferbewegungen der Unterlage werden innerhalb der Bitumenschicht durch viskoses Fließen abgebaut. Die Rissuferbewegung wird gar nicht oder in abgeschwächter Form an die darüber liegende (Asphalt-)Schicht weitergegeben, so dass an deren Unterseite keine die Zugfestigkeit überschreitenden Spannungen auftreten. In der Bruchmechanik wird dies als Abminderung von Kerbspannungen bezeichnet (FGSV 2006).

Koerner weist darauf hin, dass die Auftragung der optimalen Bindemittelmenge für die Wirkung dieser Bauweise von herausragender Bedeutung ist, da zu geringe Bindemittelzugaben die Fließvorgänge im Bindemittelfilm verhindert, während zu große

Bindemittelmengen zu einer „Schmierschicht“ und damit verringertem Verbund führen können (Koerner 1999).

Müller-Rochholz berichtet, dass diese Bauweise beim Überbauen von Betonfahrbahnen in Regionen mit Frostphasen weniger erfolgreich angewendet worden ist als in wärmeren Regionen (Müller-Rochholz 2007).

Bewehrende Wirkung

Eine bewehrende Funktion wird in der Regel durch die Einlage von Gitterprodukten in den Asphalt erreicht. Ein mehrschichtiges Asphaltssystem kann dabei bewehrt werden, wenn es gelingt, eine Einlage so im Asphalt zu verankern, dass sie in der Lage ist, Zugkräfte aufzunehmen.

Für die Aufnahme von Zugspannungen der Einlage müssen folgende Voraussetzungen gegeben sein:

- Die Einlage muss im Bereich der Zugspannungen angeordnet werden,
- ein guter Verbund muss gegeben sein, so dass die Kräfte von einem Baustoff auf den anderen übertragen werden können.

Die Kraftübertragung vom Asphalt auf die Bewehrung wird durch verschiedene Mechanismen erreicht:

Adhäsion: Sie wird durch die Oberflächenstruktur der Einlage und die Anwendung von speziellen Bitumenbeschichtungen erreicht.

Verankerung: Sie erfolgt durch die Anordnung von Querstäben. Dabei bestimmt die Art der Verbindung zwischen Längs- und Querbewehrung sowie die Knotenpunktgestaltung die übertragbaren Kräfte.

Die Krafteinleitung vom Asphalt in die Bewehrung kann dabei entweder über Längsbewehrung (adhäsiv oder über zusätzliche Bitumenklebeschichten) und/oder über die Querbewehrung durch „Verspannung“ der Mineralstoffe im Gitter erfolgen (Aggregate Interlock) (FGSV 2006).

Koerner (1999) berichtet, dass eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls der verwendeten Geokunststoffeinlagen zu einer verbesserten Ermüdungsfestigkeit des Systems führt.

Jas erläutert, dass Bewehrungsprodukte erst dann ihre volle Wirksamkeit im Asphalt beweisen können, wenn innerhalb der Gitteröffnungen Mikrorisse entstanden sind und die vorhandene Zugfestigkeit des Asphaltes unterbrochen ist. Durch die Verzahnung des Korngerüstes mit den Gitteröffnungen wird eine direkte Kraftübertragung zwischen Asphaltgittereinlage und der neuen Asphaltsschicht geschaffen. Das Asphaltgitter übernimmt die Zugspannungen des Asphaltes und verhindert die Weiterbildung der Risse infolge horizontaler Zugbeanspruchung. Es wird somit gewährleistet, dass die Mikrorisse sich nicht zu größeren Rissen entwickeln können. (Jas 1995)

Kombinierte Wirkung

Bei Anwendung von Verbund- bzw. Kombinationsprodukten, z.B. mit hochzugfesten Fasern oder Gittern verbundene Vliesstoffe oder in Bitumenschichten eingebettete Gitter, überlagern sich abdichtende, spannungsabbauende und bewehrende Wirkungen.

Je nach Lage der Bewehrung, Zustand der alten Fahrbahnbefestigung, Dicke des neuen Asphalt und Zusammenwirken der Stoffe im Verbund ergeben sich unterschiedliche Wirkungskombinationen.

Allgemeine Aussagen

Zur Untersuchung der spannungsabbauenden und der bewehrenden Wirkung ist in der Literatur eine Vielzahl von Versuchen beschrieben worden. Eine Übersicht über Art und Ergebnisse dieser Versuche, die Rückschlüsse auf die Wirkungsweise von Asphalt einlagen aus Geokunststoffen geben, wird in Abschnitt 2.4 gegeben.

Die Schubfestigkeit in der Grenzfläche zwischen alter und neuer Fahrbahndecke muss groß genug sein, um ein Abgleiten der neuen Fahrbahndecke in den kritischen Bereichen mit hoher Scherbeanspruchung zu verhindern, die durch Brems- und Wendebeanspruchung bei hohen Temperaturen auftreten können (Werner 1986).

2.3.4 Bemessungsansätze für Straßenoberbauten mit Asphalt einlagen

Die Bemessung und Dimensionierung von Straßenoberbauten erfolgt zurzeit in Deutschland in Anlehnung an die Regelbauweisen der RStO 01 im Wesentlichen in Abhängigkeit klimatischer Bedingungen und der Beanspruchungsintensität. Erneuerungsbauweisen sind ebenfalls in den RStO 01 definiert.

Die Verwendung von Asphalt einlagen im Bereich des Straßenoberbaus ist bisher nicht geregelt.

In den USA liegen umfassende Richtlinien vor, nach denen eine Oberbaubemessung mit Rechnerunterstützung erfolgen kann. (Asphalt Institute 2001)

Das System SW-1 auf Basis der Richtlinien MS-1 und MS-17 ermittelt in Abhängigkeit des Klimas, der Verkehrsbelastung, des Untergrund und eines vorgegebenen Oberbauschemas die erforderlichen Schichtdicken. (Asphalt Institute 2005)

Der Design Guide Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures des National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (Loizos, Partl et al. 2009) basiert auf sehr umfangreichen Forschungen im Bereich der Oberbaubemessung und erlaubt eine Bemessung des Straßenoberbaus auf Basis empirischer Erkenntnisse. Dabei können sehr detaillierte Belastungs-, Klima-, Oberbau- und Materialdaten vorgegeben werden. Als Ergebnis erhält der Anwender nicht nur Vorschläge für einen optimalen Oberbau, sondern weiterhin Daten für Spurrillenbildung und Risswachstum infolge

thermischer Beanspruchung und Ermüdungsbeanspruchung in Abhängigkeit der prognostizierten Betriebsdauer.

Asphalteinlagen sind bisher in keinem der beschriebenen Systeme implementiert worden.

Koerner unterbreitet einige Vorschläge, wie die Wirkung von Kunststoffeinlagen im Asphalt in die Bemessung integriert werden könnte. Alle Verfahren bedürfen dabei jedoch einer vorgeschalteten Versuchstechnik, um Ausgangsdaten für ihre Anwendung zu erhalten (Koerner 1999).

Anpassung der Bemessungsverkehrsbeanspruchung

Die Bemessungsmethode MS-1 (vgl. (Asphalt Institute 2001; Thickness Design)) lässt eine Abschätzung der Oberbaudicke in Abhängigkeit der Untergrundsteifigkeit und einer Verkehrsbelastungszahl zu, die sich im Wesentlichen aus der Schwerverkehrsbelastung während des Bemessungszeitraumes ergibt. Koerner (1999) schlägt eine Anpassung der Verkehrsbelastungszahl durch einen Effektivitätsfaktor vor, der sich aus einem Vergleich der Lebensdauer eines Systems mit Asphalteinlage mit einem System ohne Asphalteinlage ergibt. Diese Daten können z.B. Biegezug- oder In-Situ Versuchen entnommen werden. Eine Verwendung der modifizierten Verkehrsbelastungszahl führt dabei zu reduzierten Oberbaustärken.

Anpassung in Abhängigkeit der Oberflächeneinsenkung

Vorliegende Bemessungsnomogramme ermöglichen nach MS-1 die Bestimmung der Oberbaustärke in Abhängigkeit von In-Situ gemessenen Einsenkungswerten der Fahrbahnoberfläche. Diese Analysen können beispielsweise mit dem Falling Weight Deflectometer oder dem Benkelman-Balken durchgeführt werden (vgl. Abschnitt 0). Literaturerkenntnisse bestätigen eine Verringerung der gemessenen Einsenkungen durch die Einlage von Geokunststoffen in den Asphalt (Koerner 1999). Geringere Einsenkungen führen dabei in Abhängigkeit der Verkehrsbelastungszahl zu geringeren Oberbaustärken.

Berechnung der Rissentwicklung

Auf empirischer Basis ist eine Abschätzung der Rissentwicklung im Material während der Risswachstumsphase (vgl. Abschnitt 2.2.4) möglich. In Abhängigkeit der Überfahrten (= Belastungszyklen) ist somit eine Abschätzung der Oberbaustärke möglich, die für eine vorgegebene Betriebsdauer erforderlich ist.

Nach Jaecklin ist die Datenbasis für Bemessungsverfahren, die zu dünneren Schichtstärken infolge der Einlage von Asphalteinlagen führen, bisher zu gering. Es ist zu beachten, dass bestimmte Mindestdicken für die Wirksamkeit dieser Einlagen erforderlich sind (vgl. Abschnitt 2.3.5) (Jaecklin 1992b).

2.3.5 Einbauhinweise

Bei der Verwendung von Systemen mit Vliesstoffen, Asphaltgittern und Verbundstoffen besteht das Ziel darin, ein einheitlich wirkendes konstruktives Bauteil zu schaffen, in dem die positiven Eigenschaften der einzelnen Komponenten genutzt werden, die in der Summe einen Vorteil für den Gebrauch und die Lebensdauer der Gesamtkonstruktion ergeben.

Ein Erfolg der beabsichtigten Maßnahmen hängt von der Qualität der Verlegung der Materialien ab. Das Verlegen von bewehrenden und/oder abdichtenden Einlagen im Asphaltstraßenbau erfordert eine besonders große Sorgfalt und Erfahrung. Die Systemkomponenten verbleibende alte Fahrbahn, Bindemittel, Asphalteinlage und Überbauung müssen aufeinander abgestimmt sein. Der Einbau sollte daher nur von Fachfirmen durchgeführt werden, die mit dem System nachweislich vertraut sind.

Mechanisch verfestigte Vliesstoffe werden über die mit Bitumen (meist in Emulsionsform) angespritzte Oberfläche unter Spannung ausgerollt und angedrückt. Verschiedene Hersteller liefern hierfür geeignete Verlegemaschinen. Falten, die nicht „ausgebürstet“ werden können, müssen aufgeschnitten und die Ränder sorgfältig angeklebt werden. Die Bindemittelmenge muss so gewählt werden, dass nach Abtränken der Unterlage genügend Bitumen vorhanden ist, um beim Überbauen mit den folgenden Heißbitumenschichten den Vliesstoff voll zu tränken und den Asphalt noch anzukleben. Andererseits muss ein Überschuss vermieden werden, der zum Ankleben an den darüber rollenden Rädern der Lieferfahrzeuge führt. Ein zu großer Bindemittelüberschuss kann auch als Gleitschicht wirken. Ein dann zu erwartendes „Schieben“ der Asphaltsschichten begünstigt das Entstehen von Spurrinnen und von Wellenbildungen. Es wird empfohlen, ein polymermodifiziertes Bitumen zu verwenden, das ein gutes Verhalten sowohl bei Wärme als auch bei Kälte hat (Müller-Rochholz 2007).

Asphaltgitter sollten glatt ausgelegt und, falls notwendig, in kurzen Abständen auf der Unterlage angenagelt werden, bevor ein flächiges Aufkleben durch Anspritzung erfolgt. Aufgrund dieses arbeitsaufwändigen Verfahrens werden Gitterprodukte in der Regel in Kombination mit einem Vliesmaterial oder anderer Verlegehilfe geliefert, welche durch Anspritzen von Bitumen auf die untere Asphaltsschicht fixiert wird.

Um die Wirksamkeit der Asphalteinlagen zu gewährleisten werden minimale Überbauungsdicken von 60 mm (Jas 1995) bis zu 80 mm (Dondi, Bonini et al. 2000) vorgeschlagen. Carmichael et al. extrahieren in ihrer umfangreichen Zusammenstellung von Erfahrungsberichten von Bauprojekten mit Asphalteinlagen, dass in der Regel eine Mindestdicke des Overlays von ca. 40 mm eingehalten werden muss. Geringere Dicken stellten sich als Hauptursache für nicht wirksame Asphalteinlagen heraus. (Carmichael und Marienfeld 1999)

Die Wiederverwendung des Asphalttes darf durch die Einlagen nicht verhindert werden. Vliesstoffe können ebenso wie Kunststoffgitter gefräst werden. Beim Abfräsen von Schichten mit gewebten Gittern aus hochzugfesten Polyesterfasern kann es Probleme geben, wenn

diese so ungünstig von der Fräswalze gegriffen werden, dass sie sich um diese herumwickeln. Dies kann vermieden werden, wenn die Frästiefe auf mehrere Zentimeter unterhalb der Geokunststofflage eingestellt wird.

Die gefrästen Kunststoffpartikel können dem neuen Mischgut im Heißmischverfahren beigemischt werden (Müller-Rochholz 2007).

Alternativ wird eine Fräsung bis knapp oberhalb der Geokunststofflage empfohlen, so dass die Vorteile der Asphalteinlage auch nach Einbringung der neuen Asphaltsschicht erhalten bleiben (Holtz, Christopher et al. 1998).

2.3.6 Fazit

Koerner fasst zusammen, dass nach der Auswertung einer Vielzahl von Projekten in Amerika bei Kunststoffeinlagen in Asphalt nicht von einer „rissfreien Bauweise“ gesprochen werden kann. Vielmehr handelt es sich um eine komplexe Bauweise, deren Erfolg von Art und Grad der Schädigung, vom Risstyp, von der Art des Oberbaus, von den klimatischen Randbedingungen, von der verwendeten Asphalteinlage und deren Verlegung sowie von den Asphaltkennwerten abhängig ist (Koerner 1999).

Die Auswertung der bisher dargestellten Erkenntnisse führt daher zu folgendem Kurzfazit:

Die Bauweise „Kunststoffeinlagen in Asphaltsschichten“ hat nach bisherigen Erkenntnissen in der Regel eine Verlängerung der Nutzungsdauer von Straßenoberbauten zur Folge.

Die Wirkmechanismen dieses Verbundsystems sind komplex und bisher nur ungenügend wissenschaftlich analysiert und erklärt worden.

Vorhandene versuchstechnische Erkenntnisse müssen zusammengetragen und wissenschaftlich aufgearbeitet werden.

Systematische versuchstechnische Untersuchungen der Wirkungsweise der Systeme „Vliesstoff im Asphalt“ und „Asphaltgitter im Asphalt“ sind erforderlich.

Bemessungsgrundlagen für bituminöse Straßenoberbauten mit Asphalteinlagen müssen entwickelt werden.

2.4 Auswertung veröffentlichter Versuchsergebnisse

2.4.1 Einführung

Zur Simulation der Beanspruchung eines Fahrbahnoberbaus unter thermischen- und Verkehrsbelastungen und zur Ermittlung der Wirksamkeit von Asphalteinlagen unter Laborbedingungen ist eine Vereinfachung des Systems notwendig. Dabei haben sich zur Simulation von Verkehrsbelastungen Biegezugversuche bewährt, bei denen an einem kleinen Oberbauausschnitt der Ermüdungswiderstand des Systems in Form von Achsübergängen im Zeitraffer nachgebildet wird (Abschnitt 2.4.3). Thermische Belastungen werden in Zugversuchen unterschiedlichster Ausprägung untersucht (Abschnitt 2.4.4). Zu einem expliziten Verständnis der Wirkungsweise von Asphalteinlagen werden Interaktionsversuche vorgestellt (Abschnitt 2.4.5), die Aussagen über eine Veränderung des Schichtenverbundes ermöglichen. Zu einer Verallgemeinerung der Versuchsergebnisse und der variierten Parameter sollen die Erkenntnisse bisheriger Finite-Elemente-Modelle zusammengefasst werden (Abschnitt 2.4.7)

2.4.2 In-Situ Beobachtungen

Es liegen in der Literatur eine Vielzahl von Informationen über Projekte vor, bei denen im Rahmen einer Baumaßnahme Asphaltabschnitte ohne und mit Asphalteinlage hergestellt worden sind. In der Regel sind diese Projekte jedoch nicht über einen längeren Zeitraum wissenschaftlich begleitet worden, so dass die Erkenntnisse lediglich indikativen Charakter besitzen. Im Folgenden werden einige Literaturstellen vorgestellt, die detaillierte Aussagen über die Wirkung von Asphalteinlagen bei In-Situ-Untersuchungen machen. Dabei wird im Wesentlichen auf eine optische Zustandsanalyse der Oberfläche und Untersuchungen zur Steifigkeit des Oberbaus, z.B. mit der Methode des Falling Weight Deflectometers (FWD), zurückgegriffen.

Nunn und Potter untersuchten die Wirkung der SAMI-Bauweise, Bewehrungsprodukte, Deckschichtdicken und polymermodifizierte Bitumenprodukte bei verschiedenen Autobahn- und Landstraßenabschnitten in Großbritannien. Dabei kommen visuelle Dokumentationsmethoden und FWD-Messungen zum Einsatz, wobei der Untersuchungszeitraum maximal 3 Jahre beträgt. Die Untersuchungen zeigen, dass die Rissentwicklung von der Oberfläche ausgeht und sich durch die Asphaltfläche fortsetzt. Bei einer Überbauung mit 80 mm Asphalt zeigten sich nach drei Jahren keine Risserscheinungen im gitterbewehrten Abschnitt, während in der unbewehrten Referenzsektion bereits eine Rissbildung zu verzeichnen ist. Insgesamt führen polymermodifizierte Bitumenprodukte und größere Überbaustärken zu einer deutlichen verringerten Rissbildung. Dabei zeigt sich, dass die Rissbildung besonders in den kalten Wintermonaten ausgeprägt ist, da der Oberbau dann spröde ist und damit anfälliger gegenüber den Beanspruchungen reagiert (Nunn und Potter 1993).

Laurent und Serfass beschreiben die Wirkung von vier risshemmenden Einlagen, darunter Vlieseinlagen und polymermodifiziertes Bitumen an einem Autobahnteilstück in Frankreich über einen Zeitraum von vier Jahren. Die Vlieseinlagen zeigen gegenüber dem Referenzabschnitt eine Verringerung und Vergleichmäßigung der Reflexionsrissbildung. Es wird vermutet, dass die Wasserdurchlässigkeit der oberen Schichten deutlich verringert und daher der Wartungsaufwand bei dieser Bauweise reduziert werden kann. Es wird jedoch vermutet, dass Faltenbildung bei den Vlieseinlagen zur Auslösung von Rissen führen kann. Die Autoren empfehlen eine hohe Anspritzmenge für die Einlage, um einen spannungsabbauenden Effekt und einen adäquaten Haftverbund mit den umliegenden Asphaltsschichten zu erreichen (Laurent und Serfass 1993).

Herbst et al. berichten von einer Teststrecke in Österreich, bei der über einen Zeitraum von 3 Jahren konventionelle Oberbautechnik (120 mm) mit gitterbewehrten (Polyfelt PGM 14, Tensar AR-G und Stahlgitter „Mesh-Track“) Dünnschichtaufbauten und SAMI-Bauweisen (60 mm) verglichen worden sind. Die Untersuchungsabschnitte sind jeweils 300 bis 400 m lang und werden mit optischen Rissüberwachungen, Falling Weight Deflectometer Untersuchungen und weiteren Methoden beprobt. Im Bereich der Kunststoffasphaltgitter zeigten sich nach zwei Jahren keine Anzeichen von Reflektionsrissbildung, während das verlegte Stahlgitter zu deutlicher Rissbildung in der Fahrbahn führte. Anfänglich zeigte der 120 mm starke Oberbau die besten Ergebnisse, wobei sich die Werte jedoch nach ca. 2,5 Jahren denen mit einer Vlieseinlage und einer Schichtdicke von 60 mm angleichen. Die Autoren geben jedoch zu bedenken, dass dickere Schichten aus Erfahrung mit zeitlicher Versetzung zur Rissbildung neigen.

Eine ökonomische Analyse der Autoren zeigt, dass ein 60 mm starker Aufbau mit einer Vlieseinlage die kostengünstigste Variante darstellt. Danach folgen der 120 mm starke Aufbau und der 60 mm starke Aufbau mit einer Asphaltgittereinlage (Herbst, Kirchknopf et al. 1993).

O'Farrell (1996) untersuchte 8 verschiedene Bauweisen an einer Autobahn in Großbritannien, wobei vier Bauweisen mit Asphaltgittern oder Vliesen im Schichtenverbund ausgeführt worden sind. Nach seiner Analyse haben Asphalteinlagen zwischen der Deck- und der Binderschicht eine geringere risshemmende Wirkung als entsprechende Einlagen zwischen der Binder- und der Tragschicht. Weiterhin wird der Widerstand gegen eine erneute Rissbildung durch die flächige Verlegung der Asphalteinlagen gegenüber einer lokalen Verlegung erhöht. O'Farrell gibt zu bedenken, dass bisher keine aussagekräftige Methode verfügbar ist, die den Widerstand gegen Reflexionsrisse dokumentieren und analysieren kann, so dass ein Vergleich unterschiedlicher Bauweisen problematisch bleibt.

Vanelstraete und Francken (1996) beschreiben verschiedene Straßenbauprojekte in Belgien, bei denen Stahlnetze, Asphaltgitter und Vliese zum Einsatz gekommen sind. Bei einem Projekt mit Vlieseinlagen zeigte sich 2 Jahre nach dem Einbau ein Mikrorissmuster, welches jedoch die Funktionsfähigkeit der Fahrbahn in keiner Weise beeinträchtigt. Aus den Analysen stellen die Autoren einige Hinweise zur Verlegung der Einlagen zusammen, die eine Rissbildung minimieren: Hohlräume unter der Einlage sollten ebenso wie Falten in der

Einlage vermieden werden und es sollte mit mindestens 30 mm bei Vlieseinlagen und 40 mm bei Asphaltgittern überbaut werden (Vanelstraete und Francken 1996).

Vanelstraete und Decone werten 12 verschiedene Straßenbauprojekte mit Asphalteinlagen in Belgien aus, wobei es sich bei 9 Projekten um Überbauten von Betonplatten, bei 2 Projekten um Überbauten von durchgehenden Betonstreifen und bei 2 Projekten um die Überbauung vorhandener Asphaltfahrbahnen handelt. Dabei zeigten die Überbauten der Asphaltfahrbahnen und der durchgehenden Betonschichten mit Asphalteinlagen keine oder nur sehr geringe Reflexionsrissbildung, während die Betonplatten zu deutlicher Reflexionsrissbildung an der Fahrbahnoberfläche führten. Dieses Phänomen konnte vor allem an den Plattenrändern aufgrund hoher Vertikalbewegungen der Betonplatten festgestellt werden (Vanelstraete und Decoene 1996).

Aus den Erkenntnissen folgern die Autoren, dass die Dicke des Overlays einer der wichtigsten Faktoren für die Reflexionsrissentwicklung darstellt, wobei ein 15 mm dicker Aufbau zu deutlicher Rissbildung führte, während ein 120 mm starker Aufbau keine Rissanzeichen zeigte. Eine Geokunststoffeinlage reduzierte bei der 15 mm starken Schicht die Rissbildung von 100 auf 73 %, wobei die Risse geringere Längen und Rissbreiten aufwiesen.

Im Vergleich zu reinen In-Situ Versuchsstrecken kann eine Verkürzung des Beobachtungszeitraums erreicht werden, wenn ausschließlich oder zusätzlich zur Verkehrsbelastung ein Gerät zur Verkehrslastsimulation (Accelerated Pavement Testing) verwendet wird. Nunez et al. beschreiben die Untersuchung eines ca. 20 m langen und 3,5 m breiten Testfeldes mit Hilfe des UFRGS-DAER Traffic Simulator. Untersucht wurden zwei Abschnitte mit je einer Vlieseinlage über einem mit Rissen präparierten Unterbau, sowie ein Kontrollabschnitt ohne Asphalteinlage. Die Teststrecke wurde von Mai 2000 bis März 2001 mit 345.540 und von Juli 2005 bis Dezember 2006 mit 636.660 Überfahrten mit einer Achslast von 100 kN belastet. Während der gesamten Zeit war das Testfeld den natürlichen Witterungseinflüssen ausgesetzt. Nach der ersten Belastungsphase waren keine Risse festzustellen. Während der zweiten Belastungsphase wurden im Kontrollbereich bereits nach ca. 435.000 Überfahrten Risse beobachtet, die ersten Risse in den Bereichen der Vlieseinlagen zeigten sich nach 980.000 Überfahrten. Insgesamt betrug die Gesamtrisslänge nach dem Versuch im Kontrollbereich ca. 410 cm und in den Bereichen mit Asphalteinlage ca. 88 cm (21%) bzw. ca. 162 cm. (40%). Damit zeigen die Testfelder mit Asphalteinlage eine mit 21% bzw. 40% deutlich reduzierte Reflexionsrissbildung. Die Autoren schließen daraus, dass die Verwendung von Vliesen als Asphalteinlage einen deutlich positiven Effekt auf die Reflexionsrissbildung hat. (Nunez, Nakahara et al. 2008)

In-Situ-Probestrecken lassen sich mit geringem Kostenaufwand erstellen. Sie werden einer realitätsnahen Beanspruchung ausgesetzt, so dass ein direkter Vergleich der Beanspruchungsauswirkungen zwischen Abschnitten mit und ohne Einlage ermöglicht wird. Für konkrete Aussagen zur Schädigungsentwicklung ist allerdings immer ein sehr langer Monitoring-Zeitraum erforderlich, da nur eine Untersuchung in Echtzeit möglich ist. Die

Verwendung von Verkehrslastsimulatoren kann hier in Maßen für eine Beschleunigung sorgen.

Dies mögen Gründe dafür sein, dass die Aussagen zur Wirkungsweise und zu rissmindernden Eigenschaften der Asphalteinlagen in der Literatur bisher uneinheitlich sind. Des Weiteren können Erkenntnisse zur Rissentwicklung und –fortpflanzung aus In-Situ-Untersuchungen nicht abgeleitet werden.

Modellversuche unter Laborbedingungen sind daher ein unerlässliches Hilfsmittel, da der Untersuchungszeitraum durch Zeitrafferverfahren erheblich minimiert werden kann, Parameter unter definierten Randbedingungen untersucht werden können und Erkenntnisse zur Rissentwicklung und –fortpflanzung gewonnen werden können.

2.4.3 Biegezugversuche

2.4.3.1 Versuchsdurchführung

Statische Untersuchungen

Eine Vielzahl von Autorengruppen beschreibt die Durchführung und Ergebnisse weggesteuerter Biegezugversuche an Asphaltprobekörpern und Asphaltprobekörpern mit Asphalteinlagen. Exemplarisch werden im Folgenden die Untersuchungen von Kirschner und Kunst (1988), Kunst und Kirschner (1993) sowie Cho et al. (2002) vorgestellt.

Cho et al. (2002) führen Untersuchungen verschiedener Schichtdicken, Asphaltzusammensetzungen und Asphalteinlagen aus Glasmaterialien an Proben mit den Dimensionen 350 mm x 50 mm x 60 mm (L x B x H) bei einer Temperatur von -10°C durch. Die Proben werden unter Laborbedingungen hergestellt, mit einem Schlitz als Riss versehen und mit einer konstanten Geschwindigkeit von 0,5 in/s bei einer 3-Punkt-Beanspruchung belastet. Während des Versuches werden die aufgebrachte Last und die Durchbiegung aufgezeichnet.

Kirschner und Kunst (1988) und Kunst und Kirschner (1993) berichten über dieselbe Versuchsserie, bei der verschiedene gewebte und extrudierte Asphaltgitter sowie mechanisch verfestigte Vliesstoffe im Vergleich zu Proben ohne Asphalteinlagen untersucht worden sind. Die Probekörper hatten Abmessungen von 600 mm x 14 mm x 8 mm (L x B x H). Es handelte sich um 3-Punkt-Biegeversuche, die bei einer Temperatur von 15°C mit einer Verformungsgeschwindigkeit von 0,85 mm/s durchgeführt worden sind. Es wurde jeweils die Kraft sowie die Verformung des Probekörpers in Feldmitte aufgezeichnet.

Ergebnisse

Cho et al. (2002) dokumentieren eine Erhöhung der maximal aufbringbaren Kräfte um 179 bis 211 % gegenüber der Referenzprobe durch die Einlage eines Glasmaterials. Die maximale Durchbiegung, die zum Erreichen dieser Kräfte notwendig ist, nimmt dabei um 811 bis 925 % zu. Bei Proben mit einer Einlage kommt es nach kurzer Verschiebung zu einem ersten Maximum. Die Autoren deuten dies als bewehrenden Effekt der Einlage, der zu einem zweiten Maximum nach einer größeren Verformung führt. Danach kommt es zu einem plötzlichen Kraftabfall. Die aktivierbare Bruchenergie des Probekörpers, die über die Fläche unterhalb der Durchbiegungs-Kraft-Kurve ermittelt werden kann, steigt durch die Einlage deutlich.

Kirschner und Kunst (1988) ermitteln im Durchschnitt nur eine geringfügige Kraftzunahme durch die Einlagen in den Probekörper. Im Gegensatz zu Cho et al. (2002) zeigen ihre Ergebnisse auch bei den bewehrten Proben nur ein einzelnes Maximum, welches sich bereits nach einer geringfügigen Durchbiegung ausbildet. Danach kommt es jedoch nur bei der Referenzprobe zu einem signifikanten Kraftabfall, während die Proben mit Einlagen über eine größere Verformung in der Lage sind, weitere Kräfte aufzunehmen (Abbildung 2.12). Die aktivierbare Energie ist bei diesen Proben deutlich höher als bei der Referenzprobe.

Jedoch dürften Durchbiegungen bis zu 100 mm in der Praxis nicht zulässig sein, so dass die enthaltenen Energiereserven nicht zum Ansatz gebracht werden können.

Proben mit Vliesstoffen zeigen tendenziell eine geringfügig geringere Kraftaufnahmekapazität bei höheren Verformungswerten.

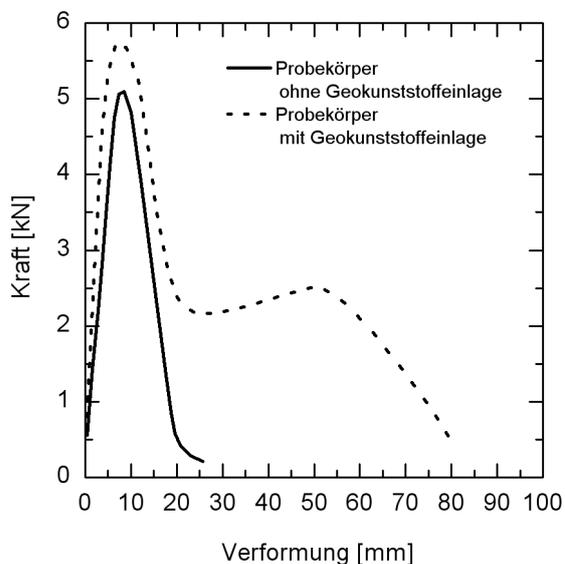


Abbildung 2.12: Kraft-Verformungskurven statischer Biegezugversuche, nach Kunst und Kirschner (1993)

Zyklische Untersuchungen

Francken und Clauwaert (1987) weisen bei Biegezugversuchen an Asphaltprobekörpern nach, dass dehnungskontrollierte Versuche gegenüber spannungs- bzw. lastkontrollierten Versuchen eine längere Lebensdauer besitzen.

Caltabiano und Brunton (1991) belasten in ihren Versuchsreihen auf einer Holz- und Gummibasis aufgelagerte Probekörper mit den Dimensionen 525 mm x 150 mm x 100 bzw. 75 mm (L x B x H) bei einer Frequenz von 5 Hz. Es wird ein Polypropylen-Gitter und ein genadeltes Vliesmaterial getestet. In der Probenmitte ist die Holzbasis geschlitzt, so dass sich dort ein Riss entwickeln kann. Während des Versuches werden die aufgebrachte Kraft, die Durchbiegung sowie die Rissentwicklung dokumentiert. Es werden drei unterschiedliche Serien mit verschiedenen Probekörperhöhen und Lastamplituden (555 und 810 kN/m²) ausgeführt.

Montestruque et al. (2000) beanspruchen Probekörper mit den Dimensionen 460 mm x 150 mm x 75 mm (L x B x H) mit einer Frequenz von 20 Hz. In die Probenunterseite sind Risse mit einer Öffnungsweite von 3 mm eingearbeitet. Es wird die Wirkung eines gewebten Asphaltgitters untersucht. Die Proben werden zyklisch belastet, bis sich die Rissbildung bis zur Oberfläche durchgesetzt hat. Dabei werden drei Lastniveaus untersucht, die vertikalen Kontaktspannungen von 549, 424,5 und 326,5 kN/m² entsprechen.

Chang et al. (1999) untersuchten die Wirkung eines HDPE-Gitters und zweier Glassgitter mit unterschiedlichen Zugfestigkeiten. Die Probekörper mit den Dimensionen 508 mm x 76,2 mm x 76,2 mm (L x B x H) werden auf einer Gummiunterlage aufgelagert. Bei einer Frequenz von 2 Hz und einer Temperatur von 30°C werden Amplituden von 725 und 966 kN/m² aufgebracht, wobei vertikale Verformungen und aufgebrachte Lasten dokumentiert werden.

Jaecklin und Scherer (1997) berichten von zyklischen 4-Punkt-Biegeversuchen mit Probendimensionen von 600 mm x 180 mm x 90 mm (L x B x H), auf die Lasten von 4,5 kN mit einer Frequenz von 29,3 Hz bei einer Temperatur von 5 °C aufgebracht worden sind. Die Proben sind auf ihrer Unterseite eingesägt worden, um eine kontrollierte Rissposition zu gewährleisten. Es werden ein Vliesmaterial, ein Polyester Geogitter und ein Glasphalt-Material untersucht.

Ergebnisse

Prinzipiell zeigt sich bei einer Auswertung des vorhandenen Datenmaterials, dass Rissentwicklung bei Versuchen mit Einlagematerialien nach einer deutlich höheren Lastspielzahl einsetzt als bei den entsprechenden Referenzproben. Die Anfangsphase (Abschnitt 2.2.4), in der keine Rissbildung zu erkennen ist, erhöht sich bei Caltabiano und Brunton (1991) um den Faktor 5 bis 43, bei Komatsu et al. (1998) in etwa um den Faktor 13. Es ist daher davon auszugehen, dass der Asphalt durch die Verwendung von Einlagen über einen deutlich längeren Zeitraum rissfrei bleibt. Abbildung 2.13 zeigt exemplarisch die Verlängerung der Anfangsphase durch ein Geotextil (Vlieseinlage) und ein Asphaltgitter, wobei das Asphaltgitter die Anfangsphase gegenüber dem Geotextil nochmals um den Faktor 2 verlängert. Die flachere Entwicklung der Kurven der Probekörper mit Asphalteinlagen in der Wachstumsphase deutet auf ein verlangsamtes Risswachstum gegenüber den unbewehrten Proben hin. Während die Referenzproben nach 105 bis 106 Lastspielen versagen, werden die Versuche bei den Probekörpern mit Asphalteinlagen nach der maximalen Anzahl von 10⁶ Lastspielen mit einer Risslänge von weniger als 20 mm abgebrochen.

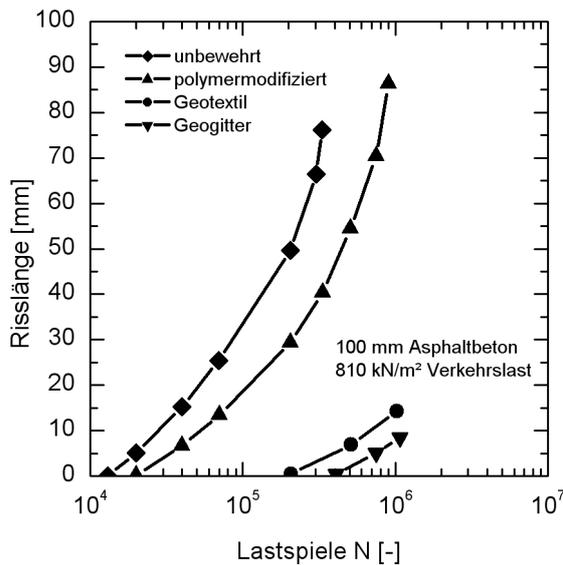


Abbildung 2.13:
Risslängenentwicklung vs. Lastspiele für verschiedene Probekörper, nach Caltabiano und Brunton (1991)

In Abbildung 2.14 wird die Rissentwicklung einer Vielzahl von Proben mit Asphaltgitter- und Vlieseinlagen mit den entsprechenden unbewehrten Referenzproben verglichen. Dabei zeigt sich ebenfalls, dass durch die Asphalteinlagen die Entstehung von Rissen deutlich verzögert wird: Während die Referenzprobe bereits einen deutlichen Riss von 20 mm verzeichnet, setzt bei den bewehrten Proben die Rissbildung in der Regel erst ein.

Montestruque et al. (2000) berichten von einer veränderten Rissbildung durch die Verwendung von Asphalteinlagen im Asphalt: Während es bei unbewehrten Proben zu einem Hauptriss kommt, kann bei Asphalteinlagen eher eine feine Netzrissbildung beobachtet werden.

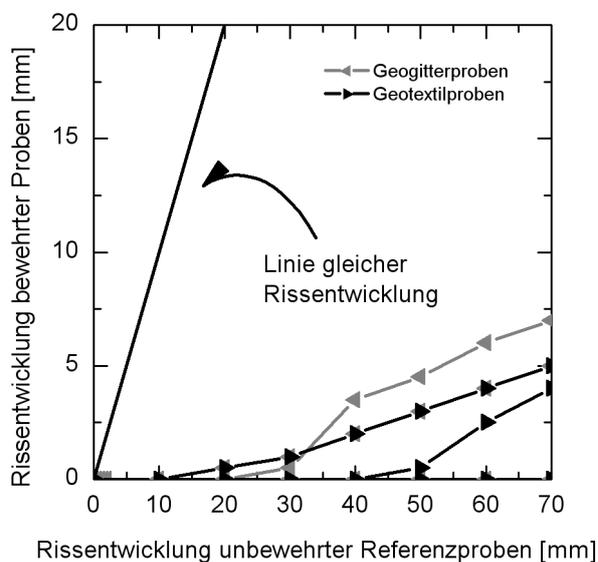


Abbildung 2.14:
Vergleich der Rissentwicklung von Probekörpern mit und ohne Einlagen, nach Caltabiano und Brunton (1991) und Komatsu et al. (1998)

Die Lastspiele, die bis zu einem Probenversagen aufgebracht werden können, werden in Abbildung 2.15 von einer Vielzahl von Autoren für unbewehrte Referenzproben und für Probekörper mit Asphalteinlagen dargestellt. Die maximal aufbringbaren Lastspiele variieren aufgrund unterschiedlicher Randbedingungen, Produkte und Belastungsanordnungen deutlich. Es zeigt sich, dass bis auf eine Ausnahme eine Asphalteinlage zu einer deutlichen Erhöhung der maximalen Lastspielzahl führt. Dabei führen Vliese im Mittel zu einer Lebensdauererhöhung um den Faktor 2,5, Asphaltgitter um den Faktor 7,1 und Glasprodukte um den Faktor 5,0 (statistische Auswertung der dargestellten Versuchsergebnisse). Asphaltgitter scheinen damit das wirksamste Produkt zu sein, um die Lebensdauer und damit die Effektivität einer Asphaltprobe im Biegezugversuch zu erhöhen. Chang et al. (1999) definieren einen Effektivitätsfaktor, indem sie das Verhältnis der maximalen Lastspielzahlen aus den bewehrten Versuchen mit den Referenzversuchen bilden.

Die Ermittlung der Lastspielzahl, die zu einem Versagen des Systems führt, ist aufgrund des duktilen Verhaltens der Proben schwer. Daher werden von den Autoren unterschiedliche Kriterien definiert, z.B. die Bildung von Rissen an der Oberfläche, d.h. das Durchschlagen des Risses durch die Probe oder das Erreichen einer vorgegebenen Maximaldurchbiegung.

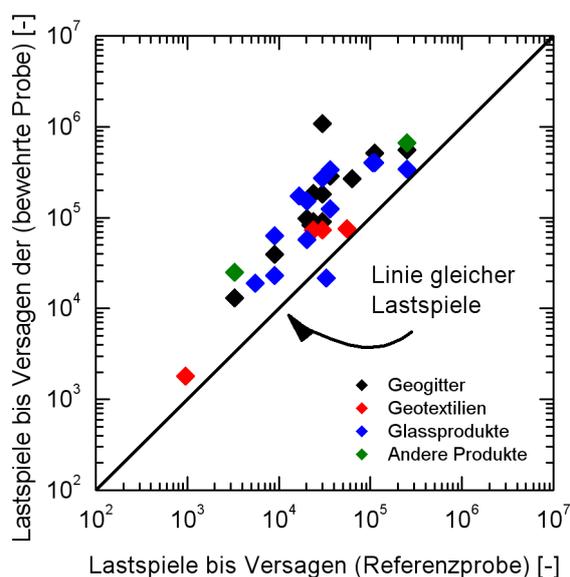


Abbildung 2.15:

Erhöhung der aufbringbaren Lastspiele gegenüber einer unbewehrten Referenzprobe, Zusammenstellung aus Caltabiano und Brunton (1991) Collop, Chang et al. (1999), Austin und Gilchrist (1996), Jaecklin und Scherer (1997), Brugger und Grunewald (2003), Montestruque et al. (2000), Grzybowska et al. (1993), Cho et al. (2002)

Die ausgewerteten Untersuchungen zeigen, dass durch die Einlage von Geokunststoffprodukten in den Asphaltprobekörper eine deutliche Steigerung der Lebensdauer zu erzielen ist. Ebenso erhöht die Verwendung von polymermodifiziertem Bitumen und die Erhöhung der Probenhöhe die Anzahl der aufbringbaren Lastspiele deutlich. Eine Erhöhung des Lastniveaus führt zu einer Reduzierung der Lebensdauer. Die Auswertung mittels eines Wöhleransatzes wird in Abschnitt 2.5.2 gezeigt.

2.4.4 Thermische Untersuchungen

2.4.4.1 Versuchsdurchführung

Zur Ermittlung der Auswirkungen langsamer Temperaturänderungen auf die Rissbildung sind spezielle Versuchsaufbauten entwickelt worden. Dabei werden z.B. tageszeitliche Temperaturschwankungen simuliert.

Caltabiano und Brunton (1991) beschreiben eine Vorrichtung, mit der die Auswirkungen thermischer Bewegungen und Schwindprozesse in nicht-gebundenen Tragschichten auf Asphaltoverlays untersucht werden können.

De Visscher et al. (2003) untersuchen die Auswirkungen von Asphalteinlagen auf das Reflexions-Rissverhalten bei geringen Temperaturen von -10 bis -15°C . Es werden dabei das Verbundverhalten und der Einfluss der Steifigkeit überprüft. Die Probendimensionen betragen $60\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ (L x B) mit einer Asphaltauflage von $6,5\text{ cm}$. In die Proben wird ein Riss von 4 mm Breite eingearbeitet. Die Belastung erfolgt durch Erwärmung einer mit der Probe kraftschlüssig verbundenen Metallplattform, bis sich eine Risserweiterung von einem Millimeter eingestellt hat. Im Anschluss erfolgt eine Entlastung des Systems.

Abe et al. (2000) untersuchen mit einem vergleichbaren Versuchsaufbau verschiedene SAMI-Varianten, wobei in die Proben ein Riss von 5 mm Breite eingearbeitet wird. Weggesteuert wird die Probe mit einem Be- und Entlastungszyklus in zwei Stunden beansprucht, so dass bei einer Untersuchungstemperatur von 30°C eine Rissvergrößerung von einem Millimeter erreicht wird.

Jaecklin und Scherer (1997) beschreiben thermische Versuche bei -10°C an Proben der Dimensionen $60\text{ cm} \times 15\text{ cm} \times 15\text{ cm}$ (L x B x H) mit einem Glasphalt-Gitter und einem 4 mm breiten, eingearbeitetem Riss, der bei Belastung während einer Zeitdauer von 3 Stunden um einen Millimeter vergrößert wird.

2.4.4.2 Ergebnisse

De Visscher et al. (2003) definieren ein Versagen der Probe, wenn ein Riss durch die Probe an die Oberseite durchschlägt. Dieses Verhalten tritt bei der Referenzprobe ohne Asphalteinlage bei -10°C bereits im ersten Zyklus ein. Ebenso sind bei zwei verwendeten Asphalteinlagen und Temperaturen von -15°C Risssymptome bereits nach dem ersten Zyklus festzustellen. Bei einer Temperatur von -10°C liegt lediglich bei einem Glasgitter ein Versagensverhalten vor; alle anderen untersuchten Materialien weisen innerhalb der maximal aufgetragenen Zyklen keine signifikante Rissbildung auf.

Die Autoren folgern, dass Einlageprodukte mit einer hohen Steifigkeit nicht unbedingt von Vorteil sein müssen, da die Verankerungsbereiche in diesem Fall mit höheren Scherspannungen belastet werden und früher durch eine Materialablösung versagen. Die deutliche Erhöhung der Rissbildung durch Senkung der Temperatur von -10°C auf -15°C

zeigt die signifikante Abhängigkeit der Wirksamkeit des Systems von den Umgebungsbedingungen.

Auch Abe et al. (2000) kommen zu dem Schluss, dass durch die untersuchten SAMI-Einlagen die im Overlay auftretenden Spannungen und Dehnungen reduziert werden. Gegenüber der unbewehrten Referenzprobe stellen sie eine Dehnungsreduzierung nach 5 Zyklen auf bis zu 20 % fest. Damit können Bewegungen ungebundener Tragschichten sowie von Betonplatten wirkungsvoll reduziert werden und die Rissbildung im Asphaltüberbau vermindert werden.

Jaecklin und Scherer (1997) berichten, dass die unbewehrte Probe bereits während des ersten Zyklus Risserscheinungen zeigt und im zweiten Zyklus versagt. Die Probe mit der Asphaltgittereinlage zeigte nach ca. 20 Zyklen einen 30 bis 40 mm langen Riss, ließ sich jedoch auch nach 56 Zyklen nicht zerstören. Die Autoren leiten aus dem Versuchsergebnis eine starke Verbundwirkung zwischen dem Einlagematerial und dem Asphalt ab.

2.4.5 Interaktionsversuche

2.4.5.1 Versuchsdurchführung

Interaktionsversuche sind nach Molenaar (1993) notwendig zur Simulation von Rissbewegungen, da sich Rissbewegungen auch auf den Schichtenverbund auswirken können. Die große Vielzahl der in der Literatur beschriebenen Interaktionsversuchsprogramme bezieht sich jedoch auf die Untersuchung des Schichtenverbundes ohne Geokunststoffeinlagen.

Grzybowska et al. (1993) beschreiben statische Scherversuche mit Probenlängen von 68 bis 80 mm bei einer Versuchstemperatur von 20°C. Es zeigt sich, dass mechanisch verfestigte Vliese die Adhäsion zwischen den Asphaltsschichten auf weniger als die Hälfte gegenüber einem Verbund ohne Einlage verringern. Diese Eigenschaft wird jedoch für die Verringerung von Reflexionsrissen als vorteilhaft gewertet.

Scherversuche nach Leutner werden insbesondere von Leutner (1979), Charif (1995), Stöckert (2002), Brugger und Grunewald (2003) und Peter et al. (1988) beschrieben. In diesem Standard-Versuchsaufbau werden Bohrkerne mit einem Durchmesser von 148 bis 152 mm mit einer Geschwindigkeit von in der Regel 50 mm/min abgeschert. Die Autoren stellen große Streubreiten der Ergebnisse fest. Wesentliche Einflussparameter auf die Scherfestigkeit sind demnach Verdichtungsgrad, Hohlraumgehalt, Oberflächenstruktur, Temperatur und Schergeschwindigkeit. In der deutschen Normung sind noch keine konkreten Mindestanforderungen zur Beurteilung des Schichtenverbundes aufgeführt, Stöckert (2002) und Charif (1995) schlagen jedoch Mindestwerte für die minimal einzuhaltende Scherkraft und den Scherweg vor.

Peter et al. (1988) haben eine Reihe von Proben mit unterschiedlichen Einlagen ausgewertet, die aus einem 1978 gebauten und 1990 sanierten Straßenabschnitt entnommen worden waren. Im Rahmen der Sanierung waren Asphaltgitter, Gewebe,

mechanisch und thermisch verfestigte Vliesstoffe sowie eine SAMI-Schicht aufgebracht worden.

Brugger und Grunewald (2003) berichten von Leutnerversuchen zur Bestimmung des Schichtenverbundes mit einer nicht vorbituminierten Glasgittereinlage sowie einer vorbituminierten Kohlefasereinlage bei einer Überbauung von 3 cm.

2.4.5.2 Ergebnisse

Bei den ausgeführten Leutner Untersuchungen sind jeweils die Scherkraft und der zugehörige Scherweg aufgezeichnet worden.

Die Untersuchungen von Leutner (1979) zeigen, dass bei Versuchen ohne Einlage insbesondere die Schergeschwindigkeit und die Proben temperatur entscheidende Einflussparameter darstellen. Dabei führen geringere Prüftemperaturen zu erheblich höheren Scherkräften und ein langsames Abscheren verringert die maximale Scherspannung deutlich.

Die Ergebnisse von Peter et al. (1988) weisen hohe Streuungen bei den einzelnen Einlagetypen auf. Die Proben, die ohne Einlagen abgeschert worden sind, weisen die größte Scherfestigkeit auf, während die geringste Scherfestigkeit bei Vlieseinlagen ermittelt wurde. Insbesondere das thermisch verfestigte Vlies zeigte maximale gemessene Scherspannungen, die nur wenige Prozent der Referenzwerte ohne Einlage betragen. Detaillierte Ergebnisse werden im Vergleich zu den Interaktionsuntersuchungen in dieser Arbeit in Abschnitt 4.4.2 vorgestellt.

Die Untersuchungen von Brugger und Grunewald (2003) zeigen, dass vorbituminierte Einlagen aus Kohlefasern den Verbund der Asphalt schichten nicht maßgeblich reduzieren, während die nicht vorbituminierte Glasgittereinlage lediglich etwa 10 % der Scherkraft des Referenzversuches aufweist.

2.4.6 Sonstige Versuchstypen

Die Wirkungsweise von Geokunststoffeinlagen im bituminösen Straßenoberbau ist in zahlreichen weiteren Versuchstypen untersucht worden.

Tschegg (2000) beschreibt eine Testmethode, mit der das Verbundverhalten von Asphalteinlagen in Bohrkernen untersucht werden kann. Er kommt zu dem Schluss, dass die Steifigkeit des Einlagematerials und das Verbundverhalten zwischen Einlage und Asphalt optimal aufeinander abgestimmt sein müssen, um die Rissbildung zu minimieren. Einlagen mit hoher Steifigkeit führen dabei zu einem Verbundversagen und damit zu einer Rissbildung, Einlagen mit niedriger Steifigkeit können ihre Wirkung erst entfalten, wenn bereits eine Rissbildung eingetreten ist.

Jaecklin und Scherer (1997) untersuchen das Verbundverhalten verschiedener Glasfaser-Gitter und Verbundprodukte im Asphalt bei einer Temperatur von 10°C in einem Pull-Out Test. Es zeigt sich, dass eine geringere Öffnungsweite des Gitters zu einer Reduzierung der

Auszugskräfte um 30 % führt, während die Verwendung eines gebrochenen Schotters die Kräfte um 20 % erhöht. Beide Effekte lassen auf einen großen Einfluss des Parameters „Interlock“ auf das Verbundverhalten schließen.

Brown und Brodrick (1999) beschreiben Versuche, bei denen die Überfahrt eines Reifens über verschiedene Asphaltstrukturen untersucht wird. Dieser Versuchsaufbau eignet sich vor allem für die Untersuchung von Spurrinnen, deren Ursache in der Regel in einer mangelhaften Steifigkeit des Unterbaus zu finden ist. Die Autoren berichten, dass gute Interlockeigenschaften und eine hohe Steifigkeit für die Wirksamkeit von besonderem Interesse sind, wobei bei ihren Versuchen Gitter zu besseren Ergebnissen geführt haben als Vliese. Die Einlage eines Gitters im oberen Bereich der Struktur vermindert eher die Spurrinnenbildung, während es im unteren Bereich besser gegen Rissbildung wirkt.

2.4.7 Numerische Untersuchungen

Die Methode der finiten Elemente stellt ein leistungsfähiges Werkzeug zur Berechnung von Spannungen und Dehnungen in komplexen Strukturen dar. Finite Element Programme sind bei Verwendung von modernen Arbeitsplatzrechnern in der Lage Spannungen, Dehnungen und Verformungen in Modellen mit mehreren Materialien unter den verschiedensten Belastungen in angemessener Zeit zu berechnen.

Viele Autorengruppen führen zusätzlich zu Laborversuchen numerische Untersuchungen zur Wirkungsweise von Asphalteinlagen durch. Mit Hilfe eines geeigneten Finite Elemente Modells ist es möglich Rückschlüsse auf die Spannungsverteilung innerhalb der in den Laborversuchen verwendeten Proben zu ziehen. Werden spezielle Risselemente verwendet, kann sogar direkt aus dem Modell eine Aussage über die Rissentwicklung bei einem gegebenen Spannungszustand vorgenommen werden. Ist ein Modell an vorhandenen Versuchsergebnissen kalibriert, kann das Modell für weitere Parameterstudien abseits der Untersuchten Proben verwendet werden.

2.4.7.1 Berechnungen

Bei der Erstellung von Finite Element Modellen müssen zwei generelle Randbedingungen beachtet werden. Einerseits sollte ein Modell so wenig wie möglich von der Wirklichkeit abweichen um ein möglichst realistisches Verhalten des Modells zu erreichen. Auf der anderen Seite muss ein Modell immer so einfach wie möglich aufgebaut sein, um einerseits die Rechenzeit und andererseits die Entwicklungszeit des Modells gering zu halten. Zusätzliche Rechenzeit wird durch das Einführen von speziellen Elementen verbraucht. Das FEM-Programm CAPA, welches an der Universität von Delft (Niederlande) zur Berechnung von Asphaltmodellen entwickelt wurde, stellt neben speziellen Kontaktelementen auch spezielle Risselemente zur Verfügung. Mit Hilfe dieser Risselemente ist CAPA selbständig in der Lage den Spannungsintensitätsfaktor an der Risspitze zu bestimmen und den Riss durch auswerten der Paris-Law (siehe 2.5.1) zu verlängern.

Vanelstraete et al. (2000) entschieden sich bei ihrem Modell für eine sehr realitätsnahe Variante. Mit Hilfe spezieller Elementtypen werden sowohl die Geometrie, als auch die Materialeigenschaften der untersuchten Asphalteinlage berücksichtigt. Durch die Symmetrie des Modells reicht es aus, nur ein Viertel des Gesamtmodells zu berechnen. Besondere „Infini-Elements“ sorgen für die Einhaltung der Randbedingungen an den Schnittkanten.

Bijsterveld und de Bondt beschreiben ein komplexes dreidimensionales Modell zur Ermittlung der Zugspannungen im Asphalt über den Fugen einer bestehenden Betonfahrbahn. Die Untersuchung dient der Abschätzung, ob die Sanierung einer Start- und Landebahn auf dem Frankfurter Flughafen durch Überbauen der bestehenden Betonpiste mit 150 mm armiertem Asphalt in drei Lagen von je 50 mm möglich ist. Neben der Haltbarkeit des Gesamtsystems untersuchen Bijsterveld und de Bondt auch den Bauzustand mit lediglich 50 mm Überdeckung.

Das gewählte 3-D Modell wird mit rollenden Belastungen in der Konfiguration eines Flugzeugfahrwerkes belastet, die Materialien werden als linear elastisch angenommen und die Ränder des Modells durch spezielle Randelemente realisiert. Die Berechnungen erfolgen mit dem FE System INSAP – 3D der Universität Delft. Über die Auswertung von Spannungsintensitätsfaktoren und der Paris Law können Aussagen über die Haltbarkeit nach Entstehen eines initialen Risses getroffen werden. (Bijsterveld und Bondt 2005)

2.4.7.2 Ergebnisse

Die meisten FEM-Programme erlauben es nicht, direkte dynamische Analysen mit vielen Lastwechseln durchzuführen. Der Grund liegt darin, dass für jeden Lastwechsel das Modell komplett neu gelöst werden muss. Bei Rechenzeiten von mehreren Minuten pro Lastschritt würde eine Berechnung von 10.000 Lastwechseln mehrere Tage Rechenzeit in Anspruch nehmen. Eine Ausnahme bildet hier das bereits erwähnte Programm CAPA. Aus den vorgenannten Gründen beschränkt sich die Anwendung von Finite-Element Methoden auf die Berechnung statischer Lastfälle und anschließender Auswertung und Deutung der Spannungs- und Dehnungsverteilung innerhalb des Modells.

2.5 Allgemeine Auswertungsansätze

2.5.1 Bruchmechanischer Ansatz

Die Bruchmechanik stellt ein leistungsfähiges Hilfsmittel zur analytischen Beschreibung von Entstehung und Wachstum von Ermüdungsrissen dar. Mit ihrer Hilfe lässt sich die Lebensdauer von Konstruktionsdetails beispielsweise im Stahlbau ableiten.

Die Rissproblematik kann unter Zugrundelegung der Elastizitätstheorie anhand einer Platte mit Loch erläutert werden. Am Rand des Loches kommt es zu sehr großen Spannungen, die durch die Fließgrenze des Materials begrenzt werden, während in hinreichender Entfernung vom Loch ein Spannungsabfall bis zu einem Grenzwert zu verzeichnen ist. Im Falle eines Risses mit scharfer Rissfront (Spitze) wird die Spannungskonzentration am Rand unendlich groß. Da mit herkömmlichen Spannungs-Dehnungs-Beziehungen die Beschreibung der Spannungen im Bereich der Rissfront nicht möglich ist, wurde die Einführung eines neuen Begriffes erforderlich. In Gleichung (2.1) wird der sogenannte Spannungsintensitätsfaktor K verwendet. Der Faktor K hängt von der aufgebrachten Spannung sowie von Größe und Geometrie des Risses ab (Hirt und Bez 1998).

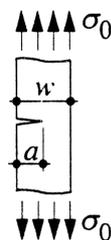
$$K = Y_S \cdot \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (2.1)$$

Y_S : Korrekturfaktor, Funktion von a

σ_0 : Aufgebrachte Spannung

a : Maßgebende Rissgröße

Korrektur für einen
Oberflächenriß



$$Y_S = \sqrt{\frac{\cos \frac{\pi a}{2w}}{0.8 - 0.52 \left(\frac{a}{w}\right) - 0.28 \left(\frac{a}{w}\right)^2}}$$

Abbildung 2.16:
Analytische Formulierung von
Korrekturfaktoren für die Ermittlung des
Spannungsintensitätsfaktors, aus Hirt und
Bez (1998)

Analog Abschnitt 2.2.4 lässt sich die Rissentwicklung in drei Phasen unterteilen (Abbildung 2.17):

- Rissentstehungsphase,
- stabiles Risswachstum,
- instabiles Risswachstum (das zum Bruch führt).

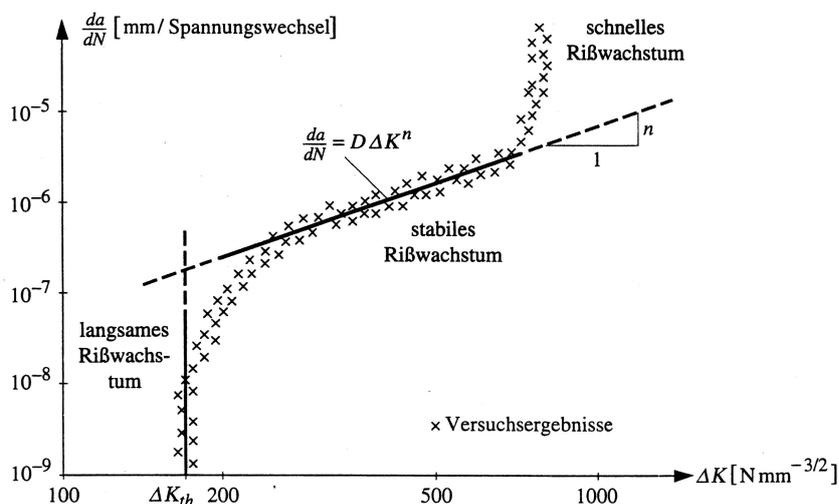


Abbildung 2.17:
Risswachstumsrate da/dN in Abhängigkeit der Spannungsintensität ΔK , aus Hirt und Bez (1998)

Ausgehend von der N-a-Beziehung lässt sich die Risswachstumsrate da/dN ermitteln. Sie entspricht der Steigung der Kurventangenten in der stabilen Risswachstumsphase. Im Bereich des Stahlbaus konnte eine Abhängigkeit zwischen der Risswachstumsrate da/dN und der Differenz der Spannungsintensitätsfaktoren ΔK festgestellt werden. Der Wert ΔK wird als Spannungsintensität bezeichnet und hängt von der aufgetragenen Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ und der Rissgröße a ab (Gleichung 2.2). Die Spannungsintensität ΔK ergibt sich, indem in Gleichung (2.1) die aufgetragene statische Spannung σ_0 durch die Spannungsdifferenz $\Delta\sigma$ infolge Ermüdungsbeanspruchung ersetzt wird.

$$\Delta K = Y_S \cdot \Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \quad (2.2)$$

Y_S : Korrekturfaktor, Funktion von a

$\Delta\sigma$: Aufgetragene Spannungsdifferenz

a : Maßgebende Rissgröße

Zur Beschreibung der Beziehung zwischen Risswachstumsrate da/dN und Spannungsintensität ΔK wurden verschiedene Vorschläge erarbeitet, wobei der am häufigsten verwendete Vorschlag als „Paris-Law“ bezeichnet wird (Paris und Erdogan 1963). Er ist für die stabile Risswachstumsphase gültig (Gleichung (2.3))

$$\frac{da}{dN} = D \cdot \Delta\sigma \cdot \sqrt{\pi \cdot a}^n \quad (2.3)$$

D: Risswachstumskonstante (Materialkonstante)

n: Steigung der Risswachstumsgeraden (Materialkonstante)

Die theoretischen Werte der Risswachstumsrate entsprechen bei doppeltlogarithmischer Darstellungsweise einer Geraden (Abbildung 2.17). Für Werte ΔK unterhalb des durch eine vertikale Gerade dargestellten Schwellenwertes ΔK_{th} verläuft das Risswachstum sehr langsam oder ist nicht mehr vorhanden.

Die Gesamtlebensdauer setzt sich hauptsächlich aus der Rissentstehungsphase und dem stabilen Risswachstum zusammen, da der geringe Anteil des instabilen Risswachstums vernachlässigt werden kann. Somit kann die Lebensdauer analytisch durch Integration von Gleichung (2.3) ermittelt werden (Gleichung (2.4)).

$$N_{ij} = \int_{a_i}^{a_j} dN = \int_{a_i}^{a_j} \frac{1}{D \cdot \Delta K^n} da \quad (2.4)$$

N_{ij} : Anzahl Spannungswechsel für Vergrößerung des Risses von a_i auf a_j

a: Rissgröße, mit $a_j > a_i$

Eine Anwendung bruchmechanischer Verfahren zur Beschreibung der Rissproblematik bei Asphaltprobekörpern wird z.B. von Koerner (1999), Majidzadeh et al. (1971), Zhou und Zheng (2002) sowie weiteren Autoren vorgeschlagen. Dabei kommt es jedoch zu erheblichen Streuungen bei den ermittelten Materialkonstanten.

2.5.2 Wöhleransatz

Eine Reihe von Tragwerken wie z.B. Kranbahnen oder Eisenbahnbrücken unterliegen während ihrer Nutzungsdauer sich häufig ändernden Einwirkungen; ihre Beanspruchung wird als „nicht vorwiegend ruhend“ klassifiziert. Für entsprechende Bauwerke muss neben den bekannten Festigkeitsnachweisen die Betriebssicherheit unter Berücksichtigung der häufigen Lastwechsel nachgewiesen werden. Für die entsprechende Darstellung der Ermüdungsbeanspruchung einer Konstruktion hat sich das Wöhlerschaubild bewährt.

Zur Aufstellung einer Wöhlerlinie wird eine größere Anzahl gleichwertiger Proben benötigt, die unter vorher festgelegten Versuchsbedingungen solange pulsierend belastet werden, bis sie entweder zu Bruch gehen bzw. bei einer definierten Grenzlastspielzahl kein Bruch mehr eintritt (Beckedahl 2006). Dabei werden ausgehend von einem festgelegten Unter-, Mittel- oder Oberlastniveau unterschiedliche Spannungsschwingbreiten $\Delta\sigma$ aufgebracht und jeweils die Lastspielzahl bis zum Versagen bzw. die maximal aufgebrachte Lastspielzahl dokumentiert. Die Belastung wird als Ursprungsbelastung bezeichnet, wenn die Spannungsschwingbreite zwischen einer vollständigen Entlastung und einer Belastung wechselt. Werden zwei Spannungsniveaus eines Vorzeichens gewählt, so handelt es sich um eine Druck- oder Zugschwellbelastung. Die bekannte graphische Darstellung ist die Wöhlerlinie, wobei die gemessenen Lastspielzahlen N im logarithmischen Maßstab und das Spannungsniveau bzw. die Schwingbreite $\Delta\sigma$ im metrischen Maßstab aufgetragen werden. Die Verbindung der Mittelwerte aller Versuchsergebnisse stellt die Wöhlerlinie dar (Abbildung 2.18).

Bei Untersuchung des Werkstoffes Stahl nimmt die ertragbare Schwingbreite zwischen 10^2 und 10^3 Lastspielen gegenüber der Bruchspannung merklich ab. Die Festigkeit bei $N < 10^3$ Lastwechseln wird auch als statische Festigkeit bezeichnet und ist vor allem für Erdbebenbeanspruchungen relevant. Die ertragbaren Spannungen zwischen 10^3 und 10^6 Lastspielen werden zum Zeitfestigkeitsbereich gezählt. Bei höheren Lastspielzahlen ist bei üblichen Baustählen nur ein sehr geringer Spannungsabfall festzustellen: Dieser Bereich wird daher als Dauerfestigkeit bezeichnet.

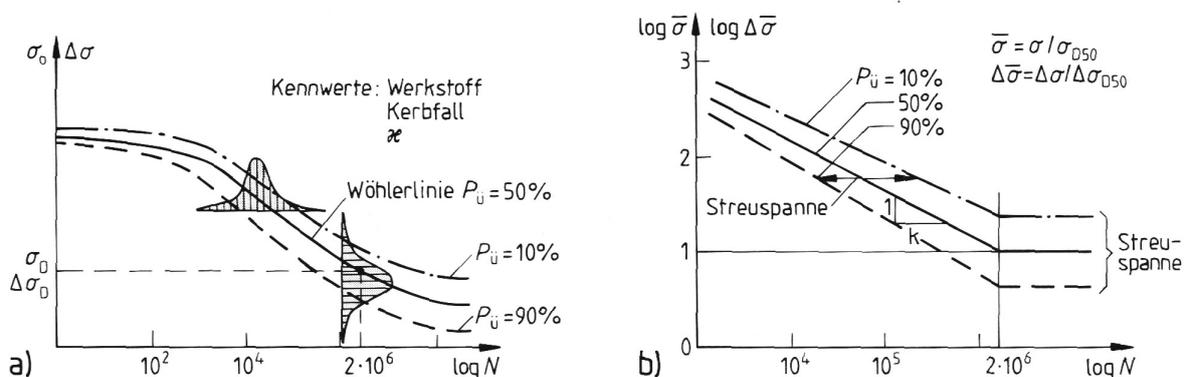


Abbildung 2.18: Wöhlerlinie für den Werkstoff Stahl (a. halblogarithmische Darstellung; b. doppellogarithmische Darstellung), (Beckedahl 2006)

Müller-Rochholz (1998) hat Geokunststoffproben unter einer Wechsellastbeanspruchung bei Frequenzen zwischen 5 und 50 Hz untersucht. Er gibt jedoch zu bedenken, dass die Wöhlerkurve für polymere Werkstoffe bei Lastspielzahlen ab 10^7 eventuell nicht horizontal verläuft. Die Existenz einer Dauerfestigkeit kann daher für diese Materialien nicht mit Sicherheit festgestellt werden. Der Autor verbreitet jedoch die Einschätzung, dass wechselnde Beanspruchungen für die polymeren Werkstoffe nicht als besonders kritische Beanspruchung angesehen werden müssen. Proben, die nach einer dynamischen Belastung einem Kurzzeitversuch unterzogen worden sind, zeigten sogar leicht erhöhte Festigkeitswerte. Dieser Effekt wird als „Hochtrainieren“ des Werkstoffes, also einer optimierten Orientierung der Moleküle bezeichnet.

Aufgrund des visko-elastischen Materialverhaltens der Asphaltprobekörper ist eine deutliche Erhöhung der Versuchsfrequenz zur Beschleunigung des Versuchsablaufes nicht zielführend. Im Bereich der Ermüdungsprüfungen von Stahlbauteilen werden Werkstücke speziell mit veränderten Dimensionen hergestellt, um Belastungsfrequenzen aufbringen zu können, die ein Vielfaches der tatsächlichen Belastungsfrequenz entsprechen. Aufgrund erhöhter Wärmeentwicklung ist dabei zum Teil auch die Kühlung dieser Bauteile erforderlich. Um vertretbare Versuchsdauern gewährleisten zu können, ist daher eine Erhöhung der aufzubringenden Spannungen erforderlich.

3 Untersuchungsmaterialien

Für die Durchführung des angestrebten Versuchsprogramms mit Biegezug- und Interaktionsversuchen in einem Großrahmenschergerät wurde eine große Anzahl gleichartiger Proben benötigt, welche aus einem eigens erstellten Probefeld gewonnen wurden. Grundsätzlich ist es auch möglich die Proben einzeln in einer speziellen Schalung herzustellen. Die Einzelherstellung von Probekörpern unter Laborbedingungen ist, gemessen an der Herstellung eines Probefeldes, mit großem Zeit- und Kostenaufwand verbunden. Wenn auch die exakte Dosierung von Anspritzmengen und die absolut reproduzierbare Verdichtung der Schichten im Labor leichter zu gewährleisten ist. Des Weiteren ist es im Rahmen der Untersuchung erwünscht, dass die Asphalteinlagen bei der Herstellung der Probekörper den gleichen Einwirkungen unterliegen wie bei der Verwendung im Straßenbau der Fall ist.

Im weiteren Verlauf der Untersuchung wurden für einzelne Fragestellungen zusätzliche Proben benötigt, welche aufgrund der geringen benötigten Anzahl im Labor hergestellt wurden. Die im Labor hergestellten Proben werden in der Bewertung der Ergebnisse gesondert behandelt, da eine Vergleichbarkeit mit den Proben aus dem Probefeld wegen der abweichenden Herstellungsart nicht in allen Fällen gewährleistet werden kann.

3.1 Asphalt

Für die Asphalte der Probestrecke wurde ein Bitumen 50/70 verwendet. Die bituminöse Tragschicht besteht aus einem Zuschlag 0/22 mm, die Binderschicht aus 0/16 mm und die Deckschicht aus 0/8 mm. Die Kornverteilungen und Bindemittelgehalte sind Anhang B bis C zu entnehmen.

3.2 Asphalteinlagen

Für die durchgeführten Versuche wurden als Asphalteinlagen Asphaltgitter (G), Vliesstoffe (V) und Kombinationsprodukte (K) aus Gitter und Vlies eingesetzt (siehe Anhang A).

3.2.1 Gitterprodukte

Die bei den Asphaltgittern G1 bis G3 verwendeten Vliesstoffe dienen ausschließlich der einfacheren Verlegung und weisen weder eine spannungsabbauende noch abdichtende Wirkung auf. Die Asphaltgitter G4 und G5 sind zur einfacheren Verlegung mit einer Kunststoffolie versehen, die beim Verlegen abgeflammt wird.

3.2.2 Vliesprodukte

Beim Bau der Probestrecke wurden zwei mechanisch verfestigte Vliesstoffe, im Folgenden als V1 und V2 bezeichnet, aus Polyester sowie Polypropylen verwendet.

3.2.3 Kombinationsprodukte

Beim Bau der Probestrecke wurden 3 Kombinationsprodukte (K1 bis K3) verbaut. Als Rohstoffe für die Gitterbestandteile kamen Polypropylen und Glasfaser zum Einsatz. Die verschiedenen Rohstoffe definieren sich bei der gegebenen Anwendung hauptsächlich durch ihre unterschiedlichen Elastizitätsmodule. Während Glasfasern ihre maximal Zugfestigkeit bereits nach einer Dehnung von 2-4 % erreichen, benötigen Kunststoffe Dehnungen von bis zu 17 % um ihre maximal Zugfestigkeit zu aktivieren.

3.2.4 Vergleichsprodukte

Zum Vergleich wurden zusätzlich zwei Produkte aus Stahl, ein Stahlgitter und ein Stahlblech eingesetzt. Diese Produkte zeichnen sich durch eine sehr hohe Dehnsteifigkeit und hohe Resistenz gegen Einbaubeschädigungen aus.

Tabelle 2 Übersicht der verwendeten Asphalteinlagen

		Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
		A	B	C	min	max
Mischgutrohndichte	g/cm ³	2,58	2,57	2,55		
Raumdicke am Marshallkörper	g/cm ³	2,48	2,49	2,50		
Hohlraumgehalt (ber.)	Vol.-%	3,8	2,9	2,0	2,0	4,0
Mineralstoffanteil	Vol.-%	61,4	81,5	81,2		
Bindemittelanteil	Vol.-%	14,8	15,6	16,8		
Hohlraumgehalt Mineralstoffg.	Vol.-%	18,6	18,5	18,8		
Mit Bindemittel ausgefüllt	%	79,6	84,3	89,4		
Marshall-Stabilität	kN	9,6	8,4	7,0	5,0	
Marshall-Fließwert	mm	3,6	4,1	4,8	1,5	4,0
Verdichtungstemperatur	°C	135,0				
Rohdicke des Mineralstoffgem.	g/cm ³	2,864				
Rechnerische Polierwiderstand (PSV-Wert)		53				

3.3 Bindemittel/Haftkleber

Für die Verlegung der Asphalteinlagen kam eine polymermodifizierte Bitumenemulsion U60 K PMB zum Einsatz.

3.4 Herstellung der Proben

Das Probefeld wurde durch Fa. Hastrabau Wegener in Form einer 35 Meter langen und 2,5 Meter breiten Straße auf dem Grundstück des werkseigenen Kieswerks in Langenhagen bei Hannover hergestellt.



Abbildung 3.1: Probefeld nach der Fertigstellung

Der Aufbau des Probefeldes entspricht weitestgehend den Vorschriften für eine Straße der Bauklasse III nach RStO.01 (2001) Der genaue Schichtaufbau lautet:

1. 6 cm Tragschicht
2. 4 cm Binderschicht
3. 4 cm Deckschicht

Die Asphalteinlagen wurden zwischen Trag- und Binderschicht eingebaut. Der Einbau zwischen Trag- und Binderschicht verspricht die beste Wirksamkeit gegen Reflexionsrisse (vgl. (O'Farrell 1996) und Kapitel 2.4.2). Zusätzlich wurden in einem weiteren Bereich des Probefeldes einige Asphalteinlagen zwischen Binder- und Deckschicht eingebaut.

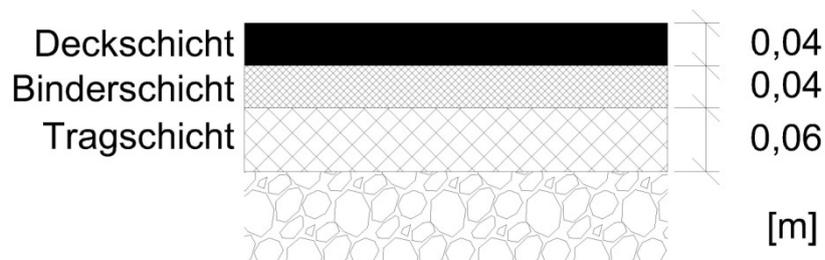


Abbildung 3.2: Schichtaufbau des Probefeldes

3.4.1.1 Vorbereitung des Untergrundes

Als Untergrund für das Probefeld wurde mit Hilfe eines Straßenfertigers zunächst ein Planum aus einem Sand-Kies-Gemisch hergestellt und mit Walzen verdichtet.



Abbildung 3.3:
Herstellung des Erdplanums



Abbildung 3.4:
Fertiges Planum für das Probefeld

3.4.1.2 Einbau der Tragschicht



Abbildung 3.5:
Erstellen der Asphalttragschicht



Abbildung 3.6:
Verdichten der Asphalttragschicht

Die 6 cm dicke Asphalttragschicht wurde in einem Vorgang eingebaut und anschließend mit Hilfe einer Vibrationswalze sowie einer statischen Walze verdichtet. Das verwendete Verfahren entspricht dem Stand der Technik.

3.4.1.3 Verlegen der Asphalteinlagen

Nach dem Abkühlen der gerade erstellten Asphalttragschicht wurde das Verlegen der Asphalteinlagen vorbereitet. Generell muss zwischen zwei Asphaltsschichten immer eine Schicht Bitumenemulsion aufgebracht werden. Bei der Verwendung von Asphalteinlagen weicht die Menge der notwendigen Bitumenemulsion von der „normalen“ (ca. 0,25 kg/m²) Bauweise ab. Je nach Produkt sind deutlich höhere Anspritzmengen notwendig um einen guten Schichtenverbund zwischen Asphalttragschicht, Asphalteinlage und Binderschicht zu gewährleisten.

Als Anspritzmittel kam, nach Absprache mit den Asphalteinlagenherstellern, eine Bitumenemulsion U 60 K PmB zum Einsatz. Die angespritzten Mengen richteten sich nach den Verlegeanleitungen der einzelnen Produkte. Die genauen Anspritzmengen sind der nachfolgenden Tabelle zu entnehmen.

Tabelle 3.3: Verwendete Anspritzmengen laut Verlegeanleitung

Produkt	Anspritzmenge [kg/m ²]
G1	0,8
G2	0,8
G3	1,2
V1	1,6
V2	1,6
K1	1,6
K2	1,6
K3	1,6

**Abbildung 3.7:** Verlegen der Asphalteinlagen

Beim Verlegen der Asphalteinlagen ist darauf zu achten, dass die Einlagen flach, faltenfrei und ohne Blasen aufliegen. Aufgrund der kleinen Fläche pro Produkt wurden die Einlagen per Hand verlegt. Im Baustellenbetrieb geschieht das Verlegen mit Hilfe von Verlegemaschinen, die durch eine geringe Vorspannung und besonders angeordnete Bürsten für ein optimales Verlegen sorgen.

3.4.1.4 Einbau der Binder- und Deckschicht

Im Anschluss an das Verlegen der Asphalteinlagen wurde eine 4 cm dicke Binderschicht (vgl. Abbildung 3.8 und Abbildung 3.9) eingebaut und verdichtet.



Abbildung 3.8: Einbau der Binderschicht mit einem Straßenfertiger



Abbildung 3.9: Verdichten der fertigen Binderschicht

Nach dem Abkühlen der Binderschicht wurden noch einmal die Produkte G2, G3, K1, K3 und V2 entsprechend der Einbauanweisung verlegt.

Abschließend wurde die Deckschicht asphaltiert und verdichtet.

3.4.1.5 Herstellung von Probekörpern im Labor

Im Laufe der Untersuchungen wurde es notwendig weitere Probekörper zu erstellen, da mit den Materialien G4, G5, K4 sowie ein Stahlgitter und ein Stahlblech noch weitere Asphalteinlagen in das Untersuchungsprogramm aufgenommen wurden. Zum Zeitpunkt der Probenherstellung K4 waren die Interaktionsversuche bereits abgeschlossen, weshalb nur eine Untersuchung im Biegezugversuch stattfinden konnte.

Die Herstellung erfolgte „heiß in heiß“ in Schalungen. Die Verdichtung erfolgte schichtenweise mittels Vibrationswalze auf 100% Marshall-dichte (Abbildung 3.10). Die notwendigen „Anspritzmengen“ für die Asphalteinlagen wurden entsprechend der Verlegeanleitungen abgewogen und mit einem Pinsel gleichmäßig aufgetragen.

Tabelle 3.4: **Verwendete Anspritzmengen laut Verlegeanleitung (Laborproben)**

Produkt	Anspritzmenge [kg/m ²]
G4	0,8
G5	0,8
K4	1,2
Stahlgitter	0,8
Stahlblech	0,8



Abbildung 3.10
Laborherstellung von Probekörpern

3.4.2 Herstellen der Einzelproben aus dem Probefeld

Im Rahmen des Versuchsprogramms werden dynamische Biegezugversuche an Einzelproben der Größe 30 x 30 x 14 cm durchgeführt. Die Proben wurden am Institut für

Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal auf das Endmaß von 30 x 30 x 14 zugeschnitten.

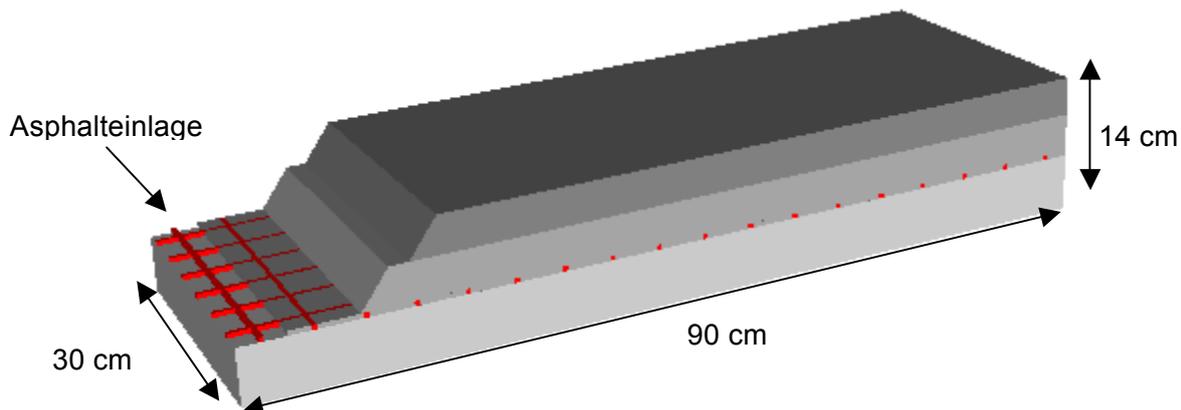


Abbildung 3.11: Probengeometrie

Um auch nach dem Transport der Proben an die TU Clausthal und Beginn der Versuche, den Proben ihre genaue Lage auf dem Probefeld zuordnen zu können, wurden vor dem Zuschneiden alle Proben mit einer eindeutigen Codierung versehen. Des Weiteren wurden im Rahmen der Markierungsarbeiten die genauen Schnittkanten festgelegt.



Abbildung 3.12:
Schnittmarkierung



Abbildung 3.13:
Übersicht Probefeld

4 Interaktionsversuche

4.1 Einführung

Dem Verbund zwischen den verschiedenen Schichten einer Bituminösen Fahrbahn wird eine große Bedeutung zugemessen. Nur wenn die verschiedenen Schichten des Straßenaufbaus einen ausreichenden Verbund aufweisen kann der Straßenkörper als Gesamtaufbau seine Tragfähigkeit voll entfalten. Unter „Verbund“ wird der Scherwiderstand bei horizontaler Belastung in der Trennfläche zwischen zwei Asphaltlagen verstanden. Dieser Scherwiderstand ist abhängig von der Oberflächenrauheit, der Adhäsionskräfte zwischen zwei Schichten sowie der Normalspannung in der Scherfuge. Die Oberflächenbeschaffenheit hängt weitgehend vom verwendeten Zuschlagmaterial ab, die Adhäsionskräfte vom verwendeten Bitumen. Durch den Einsatz von Asphalteinlagen kann der Scherwiderstand im Bereich der Asphalteinlage beeinträchtigt sein.

Die Reduzierung des Schichtenverbundes und damit des Scherwiderstandes kann in bestimmten Fällen wünschenswert sein. Die Anordnung einer Spannungsabbauenden (engl. Stress Absorbing Membrane Interlayer SAMI) Schicht zwischen einem beschädigten Straßenkörper und einer sanierten Deckschicht ist eine der ältesten Methoden um die Entstehung von Reflexionsrissen zu verzögern. Ziel ist es hierbei, durch das Zulassen von Relativverformungen zwischen altem und neuem Asphalt die Entstehung von Spannungsspitzen zu verhindern und die Lebenszeit der sanierten Deckschicht zu verlängern. Dies wird insbesondere für Temperaturinduzierte Spannungen angenommen (Bondt und Scarpas 1996; Visscher, Vanelstraete et al. 2003).

Ob ein hoher Schichtenverbund oder ein niedriger Schichtenverbund zu einer Verbesserung des Gesamtsystems führt, hängt auch von der Art der Beanspruchung ab. Bei der Sanierung einer Asphaltstraße ist in der Regel ein hoher Schichtenverbund wünschenswert, während bei der Überbauung von Betonfahrbahnen mit Asphalt ein reduzierter Schichtenverbund zu einer höheren Standzeit des Systems führt (Nods 2000).

Wird eine armierend wirkende Asphalteinlage verwendet, ist ein guter Verbund zwischen den Asphaltsschichten und der Asphalteinlage unbedingt erforderlich, um die auftretenden Kräfte in die Armierung einzuleiten (Brugger und Grunewald 2003).

4.2 Versuchskonzeption

4.2.1 Einführung

Im Folgenden werden die jeweils verwendeten Scherapparaturen sowie die Versuchsdurchführung kurz beschrieben. Im Gegensatz zu De Bondt et al. (1996), welche die Scherkräfte senkrecht zur Einlage aufbringen, wird in beiden Versuchskategorien die Scherkraft in Richtung der Einlage eingebracht. Als Scherfuge wird dabei die Zone bezeichnet, in der die Bindungen zwischen oberer und unterer Probenhälfte versagen. Die obere Probenhälfte bezeichnet den Teil der Probe, welcher in den oberen Teil des Scherrahmens hineinragt und durch diesen fixiert wird. Die untere Probenhälfte ist der Teil

der Probe, welcher in den unteren Teil des Scherrahmens hineinragt und durch diesen fixiert wird. Eine schematische Darstellung des Versuchsaufbaus wird in Abbildung 4.1 vorgestellt.

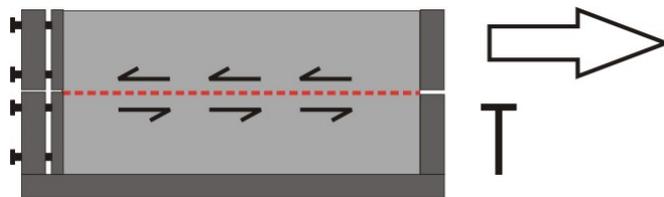


Abbildung 4.1:
Schematische Darstellung des
Interaktionsversuches

4.2.2 Indexversuche

Vor der Durchführung der Modellversuche sollte eine Vorabschätzung des Scherverhaltens des Probenmaterials getroffen werden. Diese Daten wurden an Proben von 10 cm x 10 cm x 2,5 cm (L x B x H) gesammelt. Der Versuchsrahmen des Schergerätes besteht aus einem oberen und einem unteren Rahmen. Die Abmaße der beiden Rahmen sind identisch und betragen 10 x 10 cm im Innenmaß. Der obere Rahmen ist mit einer Halterung horizontal unverschieblich fixiert. Lediglich in vertikaler Richtung ist eine Verschiebung möglich.

Die zu untersuchende Scherfläche der Proben ohne Einlage liegt entweder zwischen Trag- und Binderschicht oder zwischen Binder- und Deckschicht. Die Proben wurden so präpariert, dass die jeweiligen Grenzflächen in der vorgesehenen Scherfläche lagen. Die Proben wurden in der Regel bei Raumtemperatur von 22 °C im Labor gelagert und abgeschert.

Die Versuche wurden weggesteuert in Anlehnung an DIN 18137-3 (2002) mit einer jeweils voreingestellten Abschergeschwindigkeit ausgeführt. In den Indexversuchen wurden die Lage der Scherfläche, der Einsatz einer Einlage, der Einlagentyp, die Abschergeschwindigkeit, die Vertikalspannung und die Probentemperatur variiert. Das Versuchsgerät ist in der Lage bei einem Aufgleiten der Probe in der Scherfläche die Vertikalspannung nachzuregeln.

4.2.3 Modellversuche

Nach Erkenntnissen der Indexversuche wurde ein umfangreiches Untersuchungsprogramm großmaßstäblicher Probekörper mit Dimensionen von 30 cm x 30 cm x 16 cm (L x B x H) durchgeführt. Hierzu steht am Institut für Geotechnik und Markscheidewesen der TU Clausthal ein Großrahmenschergerät zur Verfügung.

Oberer und unterer Scherrahmen dieses Versuchsstandes haben innen die Abmaße 32 cm x 30 cm x 12 cm (L x B x H). Die für die Versuche benötigte Scherkraft wird über einen an den oberen Rahmen befestigten Hydraulikzylinder aufgebracht (Abbildung 4.2).



Abbildung 4.2: Probeneinbau in das großmaßstäbliche Schergerät

Die Proben bzw. die Schichten des Aufbaues der Proben weisen herstellungsbedingt geringfügig variable Dicken auf. Dies hat zur Folge, dass der untere Scherrahmen in seiner Tiefe variabel sein muss, um die Probe in der gewünschten Höhe abscheren zu können. Die Tiefe des Rahmens kann über Stahlplatten und Unterlegbleche entsprechend variiert werden. Der Scherrahmen ermöglicht ebenfalls in Längsrichtung die Anpassung an variable Probengeometrien. Damit ist ein vollständiger Kraftschluss zwischen Probenmaterial und Scherrahmen zu erreichen.

Die Versuche wurden ebenfalls weggesteuert in Anlehnung an DIN 18137-3 (2002) mit einer jeweils voreingestellten Abschergeschwindigkeit ausgeführt. In den Modellversuchen wurden die Lage der Scherfläche, der Einsatz einer Einlage, der Einlagentyp, die Abschergeschwindigkeit sowie die Probentemperatur variiert.

4.3 Experimenteller Teil

4.3.1 Einführung

Im Rahmen dieses Untersuchungsprogramms wurden insgesamt 35 Index- und 39 Modellversuche durchgeführt. Im Folgenden wird exemplarisch für einige Versuche die Scherspannungsentwicklung in Abhängigkeit des zurückgelegten Scherweges aufgetragen.

Die Reproduzierbarkeit wurde durch Wiederholung von Einzelversuchen sowohl für die Modell- als auch für die Indexversuche nachgewiesen.

4.4 Auswertung/Auswertungsverfahren

4.4.1 Versuche ohne Einlage

4.4.1.1 Lage der Scherfuge

Zunächst wurden vergleichende Untersuchungen zum Einfluss der Lage der Scherfuge auf das maximale Scherspannungsniveau bei verschiedenen Auflastspannungen durchgeführt. Dazu wurden in Indexversuchen Probekörper zwischen der Trag- und der Binderschicht sowie zwischen der Binder- und der Deckschicht abgeschert. Abbildung 4.3 zeigt, dass im Auflastbereich bis ca. 100 kN/m² eine ähnliche maximale Scherspannung in beiden Schichtgrenzen erreicht wird. Lediglich bei einer Auflastspannung von 200 kN/m² weist der Schervorgang zwischen Trag- und Binderschicht eine geringfügig höhere maximale Scherspannung auf. Eventuell kommt es durch die größeren Kornfraktionen zwischen Trag-

und Binderschicht zu einem erhöhten Widerstand durch Aufgleiten und Rollbewegungen der Zuschlagkörner.

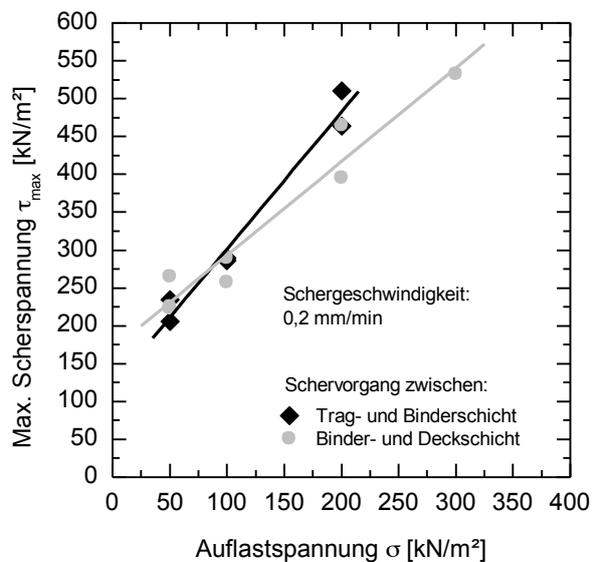


Abbildung 4.3: Einfluss der Lage der gewählten Scherfuge auf die maximale Scherspannung im Indexversuch

4.4.1.2 Auflast

Es wurden Indexversuche mit Schergeschwindigkeiten von 0,2 und 2,0 mm/min bei verschiedenen Auflastspannungen zwischen 25 und 200 kN/m² durchgeführt. In Abbildung 4.4 ist zu sehen, dass näherungsweise ein linearer Zusammenhang zwischen Auflastspannung und maximaler Scherspannung beobachtet werden kann, wobei zunehmende Auflastspannung zu einer Erhöhung des maximalen Scherspannungsniveaus führt. Aufgrund der erhöhten Normalspannung in der Scherfuge erhöht sich die Reibungskomponente und erlaubt dadurch ein höheres Scherspannungsniveau.

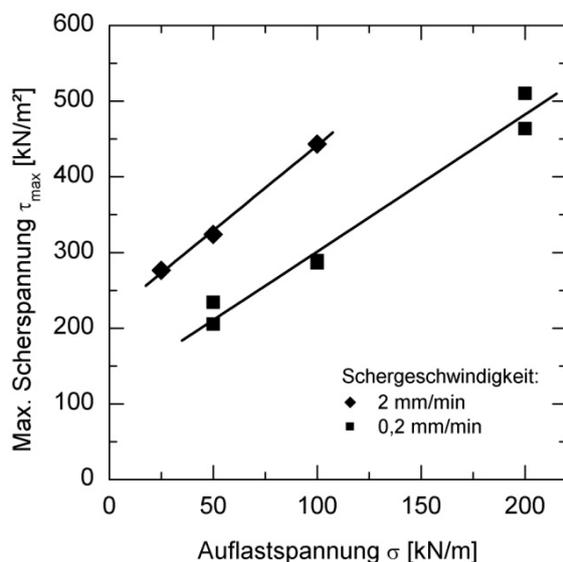


Abbildung 4.4:
Einfluss der Lage, der Auflast und der Schergeschwindigkeit auf die maximale Scherspannung im Indexversuch

Weiterhin ist der Abbildung 4.4 zu entnehmen, dass eine Erhöhung der Schergeschwindigkeit um den Faktor 10 von 0,2 auf 2,0 mm/min zu einer deutlichen Erhöhung der maximalen Scherspannung führt.

4.4.1.3 Schergeschwindigkeit

Nachdem der Einfluss der Schergeschwindigkeit in den Indexversuchen als besonders relevant identifiziert worden ist, wurde eine Reihe von Modellversuchen mit dem Ziel ausgeführt, die Auswirkungen unterschiedlicher Schergeschwindigkeiten auf die Versuchsergebnisse quantifizieren zu können. Abbildung 4.5 zeigt die Entwicklung der maximalen Scherspannung in einem Variationsband der Schergeschwindigkeit von 2 bis 50 mm/min. Im Bereich geringer Schergeschwindigkeiten bis etwa 10 mm/min ergibt sich eine deutliche Steigerung der maximalen Scherspannung durch eine Erhöhung der Schergeschwindigkeit, während sich diese Zunahme mit weiterer Geschwindigkeitserhöhung abschwächt.

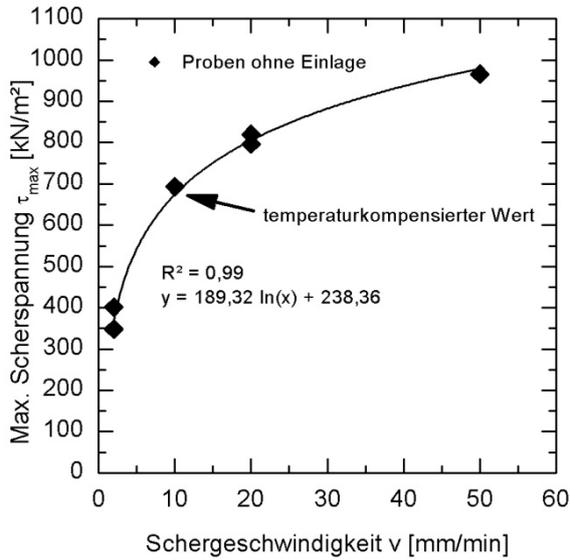


Abbildung 4.5:
Einfluss der Schergeschwindigkeit auf die maximale Scherspannung im Modellversuch

Es ist zu vermuten, dass bei langsameren Abscherprozessen Kriech- und Umlagerungsprozesse stattfinden, die zu einer Verlagerung und Vergleichmäßigung der Scherspannungen führen, während größere Schergeschwindigkeiten zu einem spröderen Materialverhalten führen. Umlagerungsprozesse führen bei geringen Schergeschwindigkeiten dazu, dass die gesamte Scherfläche bereits nach einem kürzeren Scherweg an der Lastabtragung beteiligt wird. Daher kommt es in diesem Fall auch zu deutlich kürzeren Scherwegen im Bereich maximaler Scherspannungen (Abbildung 4.6). Bei höheren Schergeschwindigkeiten wird zunächst ein lokaler Bereich beansprucht, bevor dieser versagt und die Scherspannungen auf andere Bereiche umgelagert werden. Dabei kommt es zu größeren Scherwegen im Peakbereich.

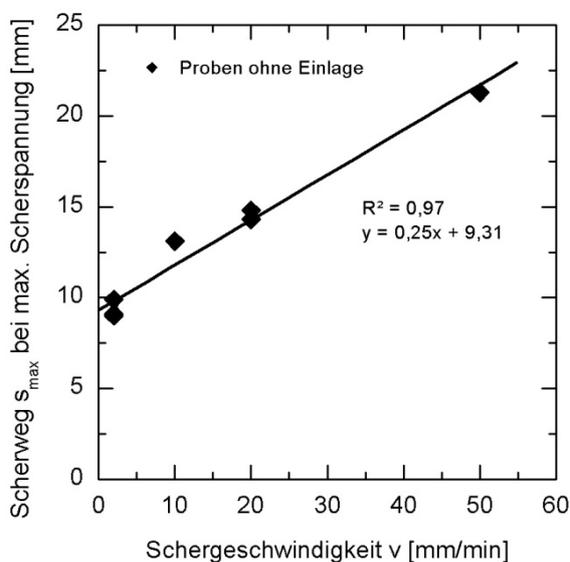


Abbildung 4.6:
Einfluss der Schergeschwindigkeit auf den Scherweg bei maximaler Scherspannung im Modellversuch

4.4.1.4 Temperatur

Das rheologische Verhalten des Bitumens deutet bereits auf eine starke Temperaturabhängigkeit des Verbundmaterials hin. Aus diesem Grund wurde eine Reihe von Modellversuchen bei unterschiedlichen Temperaturverhältnissen durchgeführt, so dass eine fundierte Aussage zur Entwicklung der maximalen Scherspannung im Bereich üblicher Temperaturbeanspruchungen von 2 bis 41°C getroffen werden kann.

Abbildung 4.7 zeigt, dass sich die maximale Scherspannung bei einer Verringerung der Temperatur deutlich erhöht, wobei sich der Scherweg verlängert. Die auf 2°C gekühlte Probe konnte von der Versuchsanlage nicht abgeschert werden, so dass die maximale Scherspannung bei dieser Temperatur deutlich über 800 kN/m² liegen dürfte. Im Bereich höherer Temperaturen verringert sich die aufbringbare Scherspannung deutlich: Bei 41°C konnte weniger als 8 % der bei 18,5 °C erreichten maximalen Scherspannung aufgebracht werden.

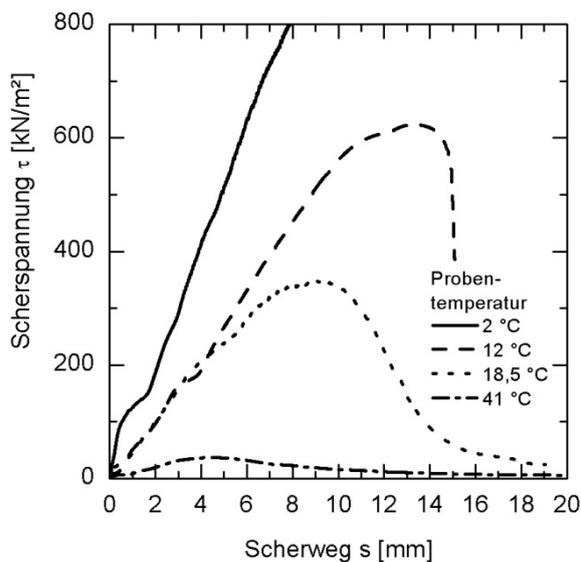


Abbildung 4.7:
Einfluss der Probentemperatur auf den Verlauf der Scherspannung im Modellversuch

In Abbildung 4.8 werden die Ergebnisse einer Regressionsanalyse der maximalen Scherspannung in Abhängigkeit der Probentemperatur dargestellt. Es zeigt sich insbesondere der deutliche Temperatureinfluss im Bereich von ca. 2 bis 20°C. Dies bedeutet, dass bei den folgenden Reihenversuchen insbesondere die Konstanthaltung der Temperaturverhältnisse zu gewährleisten ist.

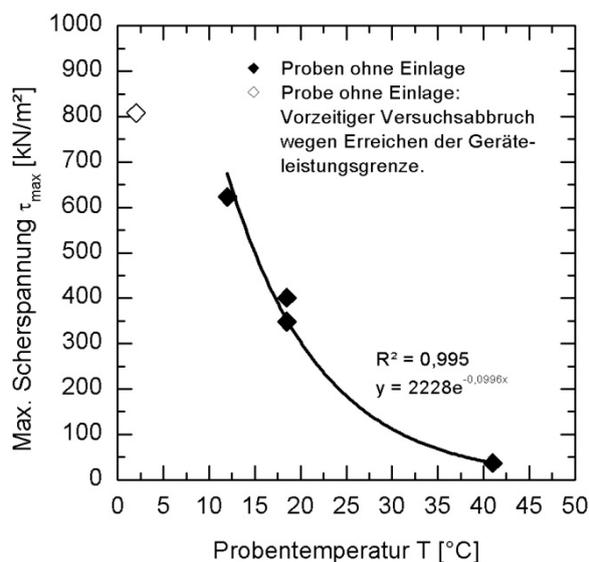


Abbildung 4.8:
Einfluss der Probentemperatur auf die maximale Scherspannung im Modellversuch

Die Eigenschaften des Bitumens und damit seine Wirkungsweise als Bindemittel sind sehr stark von der Temperatur abhängig; schon kleine Temperaturunterschiede können das Verhalten der Asphaltmatrix gravierend ändern.

Bei sehr niedrigen Temperaturen wird der Bitumen hart und spröde. Daher erfolgt das Versagen von kalten Asphaltsschichten nach einem kurzen Scherweg schlagartig. Es können hohe Kräfte aufgenommen werden, wobei ein Abbau von Spannungen durch kriechen kaum mehr möglich ist. Demnach kann auch kein Selbstheilungspotenzial oder zerstörungsfreie Anpassung an neue Spannungszustände aktiviert werden.

Mit dem Erhöhen der Temperatur ändert sich die Konsistenz von Bitumen von hart zu weich. Der Bitumen verliert die Fähigkeit, sich elastisch zu verhalten und Zugkräfte aufzunehmen, wodurch sich bei Einwirken von Kräften plastische Verformungen einstellen. Asphalt, der hohen Temperaturen ausgesetzt wird, muss besonders gut eingefasst werden, um die plastische Verformung bei schon geringen Belastungen zu behindern.

4.4.1.5 Zusammenfassung

Vorversuche von Asphaltprobekörpern ohne Einlagen wurden durchgeführt, um den Einfluss der Lage der Scherfuge, einer Auflastspannung, der Schergeschwindigkeit und der Temperatur auf das Scherverhalten quantifizieren zu können.

Insbesondere die Temperatur und die Schergeschwindigkeit, aber auch die Auflastspannungen, weisen einen erheblichen Einfluss auf die maximale Scherspannung und den zugehörigen Scherweg auf. Parameterunabhängig zeigt sich jedoch, dass der Scherweg bei maximaler Scherspannung in etwa linear mit der maximalen Scherspannung zunimmt (Abbildung 4.9).

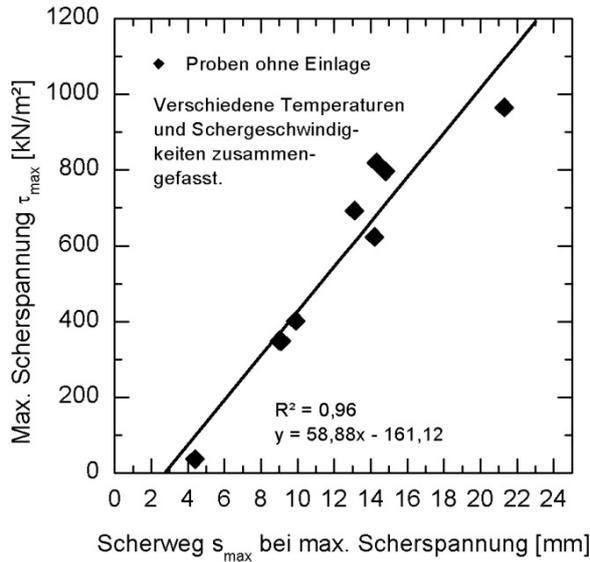


Abbildung 4.9:
Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche ohne Einlage

Für die folgenden Modellversuche, bei denen die Untersuchung der Wirkung der Asphalteinlagen im Vordergrund steht, wird eine Regelversuchsdurchführung mit der Scherfuge zwischen Trag- und Binderschicht, keiner Auflastspannung, einer Schergeschwindigkeit von 2 mm/min sowie einer konstanten Temperatur von 18,5°C gewählt. Die Indexversuche dienen im Wesentlichen einer Variation der verwendeten Auflastspannung.

4.4.2 Versuche mit Einlage

4.4.2.1 Auflast

Zur Verifizierung der Erkenntnisse zur Auflastabhängigkeit der maximalen Scherspannungen ohne Asphalteinlage werden exemplarisch Untersuchungen mit den Einlagen G3 und G4 im Auflastbereich von 25 bis 100 kN/m² durchgeführt. Hierbei zeigt sich ebenfalls eine deutliche Zunahme der maximal erreichbaren Scherspannung bei erhöhter Auflastspannung (Abbildung 4.10), wobei beide untersuchten Einlagematerialien Ergebnisse in vergleichbarer Größenordnung liefern. Auch bei der Verwendung von Asphalteinlagen kann also davon ausgegangen werden, dass eine Erhöhung der vertikalen Auflastspannung zu einer deutlichen Erhöhung der maximal aufnehmbaren Scherspannung führt.

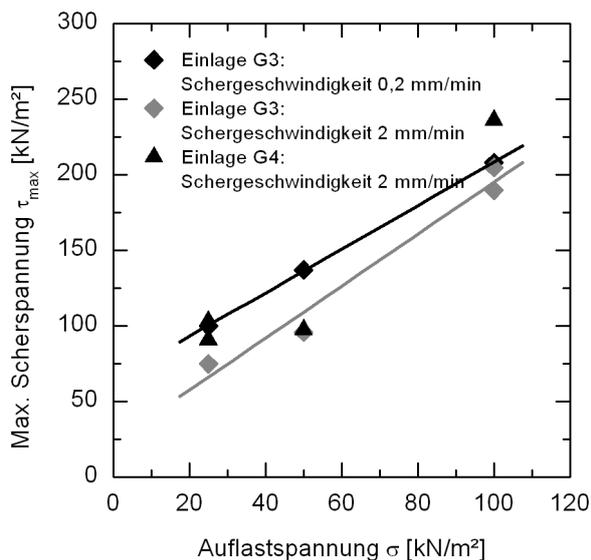


Abbildung 4.10:
Einfluss der Auflastspannung auf die maximale Scherspannung im Indexversuch

Es ist zu beachten, dass im Gegensatz zu den Versuchen ohne Einlage, bei Versuchen mit Asphalteinlage eine Reduzierung der Schergeschwindigkeit zu einer höheren maximalen Scherspannung führt. (vgl. Abschnitt 4.4.1.3).

4.4.2.2 Schergeschwindigkeit

Nachdem die Variation der Schergeschwindigkeit bei den Proben ohne Einlage zu deutlichen Unterschieden in der maximalen Scherspannung geführt hat, wird im Folgenden exemplarisch eine Variation der Schergeschwindigkeiten im Index- und Modellversuch mit der Verwendung von Asphalteinlagen durchgeführt.

Abbildung 4.11a zeigt dabei zwar einen geringeren Einfluss der Schergeschwindigkeit auf die maximal aufnehmbare Scherspannung, für die Einlagen G2 und G3, allerdings ist auch hier zu beobachten, dass höhere Schergeschwindigkeiten zu geringeren max. Scherspannungen führen. Abbildung 4.11b. verdeutlicht, dass der Geschwindigkeitseinfluss auch bei G1 im Vergleich zu einem Versuch ohne Einlage deutlich geringer ist.

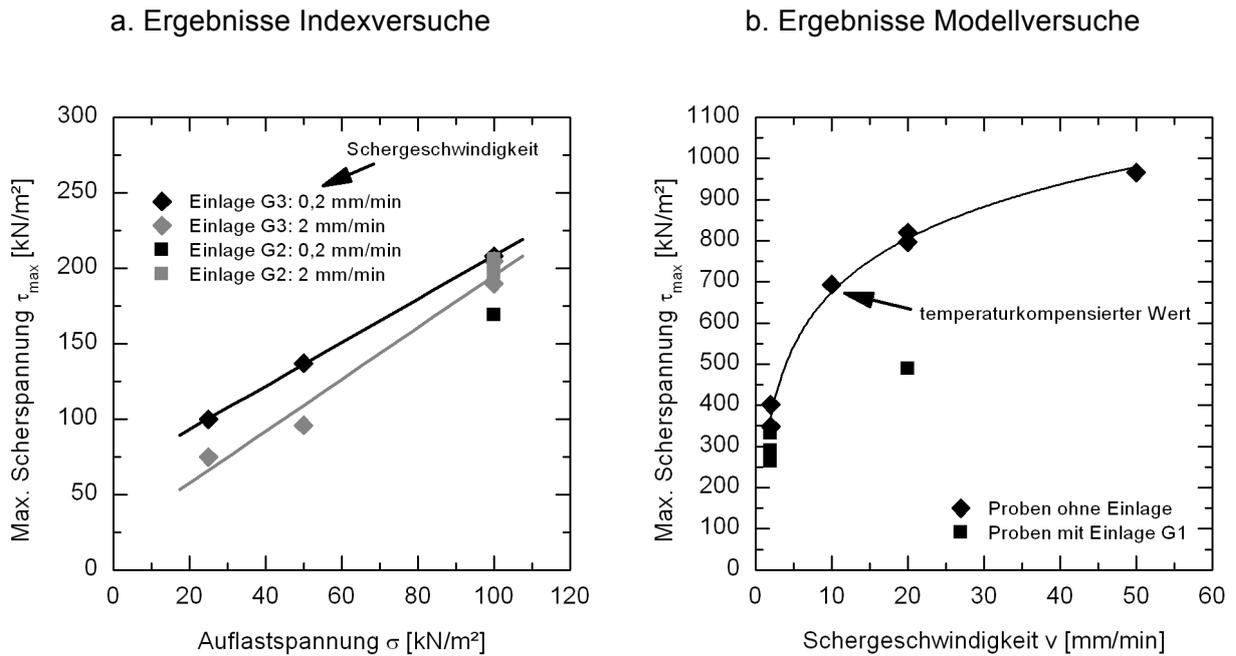


Abbildung 4.11: Einfluss der Schergeschwindigkeit in Index- und Modellversuchen am Beispiel der Einlagen G1, G2 und G3

In Abschnitt 4.4.1.3 wurde dargelegt, dass u.a. Umlagerungsvorgänge in der Scherfuge für die Geschwindigkeitsabhängigkeit verantwortlich zu machen sind. Durch die Asphalteinlage kommt es bereits zu einer teilweisen Trennung der Trag- und Binderschicht, so dass die Wirkung der Zuschlagkörner auf das Scherverhalten abnimmt. Die Auswirkungen von Umlagerungen und Rollwiderständen der Zuschlagkörner in der Asphaltmatrix werden dadurch minimiert.

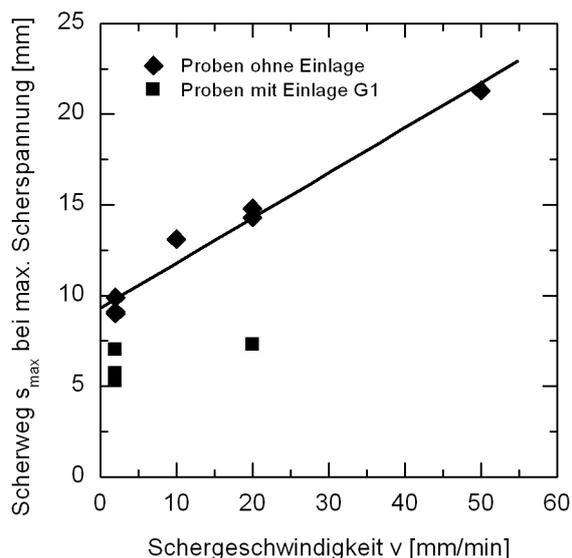


Abbildung 4.12:
Einfluss der Schergeschwindigkeit auf den Scherweg bei maximaler Scherspannung im Modellversuch

Bei der Verwendung von Einlagen führt die Erhöhung der Schergeschwindigkeit nicht zu einer deutlichen Erhöhung des Scherweges bei Erreichen der maximalen Scherspannung. Dieser Zusammenhang wird tendenziell in Abbildung 4.12 verdeutlicht.

4.4.2.3 Temperatur

Der Einfluss von Temperaturvariationen auf das Scherverhalten in Verbindung mit Asphalteinlagen ist im Rahmen dieser Arbeit nicht näher untersucht worden. Aufgrund des erheblichen Einflusses im Bereich der Probekörper ohne Einlagen ist jedoch auch hier mit deutlichen Einflüssen zu rechnen.

4.4.2.4 Einfluss der Bindemittelmenge

Bei Proben mit der Einlage K2 erfolgte der Einbau des Produktes zusätzlich zu der Positionierung zwischen Trag- und Binderschicht auch zwischen Binder- und Deckschicht. Dabei wurden unterschiedliche Bindemittelmengen auf die Probekörper aufgebracht, welche sich jedoch im Nachhinein nicht genau quantifizieren ließen.

Bei dem K2 handelt es sich um ein so genanntes Kombiprodukt aus einem thermisch verfestigten Vlies mit appliziertem Glasfilamentgitter. Wie Abbildung 4.13 zu entnehmen ist, hat die verwendete Bindemittelmenge einen erheblichen Einfluss auf den aktivierbaren Scherwiderstand. Wird das Bindemittel zu dünn auf den zu überbauenden Untergrund aufgetragen kann das Bindemittel das Vlies nicht vollständig tränken. Es kommt an der Vliesoberseite zu „trockenen“ Bereichen. Hier reicht das Bindemittel, welches im aufgetragenen Asphalt enthalten ist nicht aus um einen hinreichenden Verbund mit dem Vlies herzustellen. Dies geht über den gewünschten Effekt der Schichtentrennung hinaus und birgt außerdem die Gefahr von Wasserwegsamkeiten innerhalb des ungesättigten Vlieses.

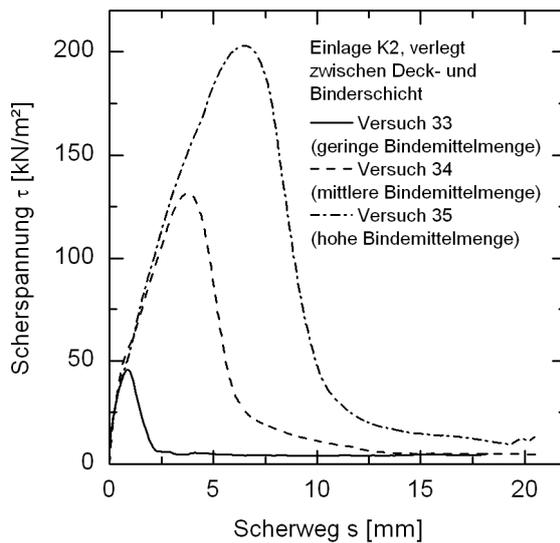


Abbildung 4.13:
Einfluss unterschiedlicher Bindemittelgehalte auf das Scherverhalten im Modellversuch

Der Abbildung 4.13 ist zu entnehmen, dass eine zu geringe Bindemittelmenge zu einer Verringerung des Schichtenverbundes um ca. 75% führen kann. Abbildung 4.14 zeigt im Vergleich zu Abbildung 4.15 eine Probe mit deutlich zu geringer Anspritzmenge. An dieser Probe wird deutlich, dass eine zu geringe Menge an angespritzter Bitumenemulsion zu Undichtigkeiten zwischen den Schichten führt. Während der Probenvorbereitung mit einer Wassergekühlten Säge konnte Kühlwasser entlang der Einlage in die Probe eindringen (helle Flecken). Eindringene Feuchtigkeit zwischen den Asphaltsschichten führt In-Situ häufig innerhalb kurzer Zeit zu Straßenschäden durch Frostaufbruch. Des Weiteren ist bei den beiden dargestellten Proben ein deutlicher Unterschied in dem Versagen der Scherfuge zu beobachten. Die Probe mit geringer Menge Bitumenemulsion versagt komplett an der Schichtgrenze Einlage – Asphalt, während bei der Probe mit hinreichender Menge Bitumenemulsion teilweise eine Verlagerung der Scherfläche in den Asphalt stattfindet. Bei unzureichender Durchtränkung von Vliesstoffen konnte außerdem beobachtet werden, dass sich die Scherfuge innerhalb der Vlieseinlage bildete.



Abbildung 4.14:
Probe mit unzureichend getränkten
Vliesstoff (helle Flecken)



Abbildung 4.15:
Probe mit hinreichend getränkten Vliesstoff

4.4.2.5 Einzelne Einlagen

Im Folgenden werden zusätzlich zu den bereits vorgestellten einige typische Scherspannungsverläufe gezeigt. Die Reproduzierbarkeit der Ergebnisse konnte durch mehrfache Wiederholung von Einzelversuchen nachgewiesen werden.

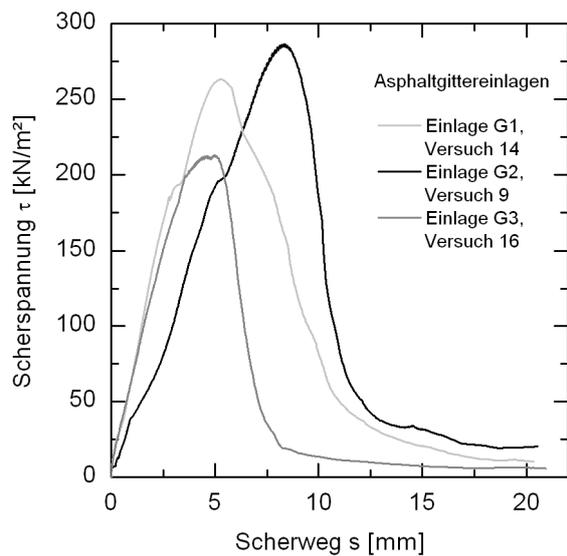


Abbildung 4.16:
Scherspannungsentwicklung für unterschiedliche Asphaltgitterprodukte im Modellversuch

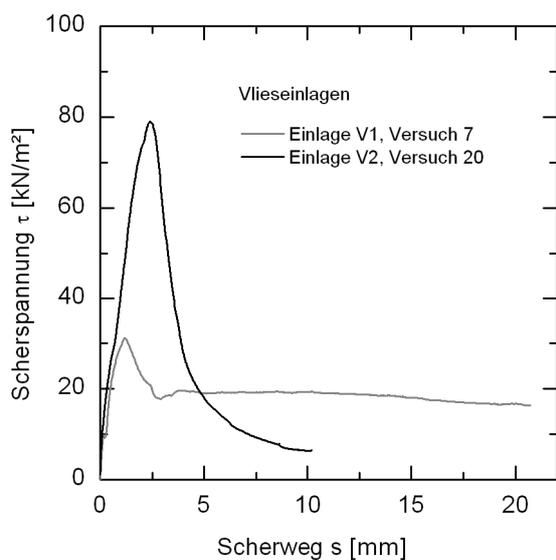


Abbildung 4.17:
Scherspannungsentwicklung für unterschiedliche Vliesprodukte im Modellversuch

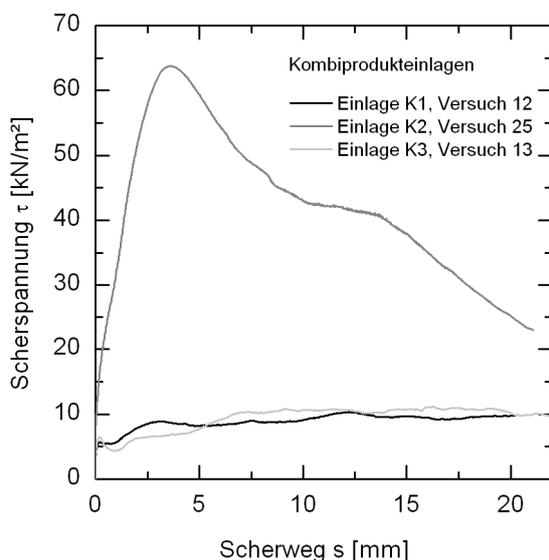


Abbildung 4.18:
Scherspannungsentwicklung für
unterschiedliche Kombiprodukte im
Modellversuch

Wie Abbildung 4.16 im Vergleich zu Abbildung 4.17 und Abbildung 4.18 zeigt, liegen die erreichbaren Scherspannungen bei Gitterprodukten deutlich höher als bei Kombi- und Vliesprodukten. Kombiprodukte und Vlieseinlagen erreichen etwa 30% der Scherspannungen der Gitterprodukte. Grund hierfür dürfte sein, dass es bei den Gittern auf Grund der offenen Struktur möglich ist eine Verbindung von Korn zu Korn innerhalb der Einlagenebene zu schaffen. Des Weiteren können sich Gittereinlagen an der Matrix abstützen. Während Vliese und Kombiprodukte für eine Trennung der beiden Asphaltebenen sorgen und somit maximal die Scherfestigkeit des bitumengetränkten Vliesstoffs (Versagen im Vlies) erreicht werden kann.

4.4.2.6 Effektivität der Einlagen

Ein wesentliches Ergebnis sollte in der Untersuchung der Veränderung des Schichtenverbundes durch die Einlage von Geokunststoffen liegen. Dazu wird im Folgenden der Effektivitätsgrad des Scherwiderstandes mittels Formel (4.1) in Bezug auf eine Referenzprobe ohne Einlage ermittelt.

$$E = \frac{\tau_{s, \text{Einlage}}}{\tau_{s, \text{Referenz}}} \quad (4.1)$$

E: Effektivitätsgrad

$\tau_{s, \text{Einlage}}$: Scherspannung im Scherversuch mit Einlage bei einem Scherweg s

$\tau_{s, \text{Referenz}}$: Scherspannung im Referenzversuch ohne Einlage bei einem Scherweg s

Abbildung 4.19 verdeutlicht die Abhängigkeit des Effektivitätsgrades vom zurückgelegten Scherweg im Modellversuch. Während die Scherspannungsverläufe im Anfangsbereich noch vergleichbar sind, ergibt sich materialabhängig eine zunehmende Diskrepanz zwischen unbewehrtem Referenzversuch und Proben mit Asphalteinlagen. Aus diesem Grund ergibt sich in der Regel ein Abfall des Effektivitätsgrades mit zunehmendem Scherweg (vgl. Abbildung 4.20 bis Abbildung 4.22). Ein Vergleich der maximalen Scherspannungen führt dabei zu Effektivitätsgraden mit geringer Aussagekraft, da die Scherweges zum Erreichen dieses Maximums mitunter sehr verschieden sein können. Dies ist insbesondere bei Vlieseinlagen und Kombiprodukten der Fall.

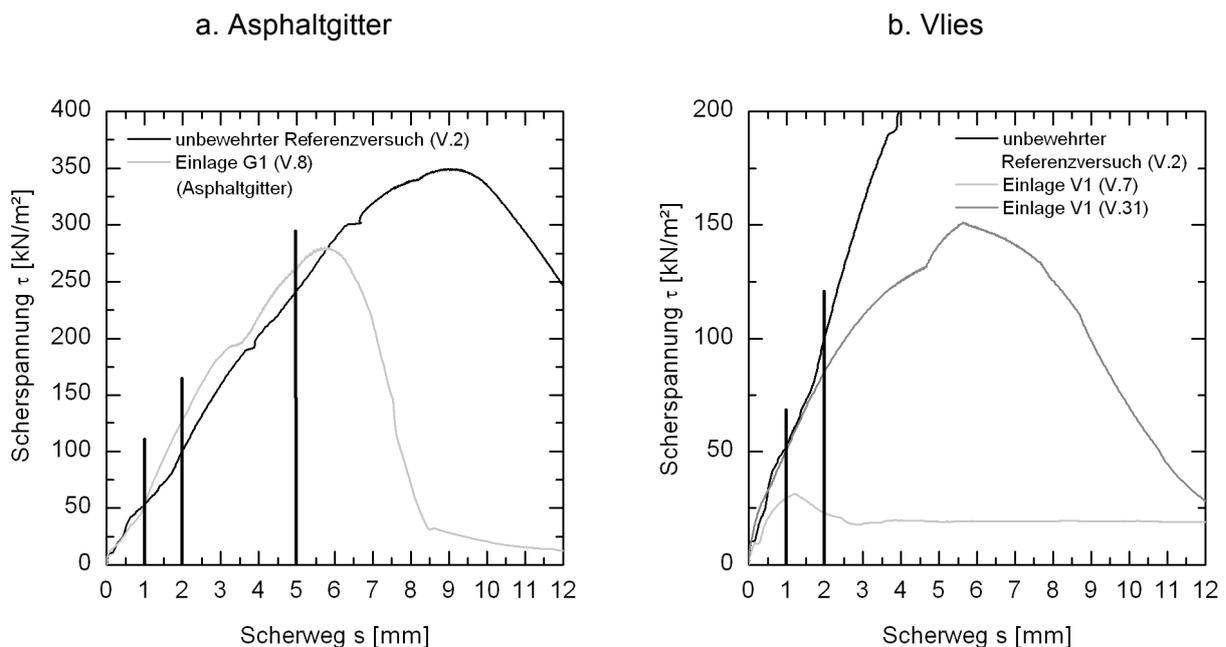


Abbildung 4.19: Ermittlung des Effektivitätsfaktors in Abhängigkeit des Scherweges

Abbildung 4.20 zeigt, dass der Effektivitätsgrad der untersuchten Asphaltgittermaterialien in Abhängigkeit des Scherweges in einem Bereich zwischen 40 und ca. 200 % liegt. Die Streubreite bei einzelnen Produkten ist auf die Inhomogenität des Asphaltes sowie auf herstellungsbedingte Differenzen bei der Bindemittelaufbringung zurückzuführen. Offensichtlich kommt es durch eine Verzahnung von Zuschlagkörnern durch die Öffnungen der Gitter hindurch zu einem hinreichenden Schichtenverbund beider Schichten. Dieser ist insbesondere bei kleinen Scherwegen deutlich ausgeprägt. Es ist zu vermuten, dass Proben mit Asphaltgittereinlagen bereits nach sehr kurzen Scherwegen über die gesamte Scherfläche aktiviert werden und daher im Vergleich zum Referenzversuch eine höhere Scherspannung aufweisen. Versuche mit einem Stahlgitter zeigen erwartungsgemäß vergleichbare Ergebnisse wie die restlichen Gitter.

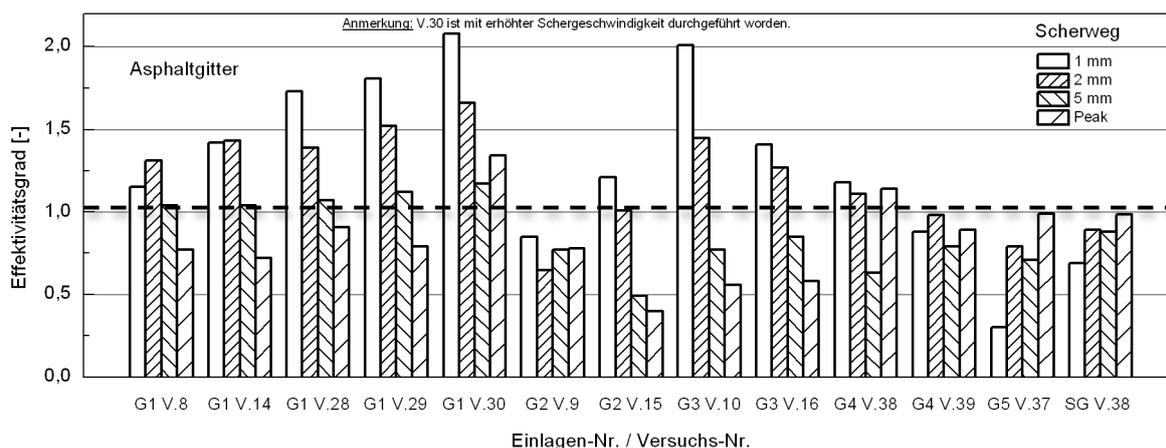


Abbildung 4.20: Effektivität von Asphaltgittereinlagen im Vergleich zu Probekörpern ohne Einlage (Modellversuche)

Abbildung 4.21 verdeutlicht den deutlich geringeren Effektivitätsgrad, der bei der Produktgruppe der Vlieseinlagen ermittelt worden ist. Er reicht von 10 bis ca. 110 % der Scherfestigkeit des Referenzversuches. Der Abbildung 4.21 ist ebenfalls zu entnehmen, dass bei der Einlage V2 durch eine erhöhte Bindemittelaufbringung eine Verdopplung des Effektivitätsgrades erzielt werden kann (Bezeichnung hier als Einlage V2a). Die Ergebnisse zeigen, dass die Wahl der richtigen Bindemittelmenge einen entscheidenden Einfluss auf die Effektivität der Vlieseinlagen bei einer Scherbeanspruchung besitzt. Da die untersuchten Vliese im Regelfall bereits nach wenigen Millimetern ihren maximalen Scherspannungswert erreicht hatten, fallen die Effektivitätsgrade bei 5 mm und im Peakbereich sehr gering aus. Ein zum Vergleich untersuchtes Stahlblech zeigt ebenfalls einen für flächige Einlagen typischen Effektivitätsgrad. Im Unterschied zu den untersuchten Vlieseinlagen erreicht das Stahlblech seinen maximalen Effektivitätsgrad beim Versagen.

Die Auswertung des Effektivitätsgrades bei Kombiprodukteinlagen zeigt ein sehr uneinheitliches Bild (Abbildung 4.22). Im Durchschnitt werden Effektivitäten von weniger als 100 % festgestellt. Eine Erhöhung des Bindemittelgehaltes führt, wie schon bei reinen Vlieseinlagen beobachtet, zu einer höheren Effektivität. Dies zeigt der Vergleich zwischen den Proben K1 und K1a. K1a entspricht der selben Einlage wie K1, welche mit einer höheren Bindemittelmenge verlegt wurde.

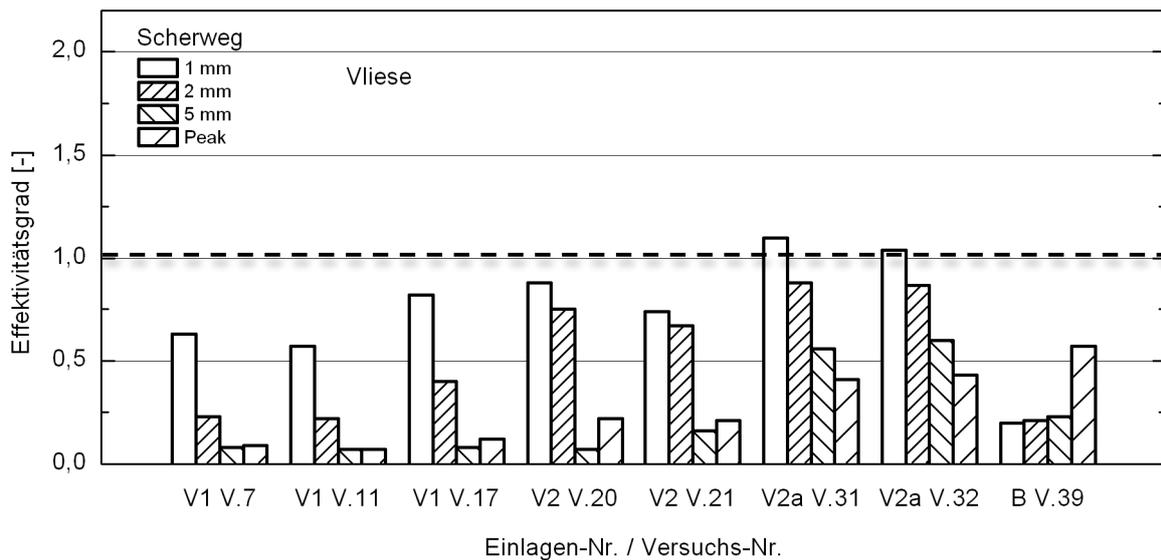


Abbildung 4.21: Effektivität von Vlieseinlagen im Vergleich zu Probenkörpern ohne Einlage (Modellversuche)

Abbildung 4.23 fasst die Abhängigkeit des Effektivitätsgrades vom Schерweg für die unterschiedlichen Produktkategorien zusammen. Generell ist ein Abfall des Effektivitätsgrades bei größeren Schерwegen festzustellen, wobei insbesondere die Kombiprodukte ein uneinheitliches Verhaltensmuster zeigen.

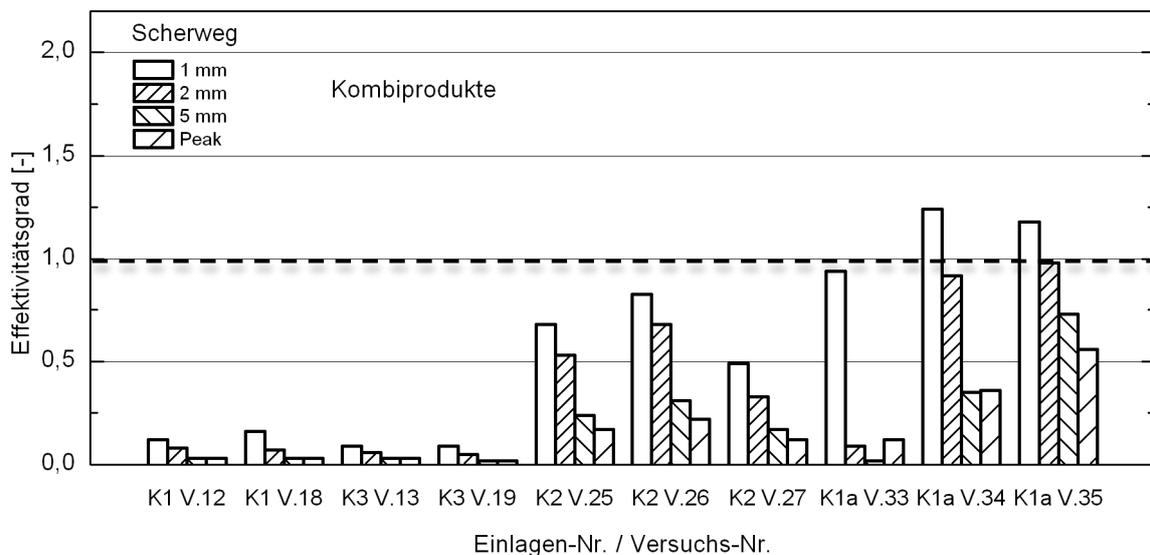
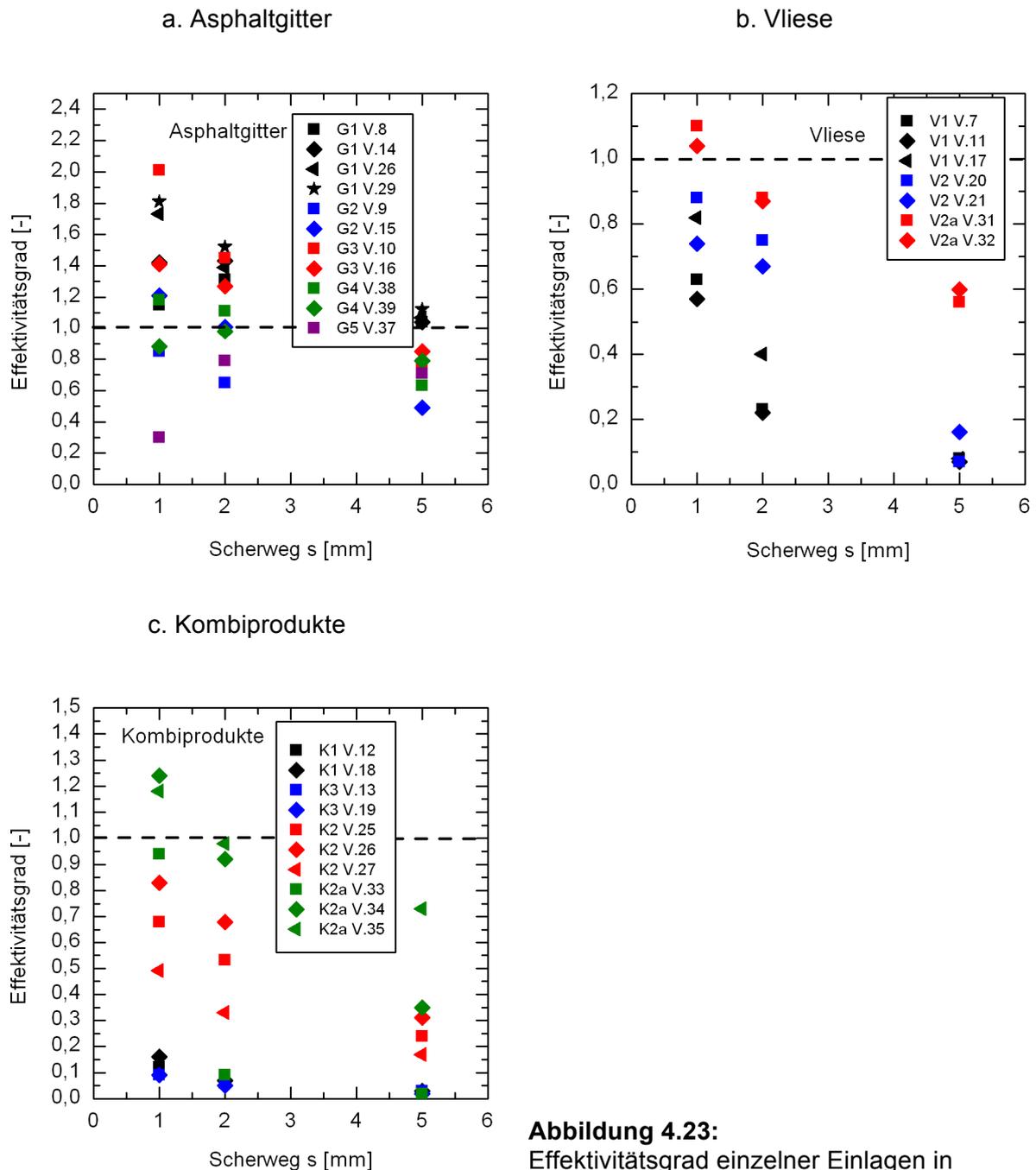


Abbildung 4.22: Effektivität von Kombiprodukte im Vergleich zu Probenkörpern ohne Einlage (Modellversuche)



4.4.2.7 Zusammenfassung

Die zusammenfassende Auswertung der Ergebnisse erfolgt in Abhängigkeit der unterschiedlichen Produktkategorien.

Die Zusammenführung der durchgeführten Asphaltgitterversuche zeigt einen näherungsweise linearen Zusammenhang zwischen der maximal erreichten Scherspannung und dem zugehörigen Scherweg (Abbildung 4.24). Es werden hohe maximale Scherspannungen im Bereich von durchschnittlich etwa 75 % der Referenzscherspannungen

im Versuch ohne Einlage erreicht. Unterschiedliche Produkte dieser Kategorie wirken offenbar in ähnlicher Weise.

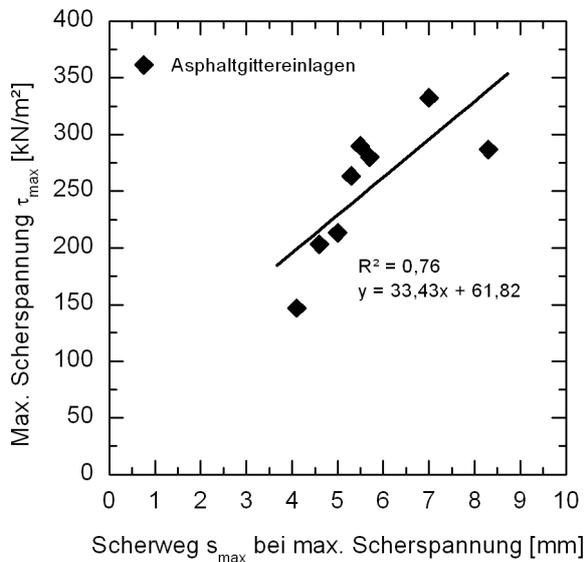


Abbildung 4.24:
Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Asphaltgittereinlage

In der Produktkategorie der Vlieseinlagen ist ebenfalls ein weitgehend linearer Zusammenhang zwischen der maximalen Scherspannung und dem zugehörigen Scherweg zu ermitteln (Abbildung 4.25). Absolut gesehen ist die Größenordnung der maximalen Scherspannung mit durchschnittlich etwa 20 % der Referenzscherspannungen jedoch deutlich geringer als bei der Kategorie der Asphalteinlagen.

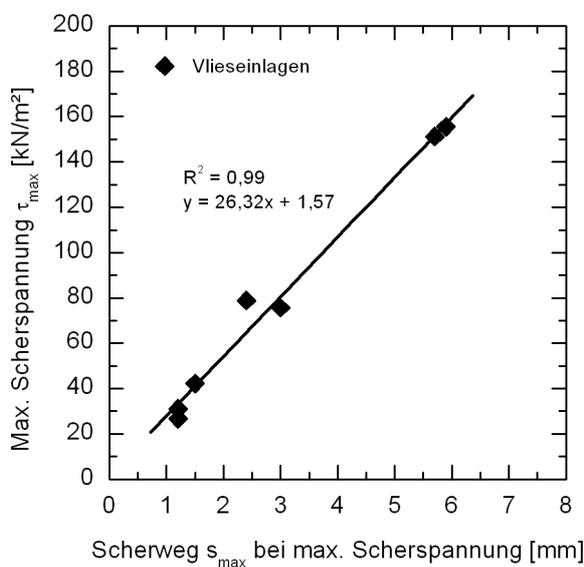


Abbildung 4.25:
Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Vlieseinlage (Ergebnisse aus Positionierung zwischen Binder- und Deckschicht sowie zwischen Binder- und Tragschicht zusammengefasst)

Abbildung 4.26 zeigt ein sehr uneinheitliches Bild bezüglich der Entwicklung der maximalen Scherspannung und des zugehörigen Scherweges. Die Wirkungsweise der Produkte dieser Produktkategorie lässt sich daher in Bezug auf ihr Scherverhalten nicht zusammenfassen.

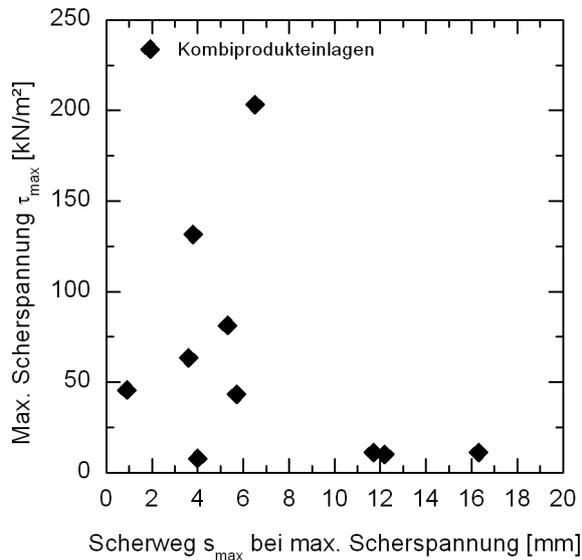


Abbildung 4.26:

Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Kombiprodukteinlage (Ergebnisse aus Positionierung zwischen Binder- und Deckschicht sowie zwischen Binder- und Tragschicht zusammengefasst)

4.4.2.8 Vergleich mit Literaturerkenntnissen

Zur Verifizierung werden die vorgestellten Ergebnisse mit Angaben aus Peter, Vosteen et al. (1988) sowie Charif (1995) verglichen.

Bei den Auswertungen von Peter, Vosteen et al. wurde eine Anzahl von Bohrkernen ($d = 15$ mm) aus zwei Streckenabschnitten einer sanierten Asphaltstraße untersucht. Die überbaute Straße wurde 1978 aus 0/8 mm Deckschicht (Asphaltbeton), 0/16 mm Binderschicht und 0/32 Tragschicht mit der Gesamtmächtigkeit von 18 cm hergestellt. Die Strecke war aufgrund des versprödeten Bindemittels stark netzförmig gerissen. Im Juni 1990 wurde diese Strecke mit verschiedenen Maßnahmen abschnittsweise saniert. (Peter, Vosteen et al. 1988)

Zum Einsatz kamen unter anderem auch ein Kunststoffgitter, ein Gittergewebe, ein mechanisch verfestigter Vliesstoff und ein thermisch verfestigter Vliesstoff (Tabelle 4.1).

Die Versuchsstrecken wurden in zwei Bereiche eingeteilt:

- Überbauung mit 4 bis 5 cm Deckschicht (Asphaltbeton)
- Überbauung mit 4 bis 5 cm Binderschicht und 4 cm Deckschicht (Asphaltbeton)

Die Proben des Versuchsfeldes A wurden bei 20 C° und die des Feldes B bei 23 C° abgeschert. Eingesetzt wurde der Scherversuch nach Leutner.

Tabelle 4.1: Einlagen der Proben der Vergleichsversuche, nach Peter, Vosteen et al. (1988)

Einlagenart	Material	Bindemittel
Kunststoffgitter	Polypropylen, gestreckt, 46/71	1,7 kg/m ² Bitumenemulsion U 70 K und 12 kg/m ² Edelsplitt
Gittergewebe	Polyesterfäden mit Vorbituminierung, quadratische Maschen 30 mm	0,3 kg/m ² bituminöser Haftkleber
Mechanisch verfest. Vliesstoff	Endlosfäden aus Polypropylen, werkseitig bitumengetränkt	1,7 kg/m ² Bitumenemulsion U 70 K
Thermisch verfest. Vliesstoff (Probleme beim Einbau)	Endlosfäden aus Polyesterfäden, relativ steif	0,6 kg/m ² Bitumenemulsion U 70 K

Da die Ergebnisse der Modellversuche und der Literatur-Versuche aus Feld A und B aufgrund unterschiedlicher Probenabmessungen und Versuchsdurchführungen nicht direkt vergleichbar sind, werden diese normalisiert aufgetragen. Die Ergebnisse des Versuchsfeldes A werden auf den Mittelwert der Scherkraft und des Scherweges der Deckschicht-alt-/Deckschicht-neu-Proben normalisiert, die des Versuchsfeldes B auf die Mittelwerte der Deckschicht-neu-/Binderschicht-neu-Proben. Die Ergebnisse der Modellversuche, Abschergeschwindigkeit 2 mm/min, werden auf den Mittelwert der Scherkraft und des Scherweges der Proben ohne Einlage normalisiert.

Die Ergebnisse werden nach Typ der Einlage zusammengefasst. Es werden dabei Proben ohne Einlage, Proben mit Asphaltgittern, Proben mit Vliesen und Proben mit Kombiprodukten unterschieden. Die normalisierten Ergebnisse sind in ihrem Bezug zur maximalen Scherspannung und dem Scherweg in Abbildung 4.27 dargestellt. Versuche einer Produktkategorie wurden näherungsweise durch Ellipsen optisch hervorgehoben. Dabei zeigt sich eine hohe Streubreite insbesondere der Ergebnisse aus der Literaturlauswertung. Für die Produktkategorie der Kombiprodukte ist aufgrund erheblicher Streuungen keine Definition des begrenzten Wertebereiches möglich.

Einige Kombiprodukte haben eine Wirkungsweise, die eher den Gittern zuzuordnen ist, andere fallen in den Wertebereich von Vlieseinlagen. Auffällig ist weiterhin, dass eine Vielzahl von Vliesen aus der Literaturlauswertung lediglich Effektivitätsgrade von wenigen Prozent aufweisen.

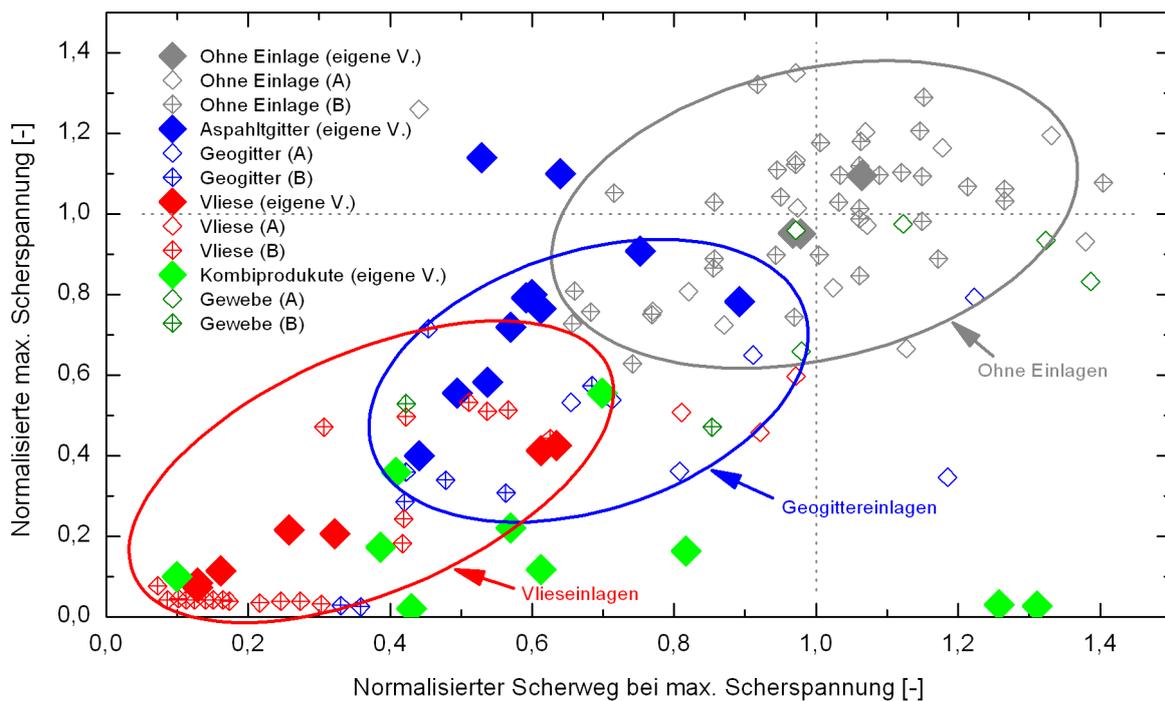


Abbildung 4.27: Vergleich der Effektivität in Abhängigkeit des Scherweges mit Erkenntnissen aus der Literatur (Peter, Vosteen et al., (1988))

Der Vergleich der normalisierten Ergebnisse zeigt eine starke Streuung der Ergebnisse nicht nur im Verhältnis zueinander, sondern auch untereinander. Charif (1995) bemängelt in einem Artikel zur Streuung von Ergebnissen, dass Kriterien zur ausreichenden Beurteilung des Schichtenverbundes fehlen. Der Schichtenverbund bzw. die Scherfestigkeit ist von der Reibung/Verzahnung und der Verklebung abhängig.

Als Ursachen und Einflussgrößen werden neben den Stoffeigenschaften auch Randbedingungen beschrieben. Sehr großen Einfluss hat die Bauausführung (Vorbereitung und folgende Maßnahmen). Die Fülle der Einflussfaktoren macht es schwer, den eigentlichen von den übrigen Einflussfaktoren zu isolieren. Der Schichtenverbund kann demnach nur durch direkte Meßmethoden quantitativ bestimmt werden. Die Bestimmung des Schichtenverbundes ist nicht nur für die Qualitätskontrolle wichtig, sondern auch für die Dimensionierung von Asphaltbelägen (Charif 1995)

In dem Forschungsprojekt wurden 839 Bohrkern aus verschiedenen Neubau- und Erhaltungsmaßnahmen entnommen und untersucht. Es handelte sich nur um Proben ohne Einlagen die zwischen Deck-/Binderschicht, Binder-/Tragschicht und Deck-/Tragschicht abgeschert wurden. Alle Versuche wurden mit dem direkten Abscherversuch nach Leutner durchgeführt (Bohrkerne $d = 15 \text{ cm}$, Abschergeschwindigkeit 50 mm/min bei 20 C°). (Charif 1995)

Für die Auswertung wurden 14 Einflussmerkmale zusammengestellt und in quantitative und qualitative Merkmale aufgeteilt. Die Einflussmerkmale wurden dann durch

Regressionsrechnung und Varianzanalyse ausgewertet. Die gewonnenen Messwerte für Scherkraft und Scherweg sind unter Berücksichtigung dieser Einflussmerkmale ausgewertet worden.

Die Gesamtvarianz dieser Untersuchungen für die Scherkraft lag zwischen 1 % und 41 %, bei den Scherwegen zwischen 1 % und 38 % (Charif 1995).

Trotz der großen Anzahl durchgeführter Versuche ermittelte Charif (1995) eine beträchtliche Streubreite bei einer Vielzahl von Einflussfaktoren bei einer Versuchsdurchführung ohne Asphalteinlagen. Die Verwendung entsprechender Produkte erhöht die Anzahl der Einflussfaktoren weiter. Eine fundierte Aussage ist daher nur bei einer ausreichend großen Stichprobe zu gewährleisten. Die vorgestellten Ergebnisse können daher nur qualitative Daten liefern.

4.5 Schlussbetrachtung

Für die Versuche wurden 8 verschiedene Einlagen von 4 Herstellern in einer Versuchsstrecke eingebaut. Aus dieser Versuchsstrecke wurden dann die benötigten Probekörper entnommen. Außerdem wurden mit den Materialien G4, G5, einem Stahlblech und einem Stahlgitter nachträglich Probekörper im Labor hergestellt.

Bei den Indexversuchen hatten folgende variable Faktoren Einfluss auf die Scherfestigkeit: Vertikalspannung, Abschergeschwindigkeit, Einlagentyp, Lage der Scherfläche und die Probentemperatur. Die variablen Einflussfaktoren der Modellversuche waren: Abschergeschwindigkeit, Einlagentyp, Lage der Scherfläche, Probentemperatur sowie Bindemittelgehalt.

In beiden Versuchsreihen wurden sowohl Proben mit als auch ohne Einlagen verwendet. Die Proben können in vier Produktkategorien aufgeteilt werden: Proben ohne Einlage, Proben mit Gittern, Proben mit Vliesen und Proben mit Kombiprodukten.

Proben ohne Einlage können hohe Scherwiderstände bei entsprechenden Scherwegen mobilisieren. Es bildet sich im Bereich der Scherfläche eine Scherfuge aus, deren Verlauf und Gleichmäßigkeit stark von der Probentemperatur, der Abschergeschwindigkeit und der Art der Asphaltsschichten abhängt. Ergebnisse dieser Versuchsanordnung dienen als Referenzwerte.

Proben, deren Vlieseinlage auf der Tragschicht eingebaut wurden, mobilisierten 8 bis 23 % der Referenzscherspannung bei 13 bis 33 % des Referenzscherweges. Wurden die Vlieseinlagen mit einer größeren Bindemittelmenge eingebaut, so erreichten die Proben zwischen 43 % und 45 % der Referenzscherspannung bei 63 bis 65 % des Referenzscherweges.

Bei den Vlieseinlagen konnten die Asphaltsschichten sich ohne gegenseitige Beeinflussung verschieben, der Verbund riss erst nach langen Scherwegen ab. Die abdichtende Wirkung konnte jedoch in vielen Versuchen aufgrund fehlenden Bindemittels nicht festgestellt werden, so dass der Schichtenverbund geschwächt wurde.

Die Vlieseinlage V1 baute Spannungen durch Verformungen im Vliesstoff ab, die Vlieseinlage V2a zwischen Vlies- und Asphaltoberfläche. Die Verformungseigenschaften von Vliesen sind stark von deren Herstellungsart und Verklebung mit der Asphaltoberfläche abhängig.

Asphaltgitter hingegen sollen vornehmlich eine bewehrende Funktion übernehmen. Bei dem Abscheren von Proben mit Asphaltgittern wurden 42 bis 96 % der Referenzscherspannung erreicht, während der Scherweg 45 bis 91 % des Referenzscherweges betrug. Der Scherwiderstand wurde vermutlich über den Verbund der Schichten in den Gitterzwischenräumen erreicht. Eine Mitnahme von Gitterstreben während des Abscherens war nicht zu beobachten. Die Einlagen G1 - G5 beeinträchtigten den Verbund der Asphaltsschichten bei guter Verklebung nur in geringem Maße.

Dieser Störung des Schichtenverbundes kann mit entsprechenden Materialarten, Gitterformen, ausreichender Bindemittelmenge und Vorbituminierung der Gitter selbst entgegengewirkt werden.

Der Scherwiderstand von Proben mit Kombiprodukten aus Vlies und Asphaltgitter stellte sich als besonders problematisch heraus. Die Proben, deren Einlagen auf der Tragschicht aufgebracht wurden, erreichten lediglich zwischen 2 und 23 % des Referenzscherspannungswertes, wobei Scherwege bis zu 33 % des Referenzscherweges ermittelt wurden. Für Proben mit den Einlagen K1 und K3 konnte kein Scherweg zu einer maximalen Scherspannung zugeordnet werden, da keine eindeutigen maximalen Scherspannungen erkennbar waren. Die Proben, deren Einlage K3 jedoch auf der Binderschicht eingebaut wurden, erreichten bei einem erhöhten Bindemittelgehalt Scherspannungen von 13 bis 59 % der Referenzscherspannung bei Scherwegen zwischen 10 und 71 %.

Die Wirkungsweise und Einfluss auf den Schichtenverbund konnte bei den Einlagen K1 und K3 aufgrund mangelnder Verklebung nur begrenzt beobachtet werden. Die Einlage K2 besitzt bei Scherbelastung die Wirkungsweise eines Vlieses. Das Gitter kann im Verbundsystem nur einen geringen Scherwiderstand aufnehmen und spielt bei Schereinwirkungen eine untergeordnete Rolle.

Zum Vergleich untersuchte Proben mit Stahlgitter- (SG) bzw. Stahlblecheinlage (SB) zeigen, dass sich das Interaktionsverhalten nicht von anderen Gitter- bzw. flächigen Einlagen wie Vliesen unterscheidet.

Die Auswertungen der Versuche machten deutlich, dass der Scherwiderstand von Asphaltproben mit und ohne Einlage von verschiedenen Faktoren unterschiedlich stark abhängt. Vor einer Verwendung von Einlagen in Asphaltsschichtsystemen ist demnach zu prüfen, welche dieser Faktoren in welchem Ausmaß auftreten können, um eine geeignete Einlage einzusetzen.

Für viele Einsatzgebiete ist eine ausreichende Anzahl von hochwertigen Produkten verfügbar, die Ergebnisse der Versuche und deren Streuung machen jedoch deutlich, dass die Einlagen nur in Verbindung mit einem fachgerechten Einbau wirken können. In eventuell

weiterführenden Versuchen sollten deshalb zusätzlich verschiedene Einbaumethoden für die jeweilige Einlage variiert werden.

5 Biegezugmodellversuche zyklisch

5.1 Einführung

Im Folgenden werden der Versuchsaufbau sowie die Versuchsdurchführung der zyklischen Biegezugversuche kurz dargestellt. Ziel der Versuchsreihen ist es, die Wirksamkeit verschiedener Asphalteinlagesysteme bei vertikal, zyklischer Belastung vergleichend zu ermitteln. Als Belastung wird eine kombinierte Biege- Scherbeanspruchung zyklisch auf den Probekörper aufgebracht. Im Vergleich zu realen Belastungsniveaus müssen die Spannungen erhöht werden um einen wirtschaftlichen und zeitlichen Kompromiss zu finden. Des Weiteren soll die Bewertung der Ergebnisse unter anderem anhand einer Wöhlerbeziehung ausgewertet werden (vgl. Kapitel 2.5.2).

Um eine Betrachtung mit Hilfe des Wöhleransatzes möglich zu machen, werden mindestens drei Versuche mit unterschiedlichen Spannungsniveaus benötigt, welche die Dauerfestigkeit, eine mittlere Lebenszeit und ein rasches Versagen repräsentieren müssen. Aus den genannten Randbedingungen ergeben sich die verwendeten Spannungsniveaus, die teilweise deutlich über den in situ Spannungen liegen.

5.2 Versuchskonzeption

5.2.1 Versuchsstand

Als Versuchsstand für die Biegezugversuche steht eine pneumatische Belastungseinrichtung zur Verfügung. Mit dieser Belastungseinrichtung ist es möglich statische und zyklische Lasten bis zu 15 kN mit einer Frequenz von bis zu 5 Hz auf den Versuchskörper aufzubringen. Der Versuchskörper ist auf einer durchgehenden elastischen Unterlage gebettet, deren Steifigkeit an die eines Straßenunterbaus angelehnt ist. Dies sorgt im Gegensatz zu einer Drei- oder Vierpunktlagerung für realitätsnahe Durchbiegungen während des Versuches (Abbildung 5.1).

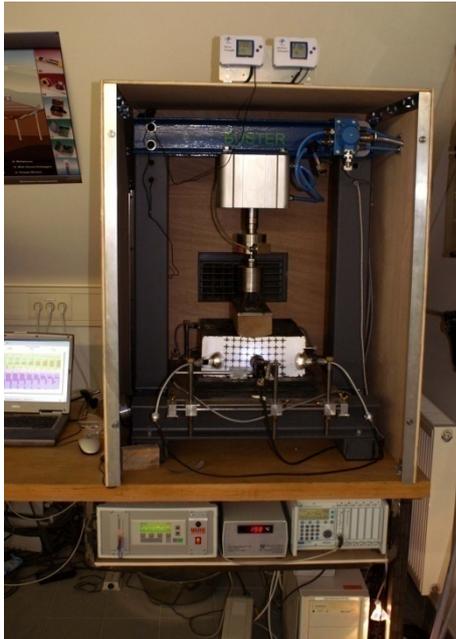


Abbildung 5.1:
Biegezugversuchseinrichtung mit
Klimakammer

5.2.2 Versuchsdurchführung

Während der Durchführung der Interaktionsversuche hat sich bereits gezeigt, dass die Probentemperatur einen immensen Einfluss auf die Festigkeit des Asphalttes hat. (vgl. 4.4.1.4). Bereits geringe Temperaturänderungen führen zu deutlichen Abweichungen bei den Versuchsergebnissen bei ansonsten gleichen Randbedingungen. Aus diesem Grund ist es notwendig die Probentemperatur über den gesamten Versuchsverlauf konstant zu halten. Die Versuche werden deshalb in einer Klimakammer, sofern nicht anders angegeben, bei konstant 19° C durchgeführt. Die Temperatur in der Kammer kann durch eine thermostatgesteuerte Heizung sowie Kühlung eingestellt werden.

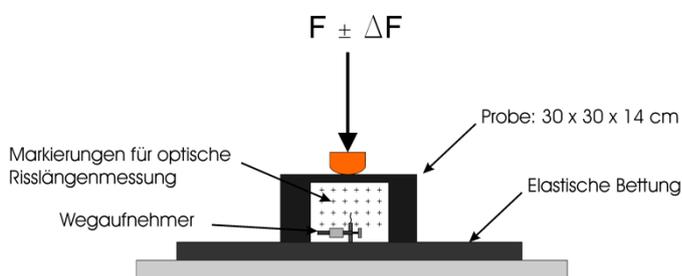


Abbildung 5.2:
Prinzipskizze der
Biegezugversuchseinrichtung

5.2.3 Mess- und Videobeobachtungssystem

Eine der wichtigsten Messgrößen bei der Auswertung der Biegezugversuche ist die Entwicklung der Risslänge über den Versuchsverlauf und damit über die aufgebrachten Lastspiele. Übliche sensorgestützte Messsysteme scheiden aus, da es nicht möglich ist einen Wegaufnehmer in geeigneter Weise anzubringen. Weiterhin ist die Lage eines sich ausbildenden Risses im Vorhinein nicht abschätzbar. Als Alternative kommt nur ein berührungsloses Messsystem in Frage, welches in der Lage ist eine Fläche zu überwachen

in der der Riss mit Sicherheit auftreten wird. Als weitere Anforderung bestand die Notwendigkeit, die gewonnenen Daten über die Risslänge mit den anderen Messdaten in zeitlichen und kausalen Zusammenhang bringen zu können. Zusätzlich wurde die Rissöffnungsweite mit einem LVDT Wegaufnehmer erfasst (vgl. Abbildung 5.2).

Technische Lösung

Aufgrund der genannten Rahmenbedingungen fiel die Entscheidung für ein Rechnergestütztes Videobeobachtungssystem. Um die Kopplung der Daten aus den beiden Messsystemen zu gewährleisten, ist das Videobeobachtungssystem über einen externen Zyklenzähler mit der Versuchsanlage verbunden. Dadurch ist das Videobeobachtungssystem in der Lage jeweils nach einer eingestellten Anzahl Lastspiele ein Bild der zu beobachtenden Fläche aufzunehmen. In die Bilder werden zur besseren Zuordenbarkeit: Zeit, Datum, Versuchskennung und Lastspielzahl eingeblendet. Die Auswertung der Risslänge muss im Anschluss an den Versuch manuell durchgeführt werden.

Auswertung

Um die manuelle Auswertung der Risslänge zu ermöglichen, müssen die Probekörper mit einem Maßstab versehen werden. Dazu werden die Probekörper zunächst dünn mit weißer Farbe gestrichen, dies dient dazu, einen besseren Kontrast zwischen Riss und ungeschädigter Umgebung zu gewährleisten. Auf die weiße Fläche wird im Anschluss mit schwarzer Farbe ein Kreuzraster mit definiertem Rasterabstand aufgebracht (vgl. Abbildung 5.3).

Zur Ermittlung der Risslänge wird das betreffende Bild in eine Software importiert. Nachdem das Bild skaliert wurde, kann die Risslänge mit Hilfe der Software erfasst werden.

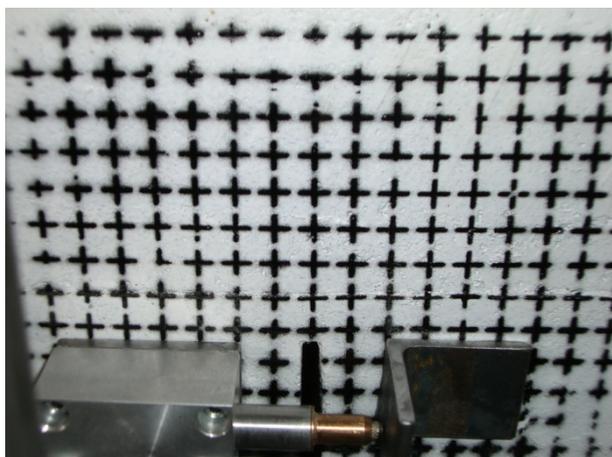


Abbildung 5.3:
Probekörper mit aufgebrachtem
Maßstab (Rastermaß 1cm) und
Wegaufnehmer zur Messung der
Rissöffnungsweite

5.3 Experimenteller Teil

5.3.1 Einführung

Im Rahmen des Untersuchungsprogramms wurden 64 zyklische Biegezugversuche durchgeführt. 54 Proben stammen aus dem in 3.4 vorgestellten Probefeld. Zehn weitere Proben wurden nachträglich im Labor hergestellt und werden auf Grund der unterschiedlichen Herstellung und abweichendem Asphaltmischgut separat betrachtet. Im Folgenden wird exemplarisch für einige Versuche die Rissentwicklung in Abhängigkeit der Zyklenzahl sowie der aufgetragenen Last dargestellt.

5.3.2 Versuchsdarstellung

Während jedes Versuches wurde die zyklische Kraft, die vertikale Verformung an der Lasteinleitung sowie die Rissöffnungsweite an beiden Seiten der Probe kontinuierlich erfasst.

Die Belastung wird zyklisch mit einer Frequenz von 1Hz aufgebracht. Dies entspricht etwa 20 km/h Fahrgeschwindigkeit bezogen auf einen Radabstand von 7m (z.B. Abstand zwischen Tandemachse und Aufliegerachse). Die Belastungsstufen sind 5 kN, 8 kN sowie 10 kN. Dabei entspricht die Laststufe 8 kN einer Wechselbeanspruchung zwischen 1 kN als Unterlast und 8 kN als Oberlast. Die Lastamplituden betragen demnach 4 kN, 7 kN und 9 kN. Auf eine vollständige Entlastung der Probe musste aus technischen Gründen verzichtet werden. Zu Beginn jeden Versuches wird zunächst statisch an die Unterlast herangefahren und bei Erreichen der Unterlast automatisch und verzögerungsfrei auf die zyklische Belastung umgeschaltet.

Außerdem erfolgte auf beiden Probenseiten eine optische Erfassung der Rissentwicklung. Abbildung 5.4 zeigt exemplarisch die Entwicklung der Risslänge über den Versuchsverlauf. Da die Erfassung der Risslänge zum einen optisch erfolgte und zum zweiten anschließend manuell ausgewertet werden muss, stellt sich der Verlauf der Kurve nicht vollständig kontinuierlich dar. Die Rissöffnung hingegen, folgt einer stetigen Funktion (s. Abbildung 5.5).

In Kapitel 5.4 soll gezeigt werden, in wie weit die beiden Werte miteinander korrelieren und unter welchen Umständen es möglich ist von der Rissöffnung auf die tatsächliche Risslänge zu schließen.

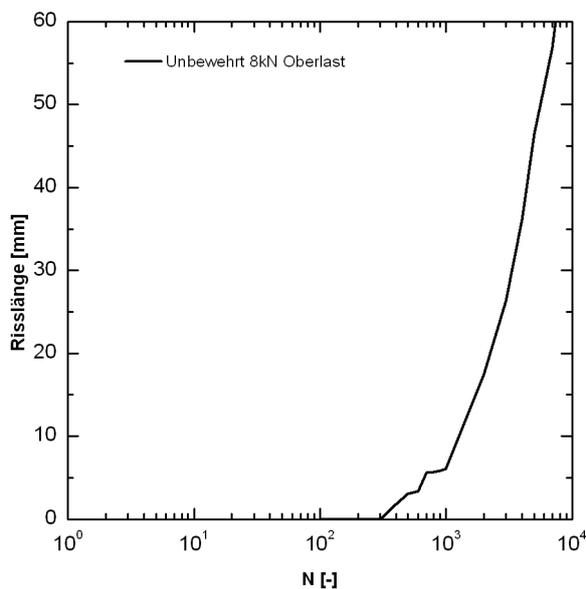


Abbildung 5.4:
Auftragung der Risslänge über Zyklen

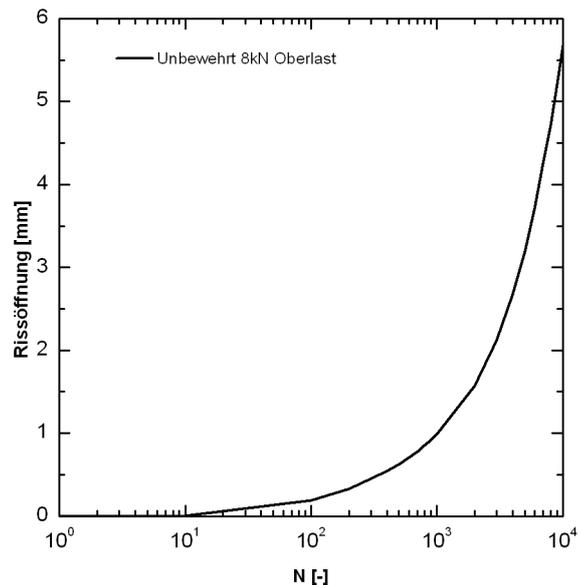


Abbildung 5.5
Auftragung der Rissöffnung über Zyklen

5.3.3 Reproduktionsverhalten

Die Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse soll beispielhaft an den folgenden Versuchsergebnissen gezeigt werden. Gerade zu Beginn der Versuchsreihe wurden Versuche mehrmals unter gleichen Bedingungen durchgeführt. Die folgenden Diagramme (Abbildung 5.6 und Abbildung 5.7) zeigen Exemplarisch die Auswertung von drei bzw. vier Versuchen unter gleichen Randbedingungen. Die Ergebnisse zeigen teilweise eine geringe Abweichung, welche auf die Inhomogenität des Materials zurückgeführt werden kann. Im weiteren werden jeweils Mittelwerte aus mehreren Versuchen mit gleichen Randbedingungen verwendet.

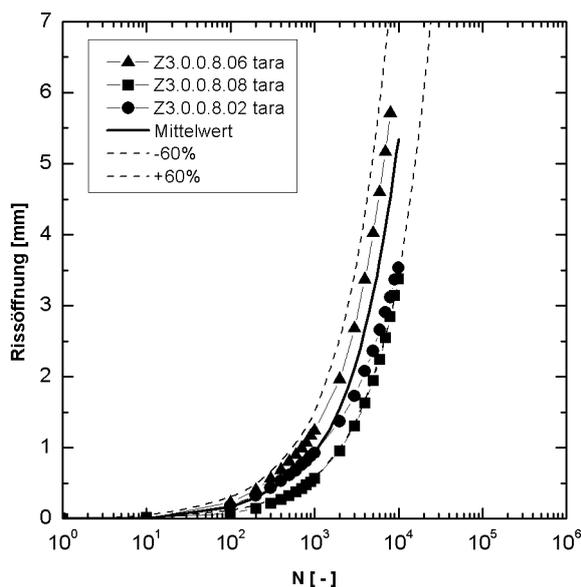


Abbildung 5.6:
Reproduktionsverhalten der Rissöffnungswerte bei unbewehrten Proben und 8 kN Belastung

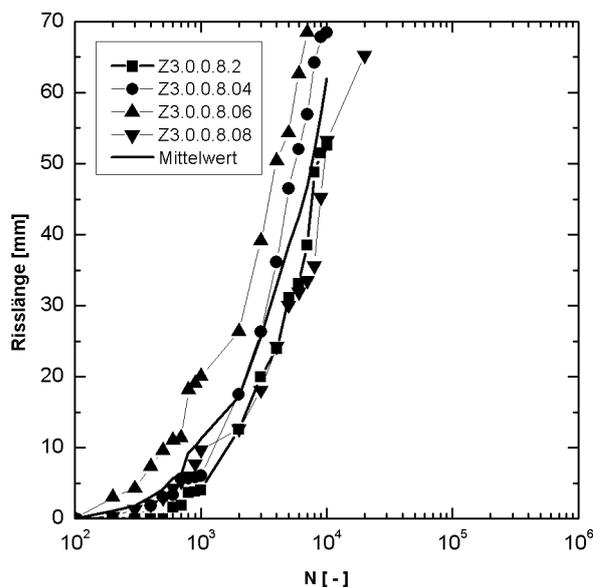


Abbildung 5.7:
Reproduktionsverhalten der Risslänge bei unbewehrten Proben und 8 kN Belastung

Die Abweichungen der gemessenen Risslänge sind vermutlich eine Folge der relativ großen Inhomogenität des Asphaltmaterials. Es ist davon auszugehen, dass die Position einzelner Zuschlagskörner im Bereich des Schlitzes einen starken Effekt auf die Rissentwicklung an der Beobachtungsfläche hat. Abbildung 5.8 und Abbildung 5.9 zeigen vereinfacht die genannte Problematik.

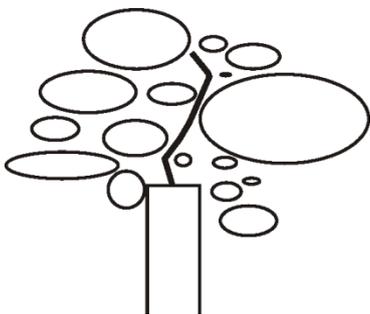


Abbildung 5.8:
Schnitt endet im Bitumen

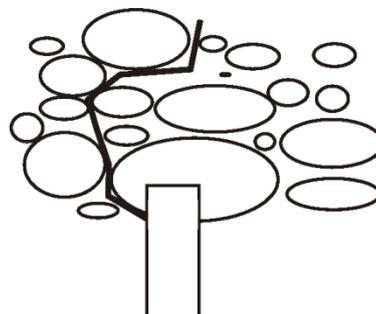


Abbildung 5.9:
Schnitt endet im Zuschlag

Des Weiteren kann die Verteilung der Gitterstreben, bei Proben mit Asphaltgittern, einen Einfluss auf die Rissöffnung und Rissentwicklung haben. An der vorderen Kante (hier unten) der in Abbildung 5.10 dargestellten Probe ist von einer lokal größeren bewehrenden Wirkung auszugehen, als das im hinteren (hier oberen) Bereich der Fall ist. Insbesondere bei der Erstellung von Proben aus Probefeldern ist eine gleichmäßige Anordnung der Gitterstreben kaum sicher zu stellen.

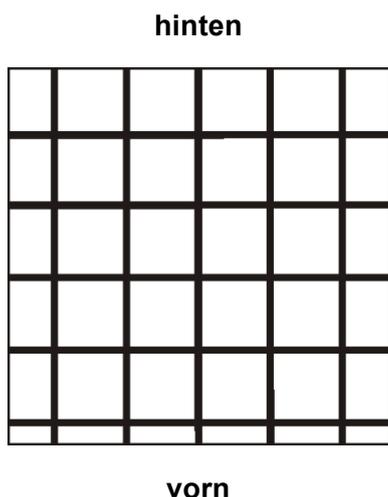


Abbildung 5.10:
Mögliche Verteilung der Gitterstreben in der Draufsicht einer Probe

5.4 Auswertung/Auswertungsverfahren

5.4.1 Grundlagen der Auswertungsmethoden

Für die Auswertung der Versuche soll zum Einen die Rissöffnungsweite und zum Anderen die Risslänge herangezogen werden. Die Rissöffnung wurde über die Versuchsdauer kontinuierlich mit Hilfe von Induktiven Wegaufnehmern gleichzeitig an der Vorder- und Rückseite der Probe erfasst. Die Position der Wegaufnehmer ist bei allen Proben relativ zur Oberkante des eingesägten Schlitzes konstant.

Bestimmung der Risslänge

Als Risslänge gilt der senkrechte Abstand zwischen Schlitzoberkante und dem Riss mit dem größten vertikalen Abstand zur Schlitzoberkante (vgl. Abbildung 5.11). Die Risslänge wird sowohl auf der Vorder- als auch auf der Rückseite der Probe bestimmt und anschließend gemittelt.

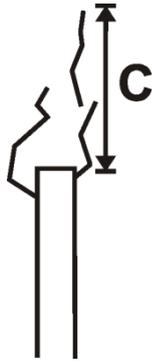


Abbildung 5.11:
Definition der Risslänge c

Bestimmung der Rissöffnung

Die Rissöffnung wird kontinuierlich durch induktive Wegaufnehmer erfasst und abgespeichert. Die Rissöffnungsweite wird auf beiden Seiten des Probekörpers zeitgleich erfasst und zur Auswertung gemittelt. Durch eine Schablone wird sichergestellt, dass die Position der Wegaufnehmer in jedem Versuch identisch ist. Der Abstand der Wegaufnehmer zur Oberkante des Sägeschlitzes beträgt 20 mm (vgl. Abbildung 5.12).

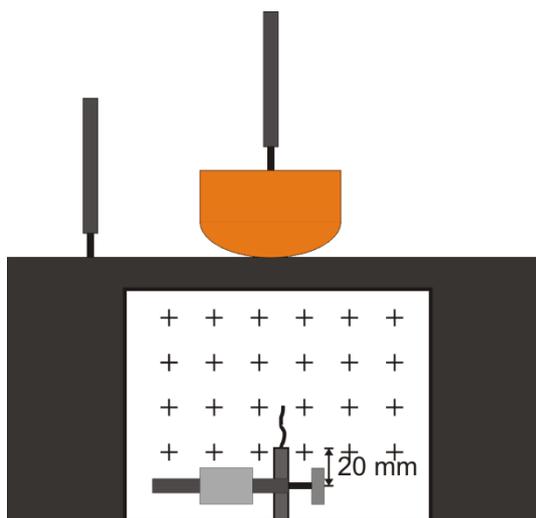


Abbildung 5.12:
Position der Wegaufnehmer zur Bestimmung der Rissöffnungsweite

5.4.2 Versagenskriterium

Risslänge

Ein Versagen der Probe wird definiert, wenn der Mittelwert aus der Risslänge vorn und hinten 50 mm erreicht. Ein vollständiges Durchschlagen des Risses bis zur Oberfläche ist bei der gewählten Belastungsart und Auflagerbedingung nicht zu erreichen. Vielmehr kommt es

bei hohen Lastspielzahlen im oberen Probenbereich zu einer Rissentwicklung von oben nach unten, dem so genannten Top-Down-Cracking. Ein möglicher Grund für das beobachtete Top-Down-Cracking ist die Art der Lasteinleitung. Durch die abgerundete Form sinkt der Stempel mit der Zeit, auf Grund des viskosen Materialverhaltens des Asphaltes, in die Probenoberfläche ein. Es kommt dadurch zu Zugspannungen an der Probenoberseite, welche zur Rissbildung führen.

Rissöffnung

Als zweites zu untersuchendes Versagenskriterium soll eine mittlere Rissöffnungsweite von 4 mm definiert werden. Eine Betrachtung des Verhältnisses von Risslänge zu Rissöffnungsweite zeigt für viele Versuche einen weitgehend linearen Zusammenhang, in deren Mittel eine Rissöffnungsweite von 4 mm einer Risslänge von ca. 50 mm entspricht (vgl. Abbildung 5.13). Im Vergleich zur Risslänge ist die Rissöffnungsweite einfacher zu ermitteln und folgt einem stetigen Verlauf.

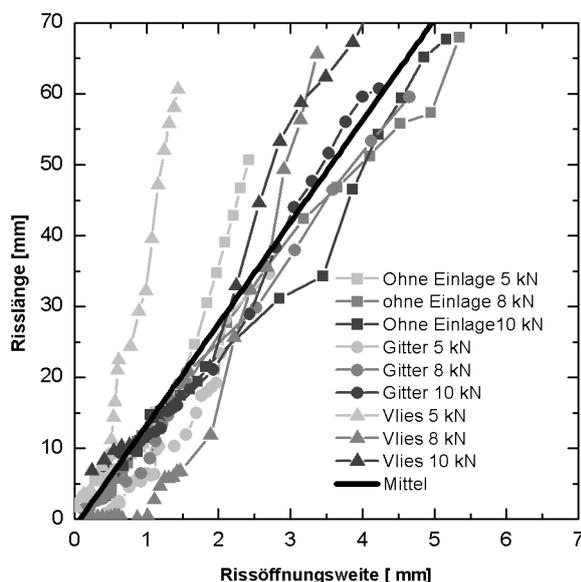


Abbildung 5.13:

Zusammenhang von Rissöffnungsweite und Risslänge für Proben ohne Einlage, mit Gittereinlage und mit Vlieseinlage

Im Folgenden wird für die Untersuchung der verschiedenen Einflussparameter jeweils eine Auswertung mit beiden Versagenskriterien durchgeführt.

5.4.3 Probleme bei der Risslängenbestimmung

Bei der Beobachtung der Rissentwicklung auf der Probenoberfläche konnten abhängig von der Belastung und der Art der Einlage zwei verschiedene Rissbilder unterschieden werden. Einige Proben zeigten einen deutlichen Riss, welcher sich über den Versuchsverlauf vom Sägeschlitz nach oben entwickelte (Abbildung 5.15). Bei anderen Proben zeigte sich viel mehr ein gleichmäßiges Auftreten von vielen, über die Probenoberfläche verteilte Mikrorissen (Abbildung 5.14). Diese Mikrorisse stehen kaum miteinander in Verbindung. Des Weiteren

treten bereits in einem frühen Stadium des Versuches Mikrorisse im oberen Bereich der Probenoberfläche auf. Die Mikrorisse zeigen jeweils nur eine geringe Länge und Breite. Ihr Schädigungspotenzial erscheint im Vergleich zu Proben mit einzelnen, durchgehenden Rissen vergleichbar klein. Die gewählte Definition der Risslänge (vgl. 5.4.1) führt deshalb bei Proben mit Mikrorissbild zu dem Problem, dass die gemessene Risslänge kaum die Beschädigung der Probe widerspiegelt.

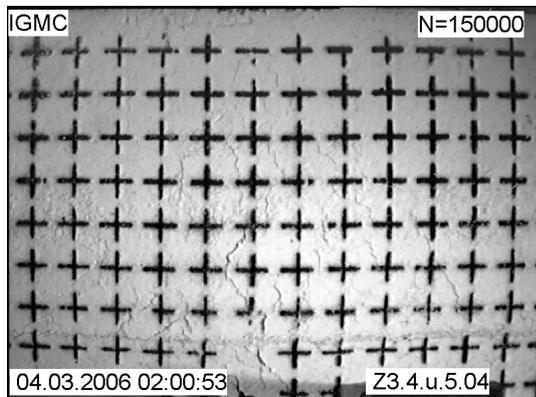


Abbildung 5.14:
Mikrorisse an einem Probekörper mit Vlieseinlage

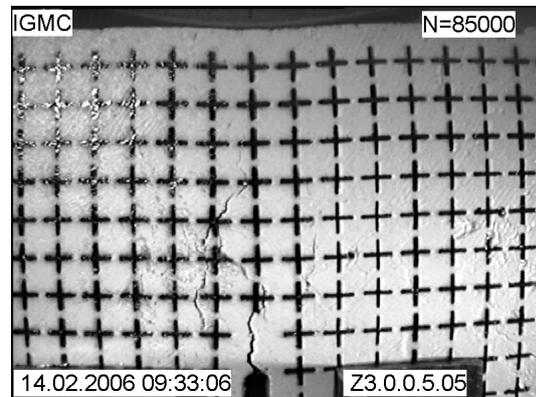


Abbildung 5.15:
Einzelriss an einem Probekörper ohne Asphalteinlage

In diesem Fall wurde auf eine Auswertung der Risslänge verzichtet und ausschließlich die Rissöffnungsweite als Versagenskriterium herangezogen.

5.4.4 Versuche ohne Einlage

5.4.4.1 Oberlast

Zunächst wurden Untersuchungen zur Bestimmung des Einflusses der Lastamplitude auf die Rissentwicklung durchgeführt. Dazu wurden Versuche an unbewehrten Probekörpern mit unterschiedlichen Oberlasten und einer Unterlast von 1 kN durchgeführt. In Abbildung 5.16 ist zu entnehmen, dass eine Oberlast von lediglich 3 kN selbst nach 1 Mio. Lastwechseln noch 25% vom Versagen entfernt ist. Eine Oberlast von 5 kN führt nach ca. 15.000 Lastwechseln zum Erreichen der als Versagen definierten Rissöffnungsweite von 4 mm. Die Versuche mit 8 kN bzw. 10 kN Oberlast erreichen die 4 mm Rissöffnungsweite nach 7.000 bzw. 5.000 Lastwechseln. Eine Betrachtung der Risslängenentwicklung (Abbildung 5.17) zeigt ebenfalls, dass eine Oberlast von 3 kN nicht ausreicht, um in einer vertretbaren Lastspielzahl ein Versagen zu bewirken. In Anbetracht der zu erwartenden höheren Lastspielzahlen bei der Verwendung von Asphalteinlagen wird daher auf die Durchführung von Versuchen mit 3 kN Oberlast verzichtet. Die Oberlasten 5 kN, 8 kN und 10 kN sind so gewählt, dass eine Auswertung in Form von Wöhlerkurven möglich ist. Dabei repräsentiert die 5 kN Oberlast eine lange Lebensdauer bzw. Dauerfestigkeit. Die Oberlast 8 kN führt zu einem sicheren Versagen bei mittlerer Lebensdauer und 10 kN Oberlast führen zu einem raschen Versagen des Probekörpers.

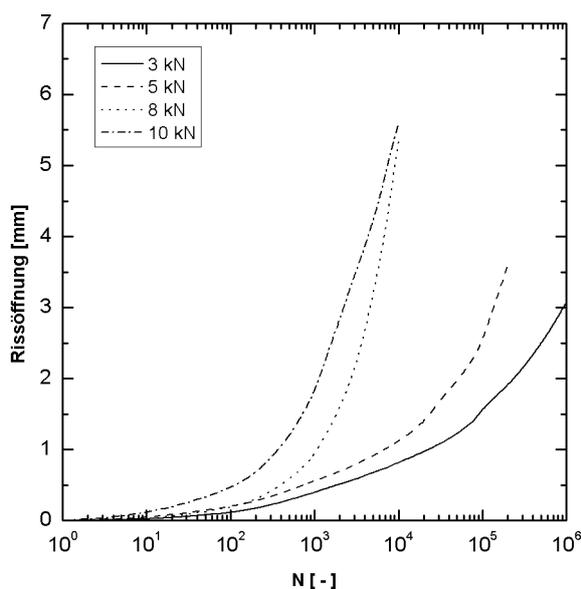


Abbildung 5.16:
Einfluss der Amplitude auf die
Rissöffnungweite an unbewehrten Proben

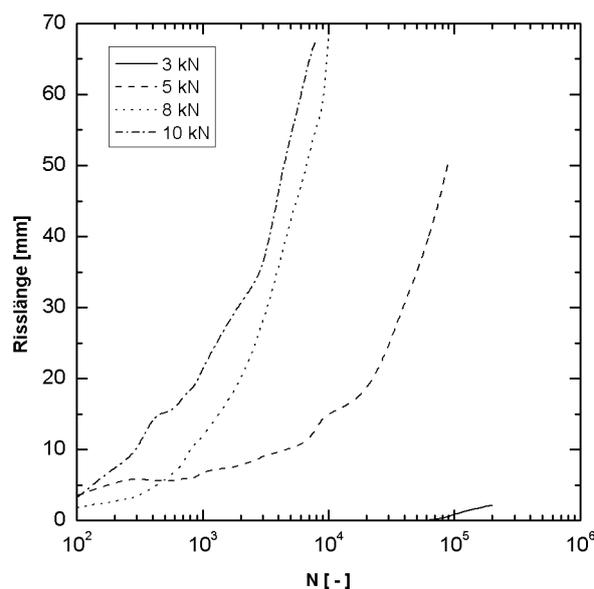


Abbildung 5.17:
Einfluss der Amplitude auf die Risslänge an
unbewehrten Proben

5.4.4.2 Temperatur

Wie bereits in 4.4.1.4 dargestellt, lässt das rheologische Verhalten des Bitumens vermuten, dass die Temperatur des Probekörpers einen merklichen Einfluss hat. Aus diesem Grund wurden Indexversuche mit verkleinerten, unbewehrten Probekörpern (10 x 30 x 14 cm) durchgeführt.

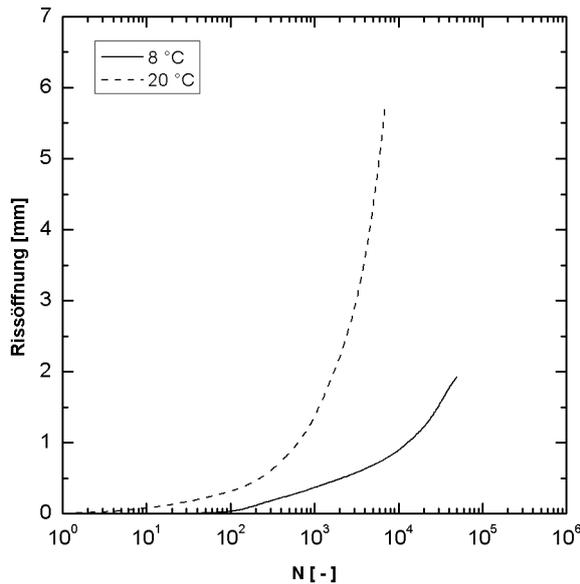


Abbildung 5.18:
Einfluss der Temperatur auf die
Rissöffnungsweite unbewehrter Proben

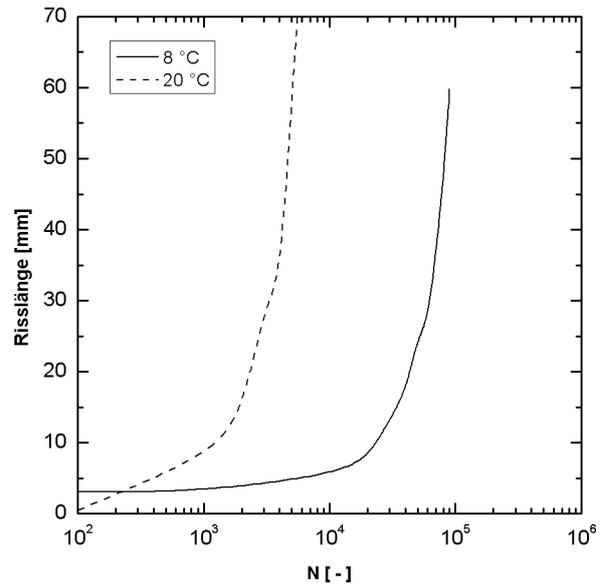


Abbildung 5.19:
Einfluss der Temperatur auf die Risslänge
unbewehrter Proben

Abbildung 5.18 und Abbildung 5.19 zeigen, dass sich bei einer Temperaturänderung von 12 °C die Anzahl an Lastwechseln bis zum Erreichen einer Risslänge von 40 mm mehr als verzehnfacht, da die Zugfestigkeit und die Steifigkeit des Bitumens mit abnehmender Temperatur zunimmt. Bei sehr geringen Temperaturen unter dem Gefrierpunkt kommt es allerdings zu einer Versprödung des Materials.

Dies bedeutet, dass auch bei der Durchführung der folgenden Reihenversuche die Konstanthaltung der Temperaturverhältnisse zu gewährleisten war.

5.4.5 Versuche mit Einlage

Für die im Folgenden dargestellten Versuche kamen Probekörper aus verschiedener Herstellung zum Einsatz. Die Probekörper für die Einlagenmaterialien G1, G2, G3, K1, K2, K3, V1, und V2 entstanden aus der in Abschnitt 3.4.1 beschriebenen Probestrecke. Die Probekörper für die Einlagenmaterialien G4, G5, SG (Stahlgitter) und B (Stahlblech) wurden zu einem späteren Zeitpunkt im Labor hergestellt (vgl. 3.4.2). Die Ergebnisse für die beiden Probengruppen werden getrennt betrachtet.

Zum Vergleich mit den spezialisierten Asphalteinlagen wurden zusätzlich Probekörper mit einem Stahlgitter sowie einem Stahlblech als Einlage untersucht. Sowohl für das verwendete Stahlgitter als auch für das Stahlblech sind die Materialparameter sowie Geometrie exakt bekannt. Des Weiteren kann davon ausgegangen werden, dass eine Einbaubeschädigung ausgeschlossen werden kann. Hauptziel ist es den Einfluss der Einlagensteifigkeit auf die Wirksamkeit von Asphalteinlagen genauer untersuchen zu können. Das Stahlgitter stellt

dabei das Extrem der hohen Steifigkeit bei gleichzeitig hohem Verbund (Effektivität = 1) dar. Das Stahlblech stellt eine Einlage mit hoher Steifigkeit und niedrigem Haftverbund (Effektivität $\approx 0,3$) dar.

5.4.5.1 Oberlast

Zunächst sollen die Ergebnisse der Biegezugversuche mit und ohne Asphalteinlage bei den drei verwendeten Oberlasten 5, 8 und 10 kN miteinander verglichen werden. Zu beachten ist hierbei, dass es sich bei K2 nicht um ein speziell entwickeltes Produkt für die Asphaltanwendung, sondern um ein herkömmliches Geogitter handelt. Dieses Produkt wurde in die Untersuchung aufgenommen, um zu untersuchen ob spezialisierte Produkte zur Asphaltarmierung deutliche Vorteile aufweisen.

5 kN Oberlast

Bei der Betrachtung von Abbildung 5.20 ist festzustellen, dass mit Ausnahme von G3 und K2, die Verwendung einer Asphalteinlage zu einer Verringerung der Rissöffnungsweite führt. So liegt die Reduzierung der Rissöffnungsweite bei G1, G2 und V1 bei ca. 100%. Material K3 (Abbildung 5.20) und G5 (Abbildung 5.22) zeigen sogar eine noch stärkere Reduzierung der Rissöffnungsweite. G3 zeigt zunächst eine Verringerung der Rissöffnungsweite, hat aber nach ca. 100.000 Lastwechseln scheinbar keinen weiteren positiven Effekt auf die Entwicklung der Rissöffnungsweite.

Im Vergleich zu den Rissöffnungsweiten, zeigt die Rissentwicklung nur für Material G1 und G2 eine signifikante Reduzierung der Rissentwicklung, während bei den anderen Materialien sogar eine stärkere Rissentwicklung zu verzeichnen ist. Material G5 zeigt ebenfalls eine deutliche Reduzierung der Rissentwicklung (vgl. Abbildung 5.23). Material K3 zeigt beispielsweise trotz der geringen Rissöffnung eine ausgeprägte Rissentwicklung, die sogar stärker ist als bei den unbewehrten Vergleichsproben. Material V2 zeigt ebenfalls eine stark beschleunigte Rissentwicklung, obwohl die Rissöffnung mit denen der unbewehrten Vergleichsproben vergleichbar ist. Auf eine Durchführung von Versuchen mit Material G4 wurde bei 5 kN Oberlast verzichtet, da selbst Versuche mit 8 kN nur eine geringe Tendenz zur Rissbildung zeigten.

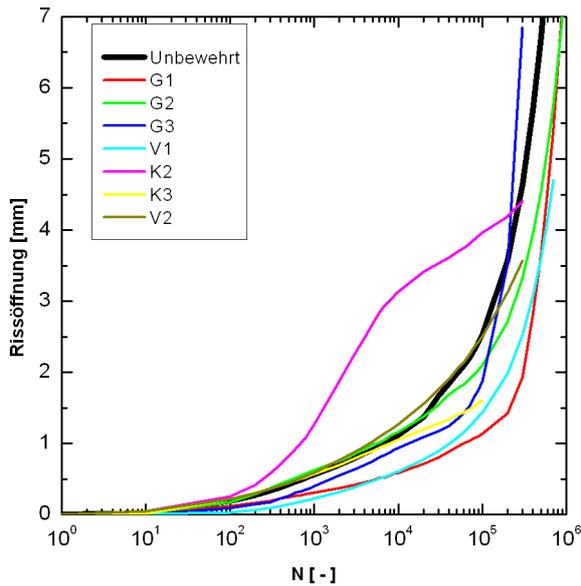


Abbildung 5.20:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 5 kN
Oberlast

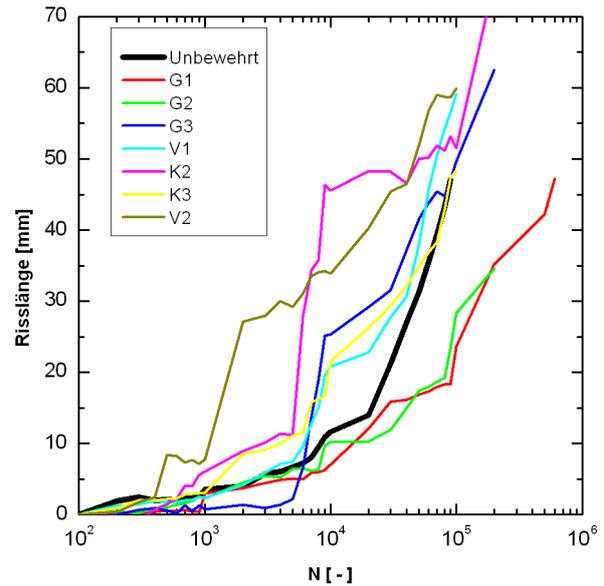


Abbildung 5.21:
Vergleich der Risslängen bei 5 kN Oberlast

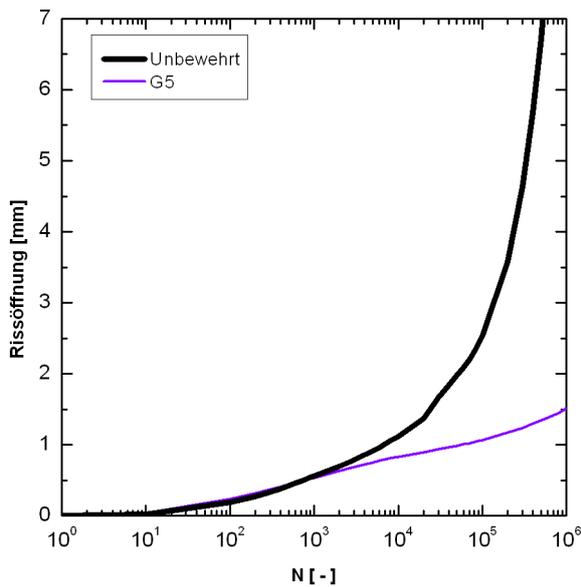


Abbildung 5.22:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 5 kN
Oberlast

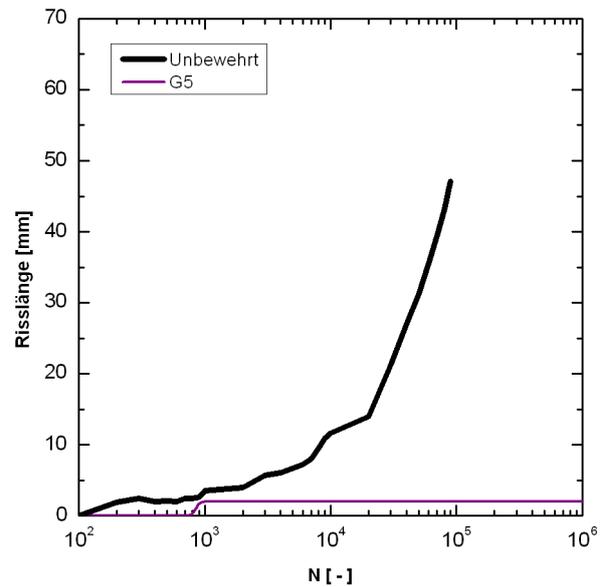


Abbildung 5.23:
Vergleich der Risslängen bei 5 kN Oberlast

8 kN Oberlast

Aus Abbildung 5.24 ist zu entnehmen, dass bei einer gesteigerten Oberlast von 8 kN der positive Einfluss von Asphalteinlagen auf die Rissöffnungsweite deutlicher hervortritt als bei

5 kN Oberlast. Es ist für alle Asphalteinlagen eine Reduzierung der Rissöffnungsweite um den Faktor 10 oder mehr festzustellen.

Ein Vergleich der Rissöffnungsweite mit der gemessenen Risslänge zeigt auch bei 8 kN Oberlast, dass nicht bei allen Einlagen eine Reduzierung der Rissöffnung mit einer vergleichbaren Reduzierung der Risslänge einhergeht. Die Ausnahme bilden vor allem K3 und V2 (Abbildung 5.25).

Die selben Tendenzen wie bei den Probekörpern aus dem Probefeld zeigen auch die Versuchsergebnisse der im Labor hergestellten Proben (vgl. Abbildung 5.26 und Abbildung 5.27). Im Vergleich zu den Probekörpern aus dem Probefeld werden deutlich höhere Lastspielzahlen bis zum Bruch erreicht bzw. die Versuche wurden bei 10^6 Lastwechseln abgebrochen. Während sich die Ergebnisse des Stahlgitters in die der Asphaltgitter einfügen, zeigt sich beim Stahlblech eine unerwartet starke Risssthemmung.

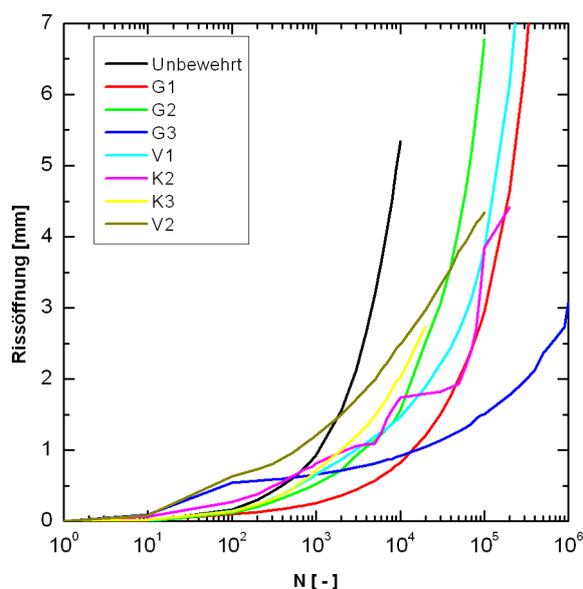


Abbildung 5.24:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 8 kN
Oberlast

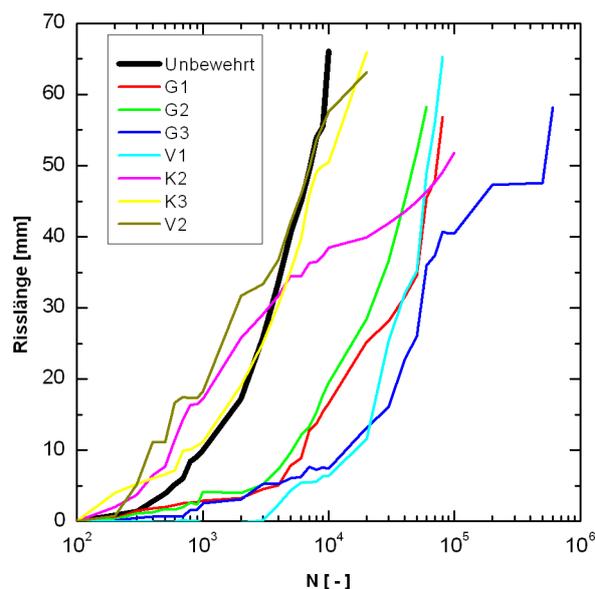


Abbildung 5.25:
Vergleich der Risslängen bei 8 kN Oberlast

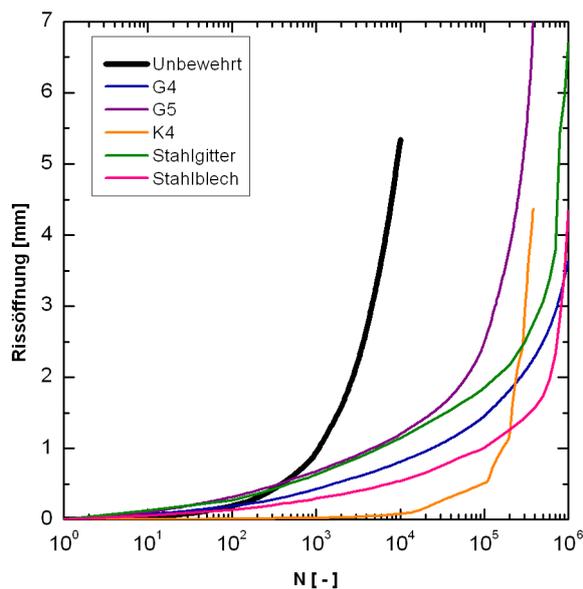


Abbildung 5.26:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 8 kN
Oberlast (Laborproben)

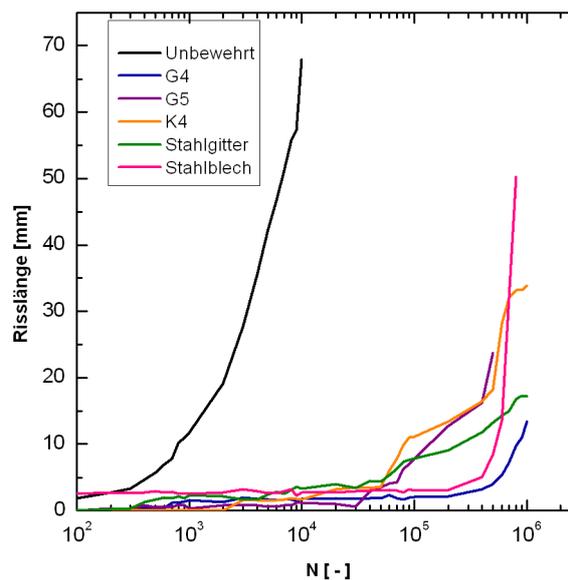


Abbildung 5.27:
Vergleich der Risslängen bei 8 kN Oberlast
(Laborproben)

10 kN Oberlast

Wie Abbildung 5.28 und Abbildung 5.29 zeigen, führen auch bei 10 kN Oberlast Asphaltelinagen teilweise zu einer deutlichen Reduzierung der Rissöffnungsweite und Risslänge im Vergleich zur unbewehrten Vergleichsprobe. Allerdings ist auch bei 10 kN Oberlast zu beobachten, dass bspw. K3 zwar einen positiven Effekt auf die Rissöffnungsweite hat, eine Rissbildung allerdings nicht wirksam verzögern kann. Proben mit einer Einlage V2 hingegen weisen bei 10 kN Oberlast eine deutliche Reduzierung der Rissbildung auf, während bei der Rissöffnung sogar ein gegenteiliger Effekt zu beobachten ist. Auch die Einlagen G4, G5 und K4 zeigen sowohl bei der Rissöffnungsweite als auch bei der Rissentwicklung deutliche Verbesserungen gegenüber der unbewehrten Referenzprobe (vgl. Abbildung 5.30 Abbildung 5.31). Auf eine Untersuchung von Stahlgitter und Stahlblech wurde bei dieser Laststufe verzichtet.

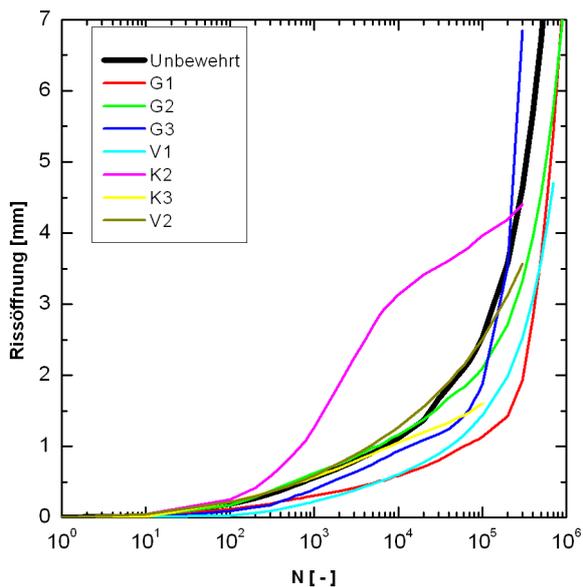


Abbildung 5.28:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 10 kN Oberlast

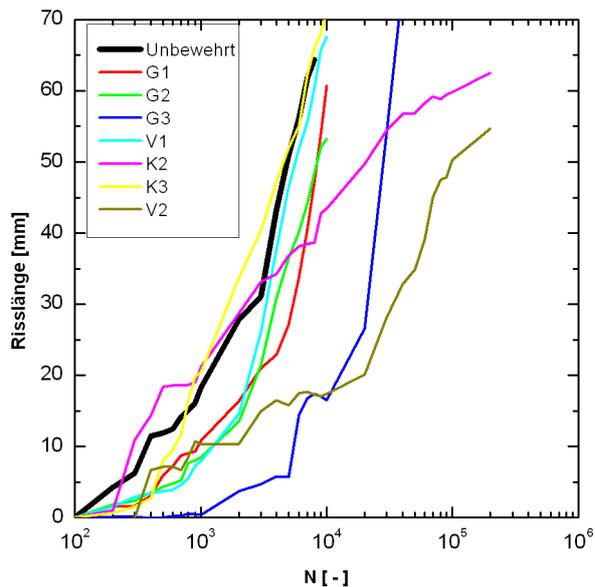


Abbildung 5.29:
Vergleich der Risslängen bei 10 kN Oberlast

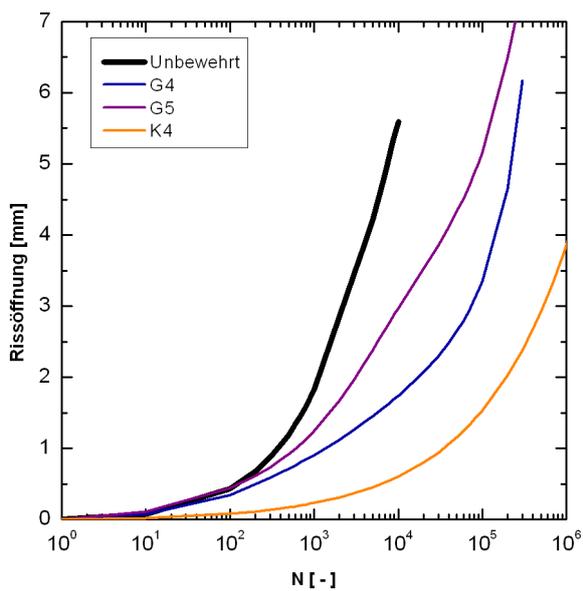


Abbildung 5.30:
Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 10 kN Oberlast

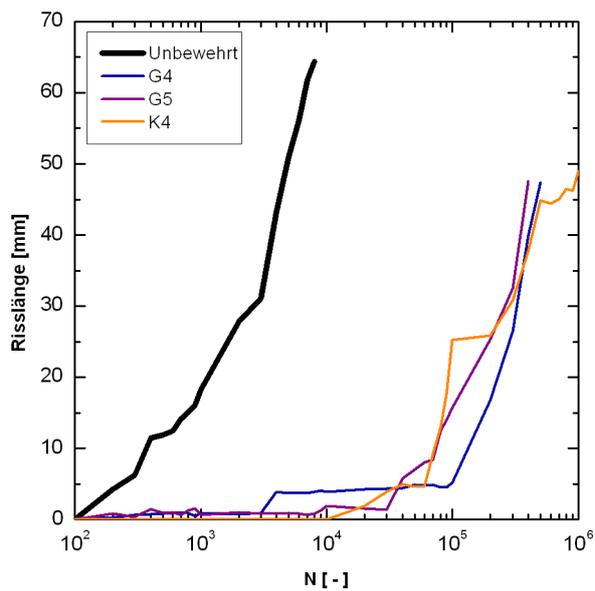


Abbildung 5.31:
Vergleich der Risslängen bei 10 kN Oberlast

Zusammenfassung

Zum Abschluss der Betrachtung der verschiedenen Oberlasten sollen die Ergebnisse noch einmal getrennt für Gittereinlagen und Vlies- bzw. Kombieinlagen dargestellt werden.

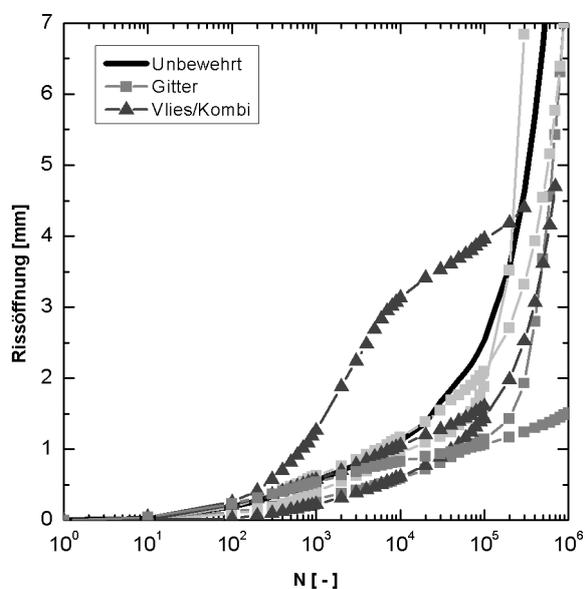


Abbildung 5.32:

Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 5 kN Oberlast

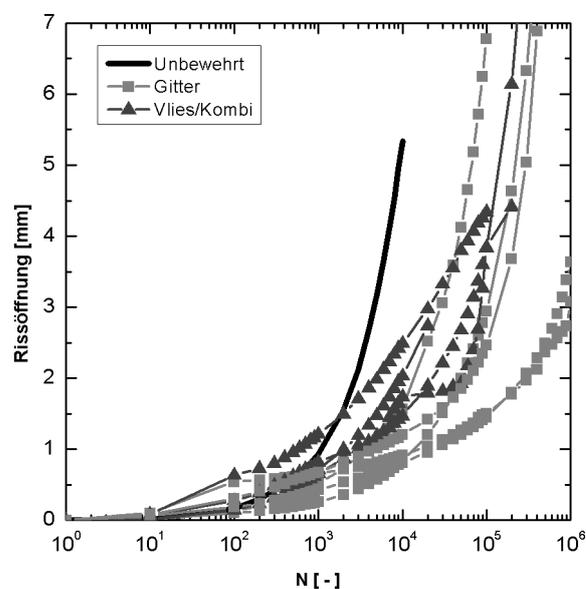


Abbildung 5.33:

Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 8 kN Oberlast

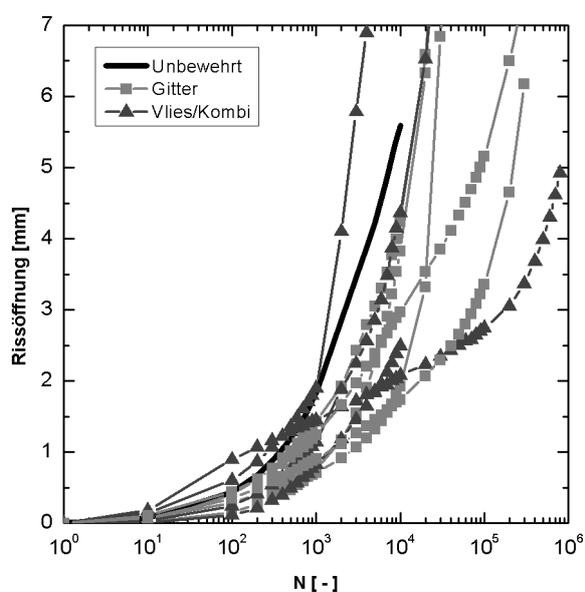


Abbildung 5.34:

Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 10 kN Oberlast

Wie den Diagramme aus Abbildung 5.32 bis Abbildung 5.34 zu entnehmen ist, führen sowohl gitterartige Asphalteinlagen als auch Vliese bzw. Vliese mit aufgebrachtem Bewehrungsgitter (Kombiprodukte) zu einer teils drastischen Reduzierung der Rissöffnungsweite. Aus den

Ergebnissen lässt sich jedoch kein signifikanter Unterschied zwischen den drei Einlagentypen nachweisen.

Bei Betrachtung der Abbildung 5.35 bis Abbildung 5.37 ist zu erkennen, dass bei der Rissentwicklung ein signifikanter Unterschied bei der Wirksamkeit der Einlagentypen zu verzeichnen ist. Insbesondere bei den Oberlasten 5 kN und 8 kN ist bei den Gittereinlagen eine deutliche Reduzierung der Rissentwicklung zu erkennen. Während die Vliese und kombinierten Produkte bei 8 kN kaum einen Einfluss auf die Rissentwicklung haben, bei 5 und 10 kN Oberlast ist sogar ein negativer Einfluss zu erkennen.

Diese Diskrepanz zwischen Rissöffnungsweite und Rissentwicklung bei Vliesbasierten Produkten lässt sich auf die Art der Messwerterfassung und die Wirkungsweise dieser Produkte zurückführen (vgl. 2.3.3). Die Rissöffnungsweite wird unterhalb der Asphalteinlage gemessen und kann so nur die über die flexible SAMI-Schicht übertragene Verformung erfassen. Bei Versuchen mit Vlieseinlagen war außerdem häufig ein trennen der Schichten (debonding) an der Einlage zu beobachten. Durch das Loslösen der Schichten ist die gemessene Öffnungsweite weitgehend von der Verformung des oberen Probenteils entkoppelt.

Ein positiver Einfluss der aufgetragenen Gitter bei Kombinationsprodukten konnte bei den durchgeführten Versuchen nicht festgestellt werden. Offenbar überwiegen bei der verwendeten Versuchsanordnung die Vlieseigenschaften der Materialien.

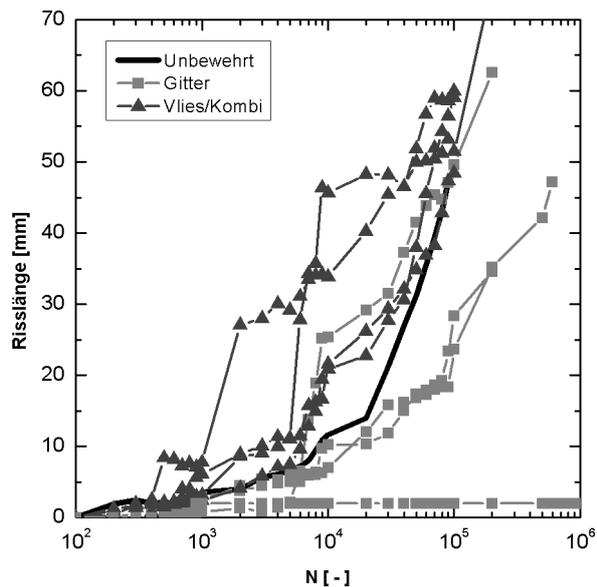


Abbildung 5.35:
Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 5 kN Oberlast

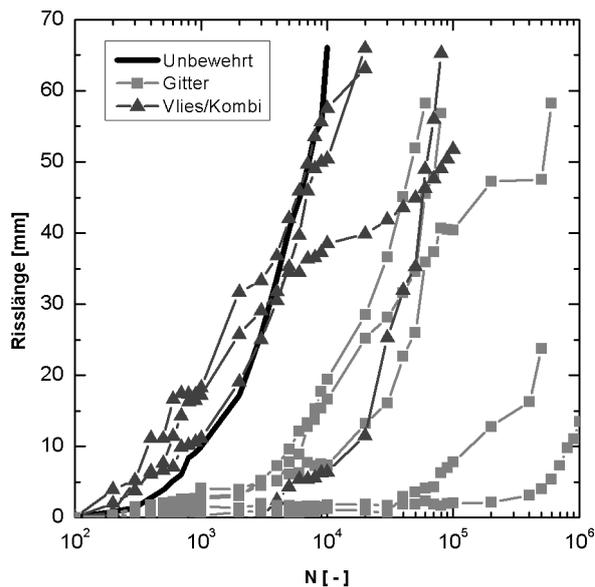


Abbildung 5.36:
Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 8 kN Oberlast

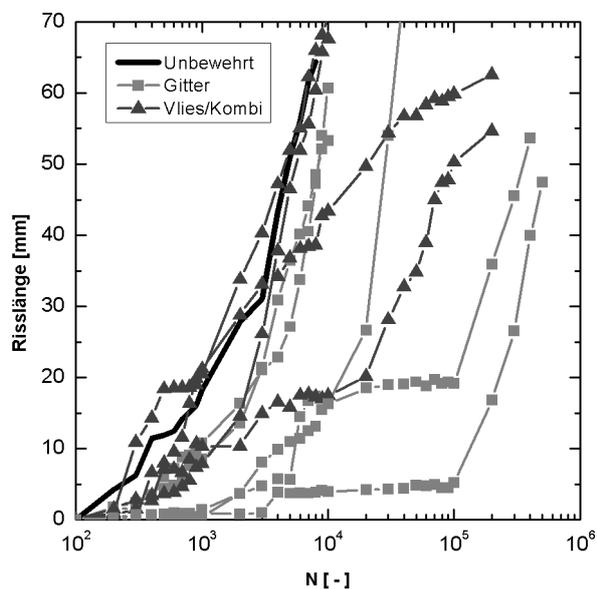


Abbildung 5.37:
Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 10 kN Oberlast

Besonders auffällig ist, dass der Einfluss der Asphalteinlagen insbesondere bei der mittleren Belastung von 8 kN hervortritt.

5.4.5.1 Einlagensteifigkeit

Mit Blick auf eine bewehrende Wirkung von Asphalteinlagen, wird der Steifigkeit der Einlagen im Vergleich zum umgebenden Asphalt eine besondere Bedeutung zugemessen (Tschegg (2000)). In diesem Fall ist es erforderlich, dass bereits bei kleinen Dehnungen eine Zugkraft in der Asphalteinlage aktiviert wird. Zur Bestimmung der Steifigkeit der verwendeten Asphalteinlagen wurden Streifenzugversuche nach DIN EN ISO 10319 6'96 an 200 mm

breiten Streifen durchgeführt (siehe Tabelle 5.1 und Anhang A). Für die Streifenzugversuche wurden Abschnitte der für die Erstellung der Probestrecke verwendeten Materiallieferungen verwendet. Diese Materialproben unterlagen demnach denselben Umwelt- und Transporteinflüssen wie die für die Probekörperherstellung verwendeten. Für die folgenden Darstellungen wird die Dehnsteifigkeit „J“ der Einlagen wie folgt definiert:

$$J = \frac{F_{\max}}{\varepsilon} \quad (5.1)$$

Tabelle 5.1 Materialsteifigkeiten aus Streifenzugversuch

Material	Zugkraft F_{\max} [kN/m]	Dehnung [%]	J [(kN/m)
G1	50,4	5,3	950,1
G2	54,4	9,5	572,6
G3	35,0	1,9	1840,1
V1	9,0	56,0	16,1
K1	42,7	1,8	2372,2
K2	32,5	9,12	352,4
K3	18,8	1,7	1105,9
K4 ¹	20	12	166,67
V2	13,8	41,7	33,1
G4	102,9	1,1	9354,5
G5	66,7	2,0	3334,0
B	20600	18	114444
SG	12943	18	71905

Abbildung 5.38 und Abbildung 5.39 zeigen eine Auftragung der Lastwechsel bis zum Versagen (Rissöffnung bzw. Risslänge) gegen die ermittelte Dehnsteifigkeit bei den drei untersuchten Oberlasten. Wie den Abbildungen zu entnehmen ist, kann hieraus zunächst

¹ Herstellerangabe Tensar (2011). Tensar AR-G Composite product Specification. Tensar technical note. Limited, T. I., Forster Contracting Limited.

keine eindeutige Abhängigkeit der ertragbaren Lastwechsel von der Dehnsteifigkeit festgestellt werden. Der Grund dafür ist, dass sich die Materialien zusätzlich zur Steifigkeit auch noch in Haftverbund (vgl. Abschnitt 4.4.2 und Abschnitt 5.4.5.2) und Geometrie unterscheiden.

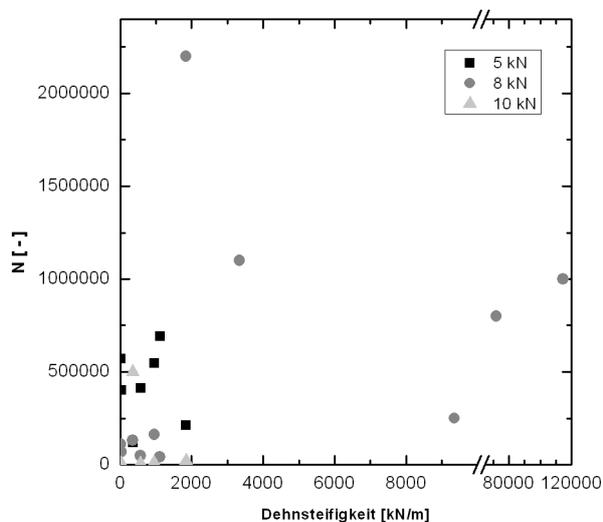


Abbildung 5.38:
Lastwechsel bis zum Erreichen einer Rissöffnungsweite von 4 mm gegen Dehnsteifigkeit

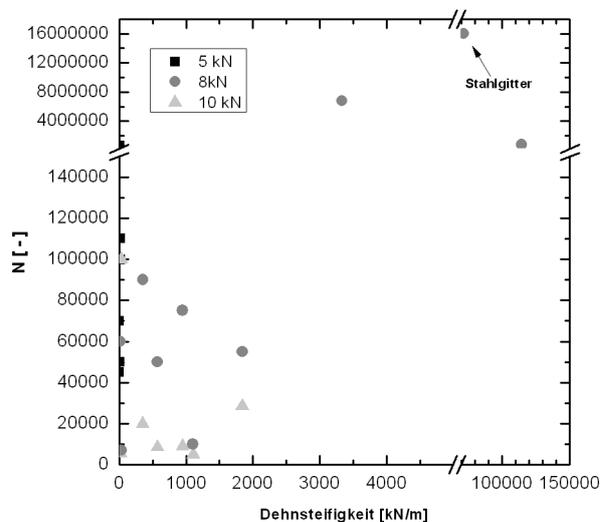


Abbildung 5.39:
Lastwechsel bis zum Erreichen einer Risslänge von 50 mm gegen Dehnsteifigkeit

Um den Einfluss der Geometrie und des Haftverbundes auszuschließen wird die Betrachtung anhand der Materialien G1 und G2 sowie G4 und G5 (Proben aus Laborherstellung) wiederholt. Bei den Gittern G1 und G2 sowie G4 und G5 handelt es sich jeweils um Produkte, welche bei gleicher Geometrie durch Verwendung verschiedener Rohstoffe unterschiedliche Dehnsteifigkeiten aufweisen.

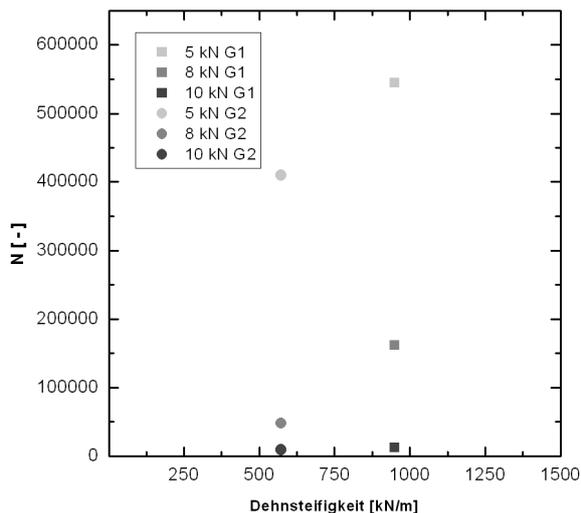


Abbildung 5.40:
Lastwechsel bis zum Versagen (Öffnungsweite) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G1 und G2

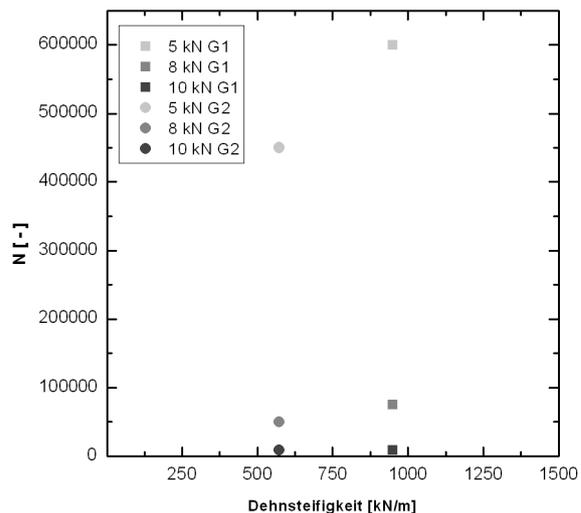


Abbildung 5.41:
Lastwechsel bis zum Versagen (Risslänge) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G und G2

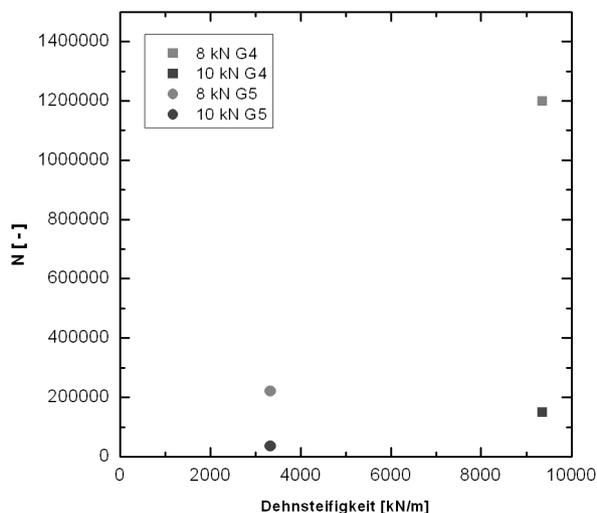


Abbildung 5.42:
Lastwechsel bis zum Versagen (Öffnungsweite) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G4 und G5

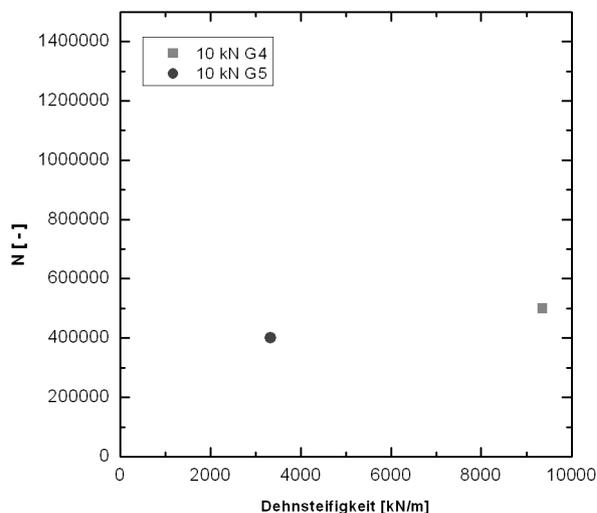


Abbildung 5.43:
Lastwechsel bis zum Versagen (Risslänge) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G4 und G5

Wie aus Abbildung 5.40 bis Abbildung 5.43 zu entnehmen ist, hat eine erhöhte Dehnsteifigkeit des Einlagenmaterials einen positiven Einfluss, sowohl auf die Rissbildung als auch in vergleichbarem Maße auf die Rissöffnungsweite. Dabei führt eine Verdopplung der Dehnsteifigkeit (G1 zu G2) je nach Belastung zu einer 30% bis 300% höheren Zahl notwendiger Lastspiele bis zum Versagen. Eine Verdreifachung der Dehnsteifigkeit (Material G5 zu G4) führte sogar zu einer 500% höheren Zahl an Lastwechseln bis zum Versagen. Eine weitere Steigerung der Dehnsteifigkeit um ca. 700% (G4 zu SG) führt nicht mehr zu einer höheren Widerstandsfähigkeit gegen Rissbildung.

Zu Abbildung 5.43 ist anzumerken, dass bei den Versuchen mit 5 bzw. 8 kN Oberlast bis zum Versuchsabbruch nach 1,2 Mio. Lastwechseln das Versagenskriterium der Risslänge nicht erreicht wurde und daher keine Aussage für diese Laststufen getroffen werden kann.

Ein Vergleich zwischen den Materialien G4, G5, SG und G1, G2 ist nur eingeschränkt möglich, da die Probekörper mit Material G4, G5 sowie SG im Gegensatz zu den Probekörpern mit Material G1 und G2 unter Laborbedingungen und ohne mögliche Einbaubeschädigung hergestellt wurden. Dennoch lässt sich ein annähernd linearer Zusammenhang für Dehnsteifigkeiten bis 10.000 kN/m und der erreichbaren Anzahl Lastwechsel herstellen (Abbildung 5.44), solange Geometrie und Haftverbund vergleichbar sind (vgl. Kapitel „Haftverbund“). Der Unterschied in der Geometrie zwischen G4/G5 und dem Stahlgitter ist ein möglicher Grund für die unerwartet niedrige erreichbare Lastspielzahl bis zum Versagen bei den Proben mit Stahlgittereinlage. Das Stahlgitter besitzt eine nahezu doppelt so große Maschenweite wie die Einlagen G4/G5, damit ist eine geringere lokale Bewehrung der Beobachtungsfläche nicht auszuschließen (vgl. Abbildung 5.10).

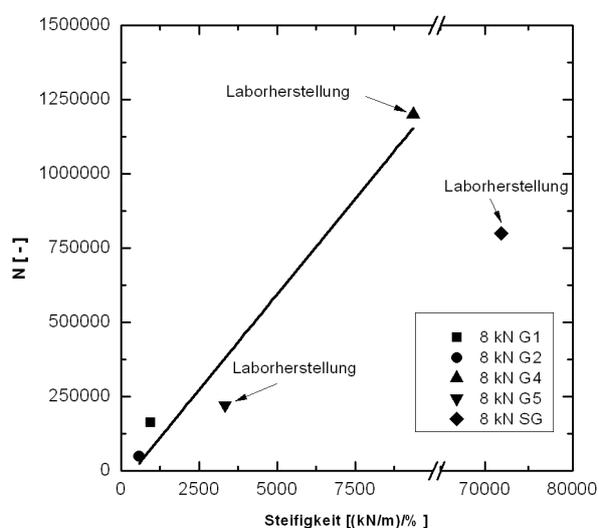


Abbildung 5.44
Zusammenhang zwischen
Einlagensteifigkeit und Lebensdauer

5.4.5.2 Haftverbund

Neben der Dehnsteifigkeit spielt der Haftverbund eine wichtige Rolle für die Wirksamkeit von Asphalteinlagen. Zum Einen ist für eine bewehrende Wirkung ein Mindestmaß an Haftverbund notwendig um die Kräfte aus dem Asphalt in die Asphalteinlage einzuleiten. Zum Anderen ist es für die Funktionsweise einer SAMI notwendig den Verbund zwischen zwei Schichten zu verringern, um eine Spannungsübertragung zwischen den Schichten zu reduzieren. In Abbildung 5.45 und Abbildung 5.46 sind die erreichbaren Lastwechsel bis zum Versagen in Abhängigkeit der ermittelten Effektivitätswerten (bei maximaler Scherkraft; gemäß Abschnitt 4.4.2.6) dargestellt. Dabei zeigt Abbildung 5.45 ein uneinheitliches Bild. Hier führt ebenfalls der Effekt des Debonding dazu, dass bei Proben mit geringem Haftverbund der Teil der Probe an welchem die Öffnungsweite gemessen wurde von der Verformung des an der Rissbildung beteiligten Teils entkoppelt wird. Bei der Betrachtung der Risslänge zeigt sich dann auch, dass die erreichbaren Lastwechsel bis zum Versagen bei

geringem Haftverbund, insbesondere bei höherer Belastung, geringer sind als bei Proben mit hohem Haftverbund.

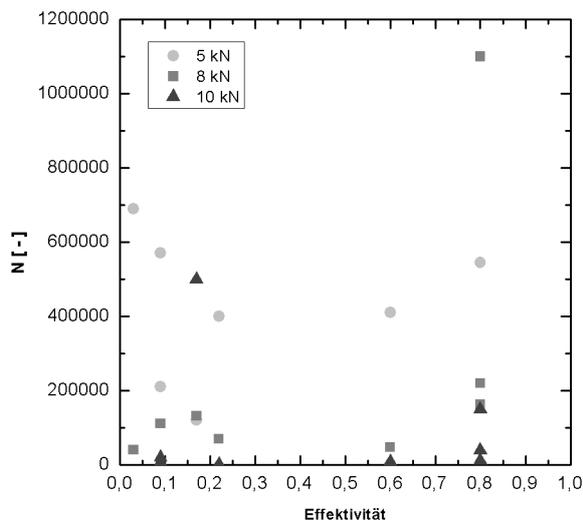


Abbildung 5.45:

Lastwechsel bis zum Erreichen einer Rissöffnungsweite von 4 mm gegen Effektivität

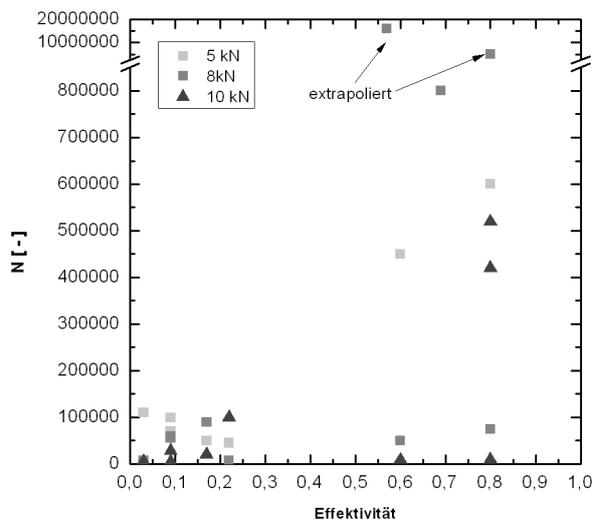


Abbildung 5.46:

Lastwechsel bis zum Erreichen einer Risslänge von 50 mm gegen Effektivität

5.4.5.1 Zusammenfassung

Chang et al. (1999) und Montestruque et al (2000) zeigen, dass die Auswertung von Biegezugversuchen an Asphaltproben mit und ohne Geokunststoffeinlagen in einem sehr begrenzten Belastungs- und Lastspielzahlbereich eine Darstellung der Untersuchungsergebnisse in Form einer logarithmischen Funktion möglich ist (Abbildung 5.47 und Abbildung 5.48). In dieser Darstellung ist es möglich die Auswirkung der verschiedenen Asphalteinlagen auf die Lebensdauer zu vergleichen und abzuschätzen. Die aus den Diagrammen gewonnenen Informationen gelten jedoch zunächst nur unter den gegebenen Versuchsrandbedingungen. Für eine Übertragung in die Praxis sind zusätzlich Aussagen zu den tatsächlich auftretenden Spannungsschwingbreiten unter Verkehrsbelastung erforderlich.

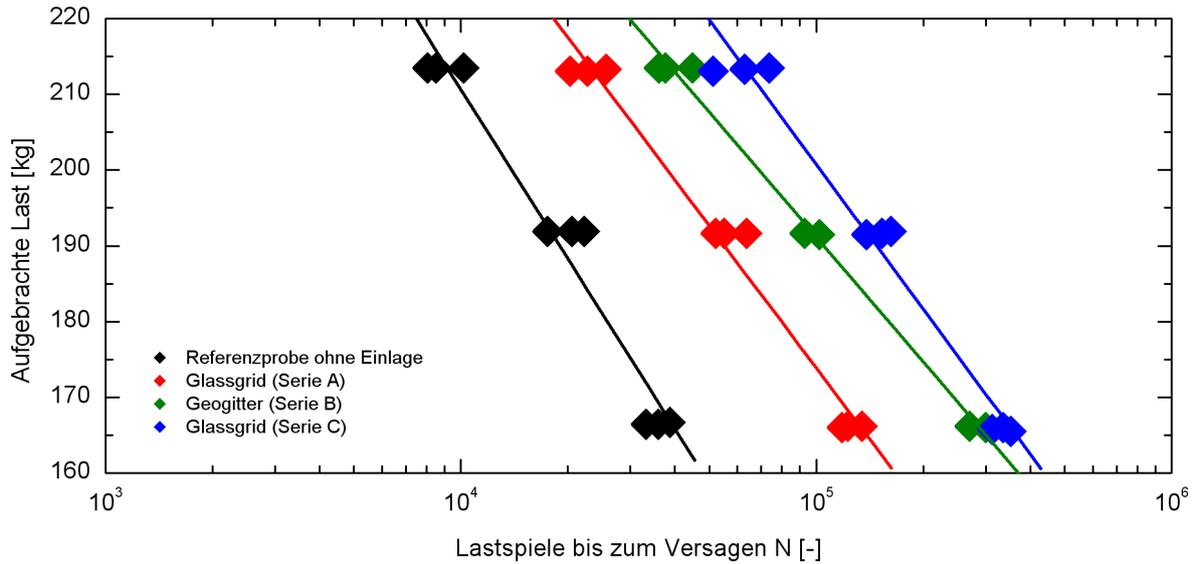


Abbildung 5.47: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit der aufgebracht Last, nach Chang et al. (1999)

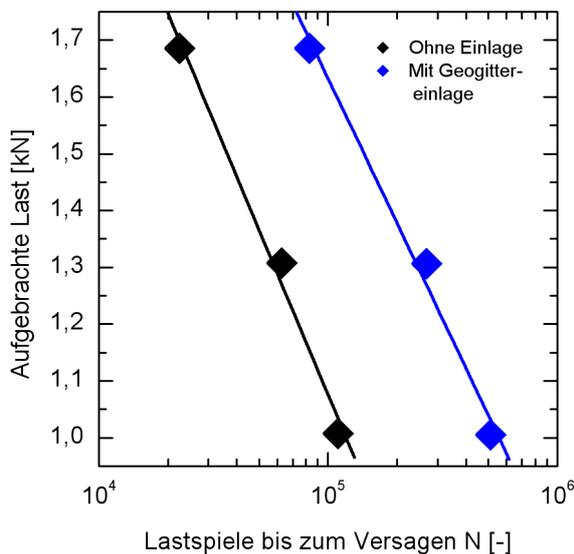


Abbildung 5.48: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit der aufgebracht Last, nach Montestruque et al.

Bei der Auftragung der Versuchsergebnisse aus den durchgeführten zyklischen Biegezugversuchen nach Vorbild der o.g. Autoren lässt sich auch hier für alle Materialien, mit Ausnahme von K1 und K2, eine eindeutige Beziehung zwischen Belastung und Lebensdauer erkennen (Abbildung 5.48 und Abbildung 5.49). Sowohl für die Rissöffnungsweite als auch für das Kriterium der Risslänge ist zu bemerken, dass bei einer Oberlast von 8 kN der größte Lebensdauererfolg zu verzeichnen ist. Im Vergleich Rissöffnung und Risslänge zeigt sich insbesondere bei der Oberlast von 10 kN, dass die Ergebnisse bei der Auftragung mit dem Kriterium der Risslänge eine geringere Lebensdauererlängerung ergeben als bei dem Kriterium der Öffnungsweite. Verglichen mit den Referenzproben ohne Asphalteinlage ist für

alle dargestellten Einlagen, mit Ausnahme von K3, eine Steigerung der Lebensdauer zu verzeichnen (Abbildung 5.50).

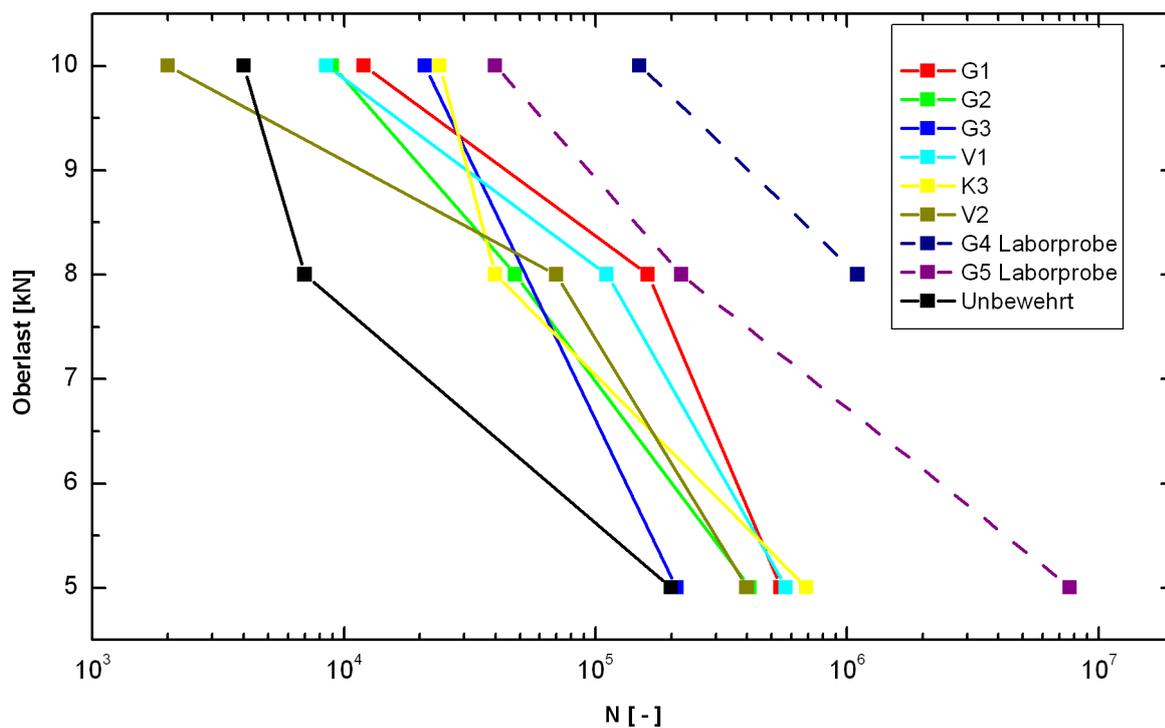


Abbildung 5.49: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit von der Oberlast für das Versagenskriterium Rissöffnung

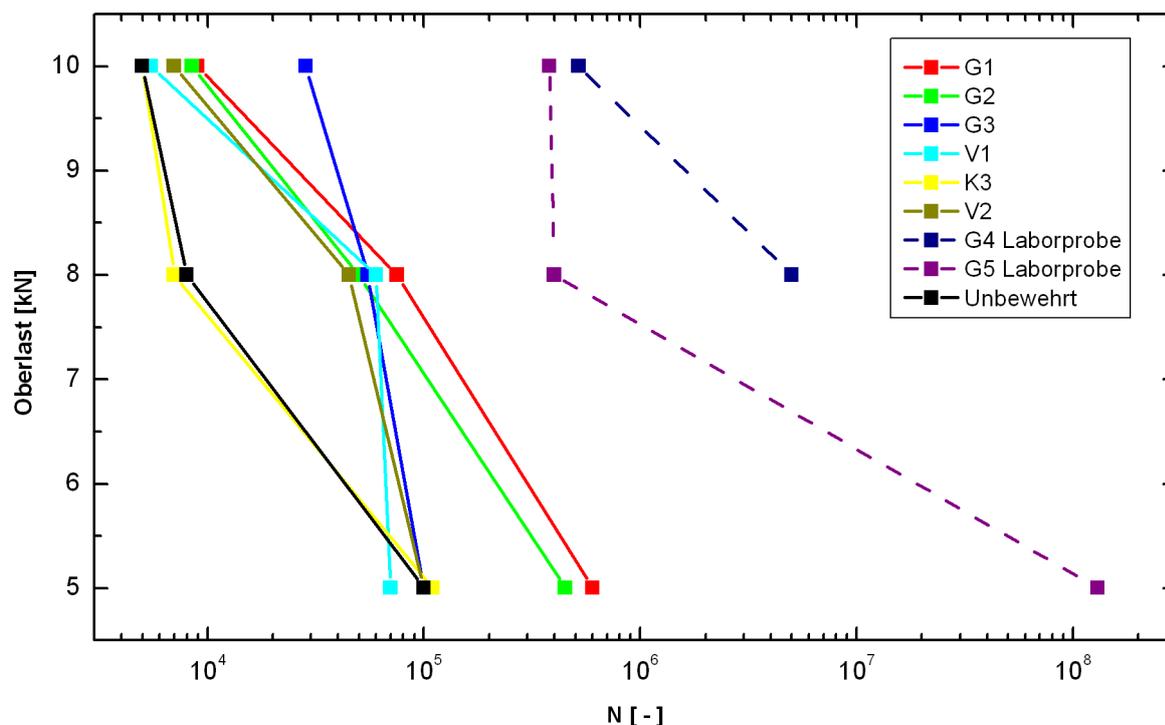
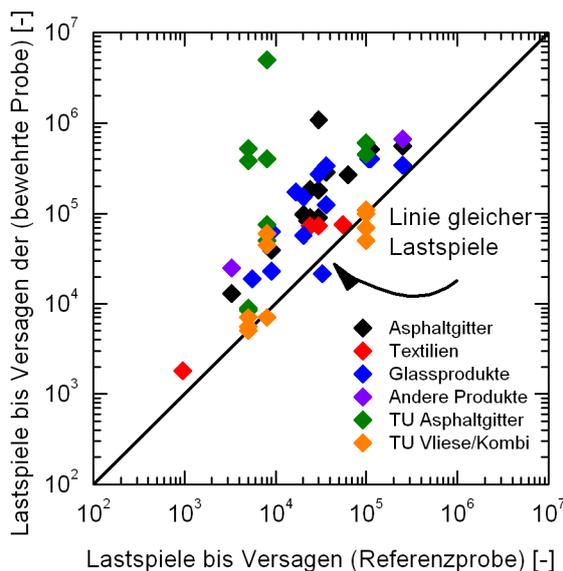


Abbildung 5.50: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit von der Oberlast für das Versagenskriterium Risslänge

5.4.5.2 Schlussfolgerung

Die Ergebnisse der zyklischen Biegezugversuche zeigen auf, dass die Verwendung von Asphalteinlagen zu einer Erhöhung der ertragbaren Lastwechsel führen kann. Als wichtige Parameter konnten die Dehnsteifigkeit des Einlagenmaterials und der Haftverbund identifiziert werden. Einlagen mit geringem Haftverbund sind zwar in der Lage, die Öffnungsweite auch bei hoher Belastung zu reduzieren, die Rissentstehung kann aber kaum noch positiv beeinflusst werden. Es kam bei Proben mit geringem Haftverbund (Effektivität $<0,3$) häufig zu einem Trennen der Asphaltschichten an der Einlage, was die geringen Rissöffnungsweiten trotz starker Rissbildung erklärt. Weiterhin konnte durch die Versuche belegt werden, dass der Einsatz konventioneller Geogitter aus dem Erdbau (K2) nicht zu empfehlen ist und in jedem Fall speziell angepasste Asphalteinlagen verwendet werden sollten. Ein Vorteil von Kombinationsprodukten aus Gitter und Vlies (K3) gegenüber reinen Vliesprodukten (V1 und V2) konnte unter den gegebenen Randbedingungen nicht zweifelsfrei festgestellt werden. Abbildung 5.51 stellt noch einmal die Ergebnisse aus den durchgeführten Versuchen im Vergleich zu aus der Literatur gewonnenen Ergebnissen dar. Dabei ist zu erkennen, dass die gewonnenen Versuchsergebnisse sehr gut zu den aus der Literatur entnommenen Daten passen. Des Weiteren lässt sich auch aus dieser Darstellung erkennen, dass unter Biegezugbeanspruchung die Wirksamkeit von Asphaltgittern höher einzuschätzen ist als die von Vliesmaterialien.

**Abbildung 5.51:**

Erhöhung der aufbringbaren Lastspiele gegenüber einer unbewehrten Referenzprobe, Zusammenstellung aus eigenen Versuchen, Caltabiano und Brunton (1991), Collop, Chang et al. (1999), Austin und Gilchrist (1996), Jaecklin und Scherer (1997), Brugger und Grunewald (2003), Montestruque et al., Grzybowska et al. (1993), Cho et al. (2002)

6 Numerische Berechnungen

6.1 Einführung

Zusätzlich zu den Laborversuchen soll mit Hilfe numerischer Methoden untersucht werden, in welcher Weise die Steifigkeit einer Asphalteinlage bzw. der Haftverbund zwischen Asphalteinlage und Asphalt Einfluss auf die Spannungs- Dehnungsverteilung innerhalb des Probekörpers haben. Besonderes Interesse liegt dabei auf der Spannungskonzentration an der Risspitze.

Zunächst soll mit einem vereinfachten 2D Finite Differenzen Modell der Einfluss verschiedener Einlagensteifigkeiten und Reibbeiwerte auf die Maximalspannungen an der Risspitze sowie in der Einlage bestimmt werden. Hierfür kam das Finite Differenzen Programm FLAC 3D von Itasca zum Einsatz.

In einem zweiten Schritt werden detaillierte Untersuchungen zur Spannungs- und Dehnungsverteilung innerhalb eines Asphaltgitters an einem realitätsnahem Modell der verwendeten Probekörper mit der Finite Elemente Software *ANSYS Workbench* durchgeführt. Die notwendigen Materialparameter werden dabei in einer inversen Parameterstudie soweit angepasst bis eine gute Übereinstimmung der Versuchsergebnisse mit den Berechnungen gegeben ist.

6.2 Vereinfachtes Probekörpermodell

Der Einfluss von Einlagensteifigkeit und Haftverbund auf die Spannungskonzentration an der Risspitze wird zunächst allgemein unter Verwendung eines vereinfachten zweidimensionalen Finite Differenzen Modells mit fiktiven Asphalteinlagen untersucht.

Für die Simulation der Biegezugversuche wurde ein 2-dimensionales Modell eines Probekörpers erstellt. Da davon ausgegangen werden kann, dass die Proben symmetrisch aufgebaut sind und sich ebenso verhalten, wird nur eine Hälfte der Probe modelliert (Abbildung 6.1). Entlang der Symmetrieachse sind entsprechende Elementtypen angeordnet. Die Belastung erfolgt statisch und wird auf einer Breite von 2,5 mm in die Probe eingeleitet. Die Belastung entspricht einer Oberlast von 8 kN. Die Berechnung erfolgt linear-elastisch.

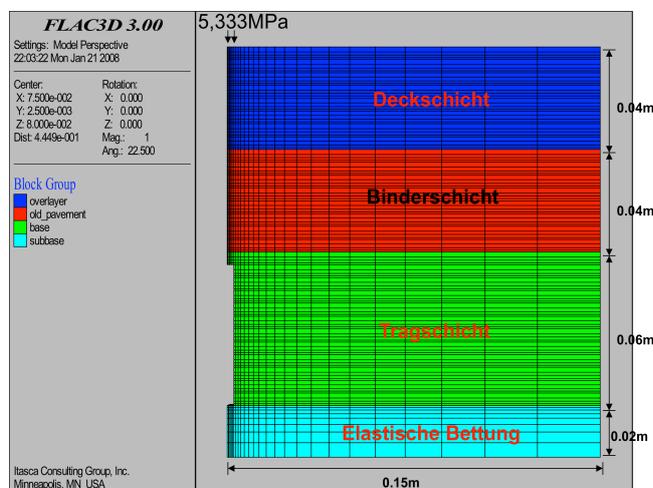


Abbildung 6.1:
Aufbau des Finite Element Modells in FLAC3D

Für die Einzelnen Schichten wurden folgende Materialparameter verwendet, sie stellen durchschnittliche Werte für Asphalt bei ca. 20 °C dar:

Tabelle 6.1: Gewählte Materialparameter

Schicht	E-Modul [MPa]	Querdehnzahl ν [-]
Deckschicht	$5,5 \cdot 10^3$	0,35
Binderschicht	$3,5 \cdot 10^3$	0,25
Tragschicht	$3,5 \cdot 10^3$	0,25
Elastische Bettung	94	0,35

6.2.1 Durchgeführte Berechnungen

Für die Simulation einer bewehrend wirkenden Asphalteinlage wurde die Dehnsteifigkeit einer fiktiven Asphalteinlage im Verhältnis zum umgebenden Asphalt variiert. Berechnet wurden Modelle mit Einlagensteifigkeiten von 1-mal E_{Asphalt} , 2-mal E_{Asphalt} und 5-mal E_{Asphalt} . Um den Einfluss des Schichtenverbundes beurteilen zu können, wurden die oben genannten Berechnungen mit Haftverbundwerten von 30%, 50% und 100% wiederholt.

Für die Simulation einer SAMI-Bauweise mit Vliesstoffen wurden Einlagensteifigkeiten von 0,2-mal E_{Asphalt} und 0,5-mal E_{Asphalt} bei einem Schichtverbund von 10% simuliert.

6.2.2 Darstellung der Ergebnisse

Abbildung 6.2 und Abbildung 6.3 zeigen die an der Rissspitze berechneten Horizontalspannungen, welche hauptsächlich für das Risswachstum verantwortlich sind. Abbildung 6.3 zeigt außerdem den Spannungsanstieg in der Einlage bei voranschreitender Risslänge. Es ist zu erkennen, dass eine Dehnsteife Einlage bei sehr gutem Haftverbund zu einer deutlichen Reduzierung der Horizontalspannungen im Bereich der Rissspitze führen. Die volle Wirksamkeit der dehnsteifen Einlage entfaltet sich selbstverständlich erst nachdem der Riss die Einlagenebene durchschlagen hat und die Einlage voll Bereich der Zugspannungen liegt

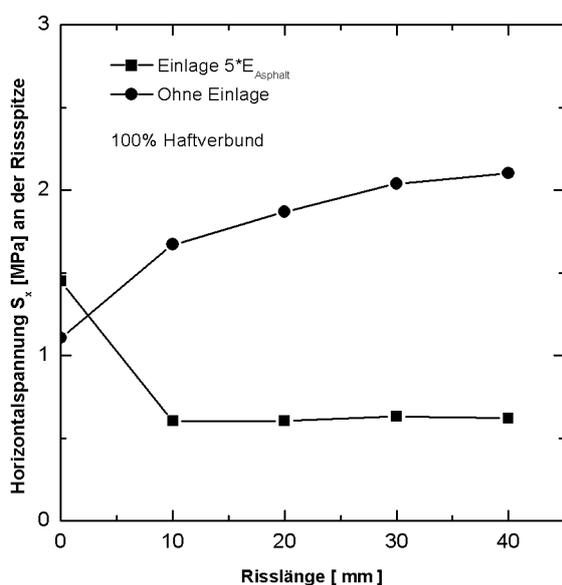


Abbildung 6.2:
Vergleich der Horizontalspannungen an der Rissspitze. Steife Einlage vs. Ohne Einlage

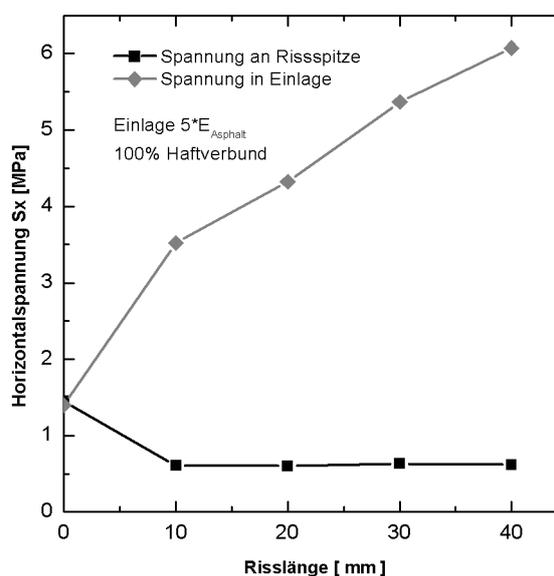


Abbildung 6.3:
Horizontalspannung an der Rissspitze und in einer steifen Einlage

Abbildung 6.4 zeigt dagegen, dass bei Einlagen mit geringer Steifigkeit und reduziertem Haftverbund eine Reduzierung der Horizontalspannungen an der Rissspitze nur bis kurz nach Erreichen der Einlagenebene gewährleistet werden kann. Danach kommt es, wie auch in den Versuchen beobachtet, zu einer Trennung der Asphaltsschichten (Abbildung 6.5), was zu einer Reduzierung des Widerstandsmomentes und eines Anstiegs der Horizontalspannung führt. Des Weiteren lässt sich aus den Ergebnissen ableiten, dass eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit bei gleichbleibend geringem Haftverbund nur einen geringen Einfluss auf die Horizontalspannung hat.

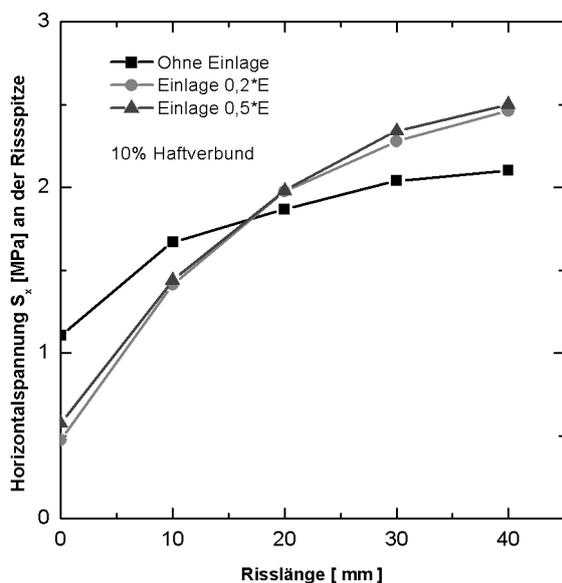


Abbildung 6.4:

Vergleich der Horizontalspannungen an der Risspitze. Ohne Einlage und mit Einlagen geringer Dehnsteifigkeit bei reduziertem Haftverbund

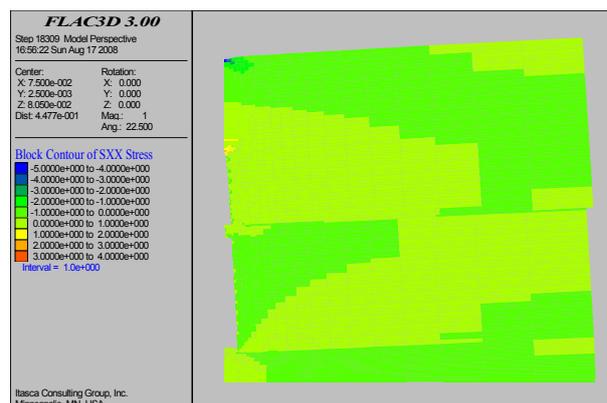


Abbildung 6.5:

Verschiebung des Probenoberteils entlang der Einlage. Einlage 0,2*E und 10% Haftverbund (Spannungen in MPa)

Um den Einfluss des Haftverbundes und der Steifigkeit noch weiter beurteilen zu können, sind in Abbildung 6.6 die Ergebnisse aus Simulationen verschiedener Dehnsteifigkeiten bei unterschiedlichen Haftverbundwerten dargestellt. Der Einlagensteifigkeitsfaktor gibt dabei das Vielfache der Dehnsteifigkeit des Asphaltes an. Ein Einlagensteifigkeitsfaktor von 1 entspricht demnach einer Asphalteinlage mit derselben Dehnsteifigkeit wie des umgebenden Asphalts.

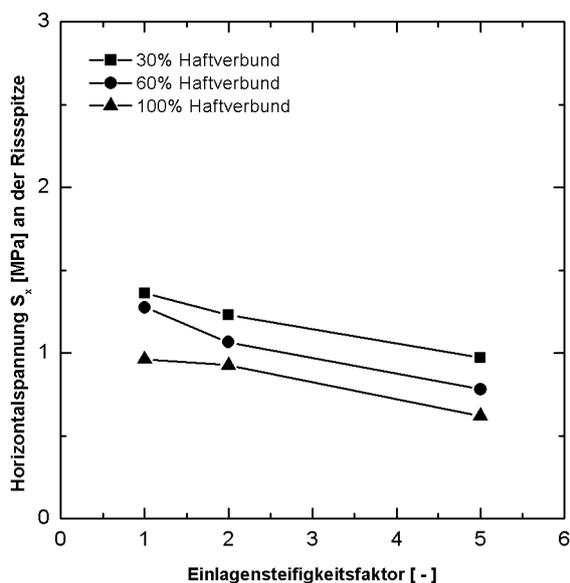


Abbildung 6.6:
Einfluss des Haftverbundes auf die Horizontalspannung bei 40 mm Risslänge bei unterschiedlich steifen Einlagen

Es ist zu erkennen, dass die Spannungsreduzierung sowohl durch eine Erhöhung der Einlagensteifigkeit als auch des Haftverbundes möglich ist.

Die Simulationen zeigen außerdem, dass bei gutem Haftverbund auch Asphalteinlagen mit geringen Dehnsteifigkeiten zu einer Reduzierung der Horizontalspannungen an der Risspitze führen können (vgl. Abbildung 6.4).

6.3 Detailliertes Probekörpermodell

Nachdem mit Hilfe eines vereinfachten Modellaufbaus der Einfluss von Haftverbund und Einlagensteifigkeit grundsätzlich gezeigt werden konnte, soll im zweiten Schritt mit Hilfe eines detaillierten Modells insbesondere die Spannungs- und Dehnungsverteilung innerhalb einer Gittereinlage betrachtet werden. Damit der Einfluss der Geometrie einer Gittereinlage entsprechend abgebildet werden kann, wird für die folgende Untersuchung ein dreidimensionales Modell benötigt. Die Modellerstellung sowie die Berechnungen erfolgten mit Hilfe der FEM Software *ANSYS Workbench*.

Um die Rechenzeit für ein dreidimensionales Modell klein zu halten, wurde ein Halbsymmetrisches Modell des Probekörpers erstellt (vgl. Abbildung 6.7 und Abbildung 6.8). Des Weiteren ist das Modell im Gegensatz zum Probekörper nur 10 mm dick, Kontrollrechnungen mit einem 300 mm dicken Modell zeigten bei geeigneter Wahl der Randbedingungen im 10 mm Modell vernachlässigbare Abweichungen. Die Binderschicht ist in vier Schichten zu jeweils 10 mm Höhe aufgeteilt, dies ermöglicht durch das Lösen von Randbedingungen an der Symmetrieachse die Simulation von Risslängen zwischen 0 mm und 40 mm. Tragschicht und Deckschicht sind nicht weiter unterteilt. Die Lasteinleitung erfolgt wie im Versuch. Unterhalb der Tragschicht befindet sich analog zu den Versuchen eine Gummischicht von ebenfalls 40 mm Dicke. An jeder der Schichtgrenzen ist es möglich einen Reibbeiwert μ ($\mu > 0$) zu definieren. Für alle Berechnungen gilt, dass voller Verbund zwischen den Schichten der Binderschicht, sowie zwischen Binder- und Deckschicht

herrscht. Der Reibbeiwert zwischen Tragschicht und Gummiunterlage wurde mit $\mu = 0,2$ definiert. Der Reibbeiwert zwischen Tragschicht und Gittereinlage sowie zwischen Gittereinlage und Binderschicht wurde für die verschiedenen Berechnungen zwischen $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,9$ variiert (vgl. Kapitel 4.4.2.6). Dabei gilt der Reibbeiwert sowohl für das Gitter als auch für die in den Gitterfeldern liegenden Asphaltbereiche.

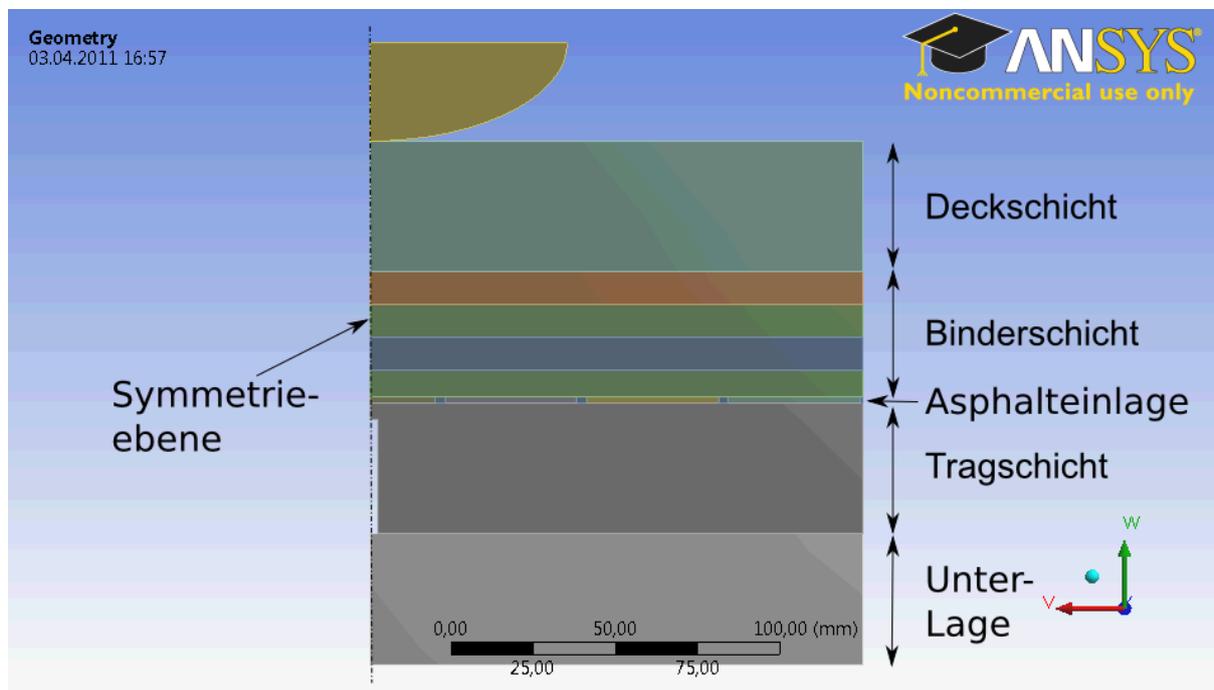


Abbildung 6.7:
Seitenansicht des dreidimensionalen FE Modells

Das Materialverhalten des Asphalts sowie das der Gittereinlage wird vereinfacht als linear elastisch angenommen. Im Folgenden soll gezeigt werden, dass das gewählte Modell die Versuchsergebnisse in ausreichender Form abbilden kann.

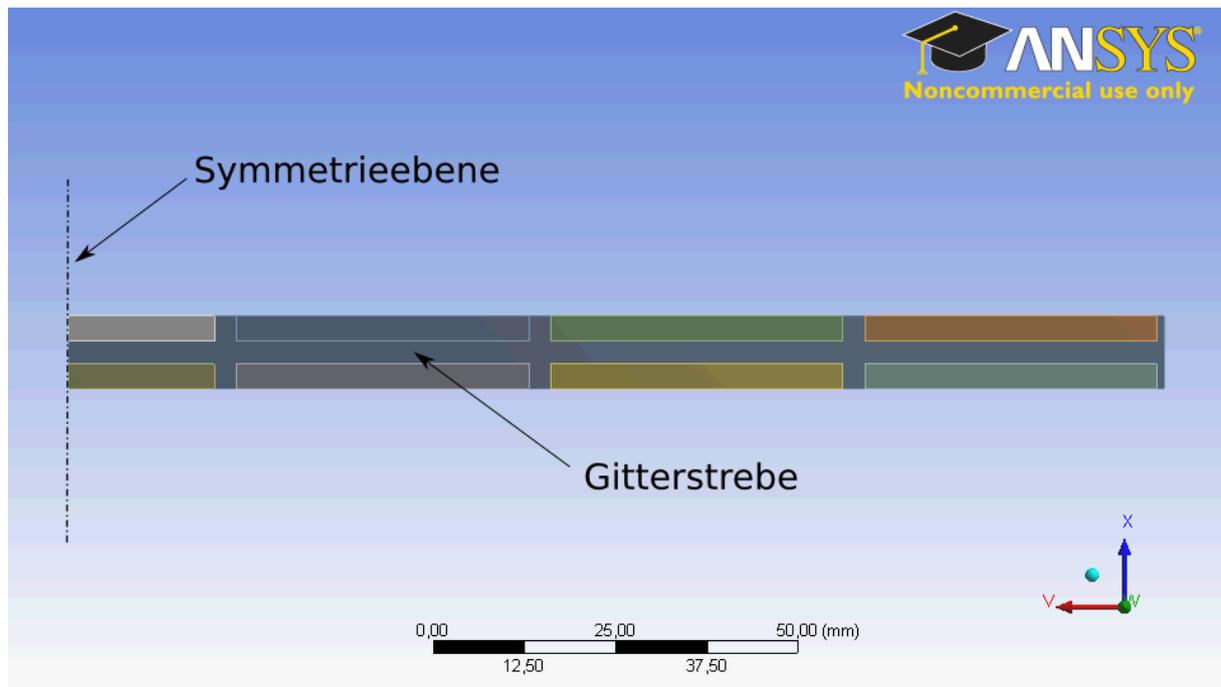


Abbildung 6.8:
Querschnitt durch die Einlagenebene des dreidimensionalen FE Modells

6.3.1 Modellverifikation

Aus den Voruntersuchungen mit dem vereinfachten Modellaufbau ist bereits bekannt, dass die Wirksamkeit einer Asphalteinlage dann am größten ist, wenn sie voll in der Zugzone des Probekörpers liegt. Ausgehend davon werden für die folgenden Betrachtungen Simulationen mit einer Risslänge von 10 mm zu Grunde gelegt. Des Weiteren stellt eine Risslänge von 10 mm einen definierten Zeitpunkt im Versuchsablauf dar der von allen Probekörpern erreicht wurde.

Bevor eine Modellverifikation durchgeführt werden konnte, wurde das Modell an den Ergebnissen eines Biegezugversuches mit Stahlgittereinlage kalibriert. Die Materialparameter der Stahlgittereinlage (E-Modul, Geometrie, Reibbeiwert) sind exakt bekannt.

Als Messwert für den Abgleich zwischen Modell und Versuch eignet sich besonders die Rissöffnungsweite in Abhängigkeit von der Vertikallast, sie kann im Versuch exakt bestimmt und Wert der Horizontalverschiebung im Modell, an der selben Stelle, abgelesen werden.

Dabei entspricht eine Vertikalkraft von 0 kN der im Versuch erreichten Unterlast und die Maximalkraft dem Abstand der Oberlast zur Unterlast (Spitze – Spitze Wert, vgl. Abbildung 6.9). Der Wert der Rissöffnung wird ebenfalls auf den gemessenen Minimalwert tariert. Dies ist notwendig, da dem Finite Elemente Modell ein linear-elastisches Verformungsverhalten zu Grunde liegt, während die Rissöffnung in den Versuchen einen plastischen Anteil zeigte. Für einen einzelnen betrachteten Zyklus kann allerdings angenommen werden, dass der plastische Anteil vernachlässigbar klein ist. Des Weiteren entsprechen die für die Simulation

verwendeten Vertikalkräfte exakt den Vertikalkräften in dem zum Vergleich stehenden Zyklus im Versuch.

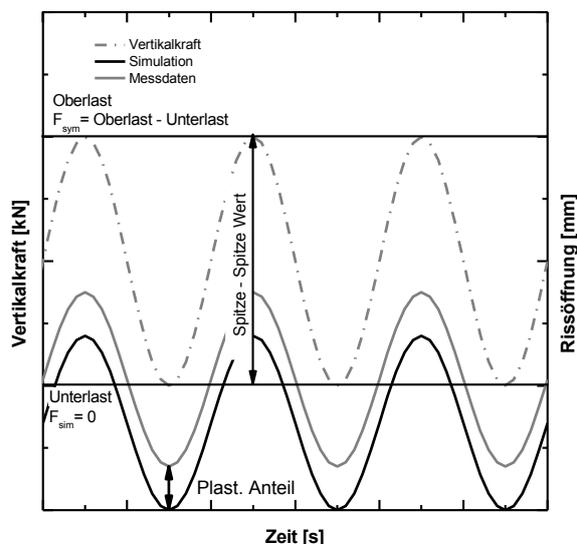


Abbildung 6.9: Prinzipdarstellung der zugrundeliegenden Annahmen für den Vergleich der Messwerte mit der Simulation

Der E-Modul für den Asphalt wurde in den Berechnungen solange variiert, bis eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung vorlag (vgl. Abbildung 6.10). Die beste Übereinstimmung wurde bei einem E-Modul $E_{\text{Asphalt}} = 8.000 \text{ N/mm}^2$ gefunden. Dieser Wert liegt damit nur geringfügig oberhalb des zu erwartenden E-Modul von ca. 3.500 N/mm^2 bis 6.800 N/mm^2 für eine Temperatur von $20 \text{ }^\circ\text{C}$ (vgl. (Beckedahl 2006)).

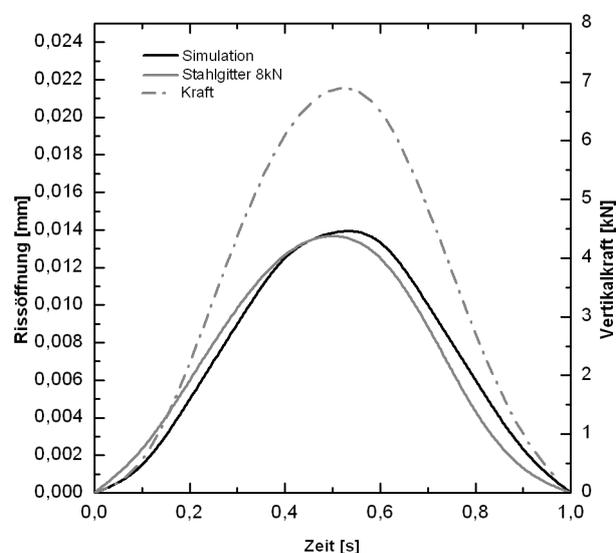


Abbildung 6.10: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einer Stahlgittereinlage.

Nach dem der E-Modul für den Asphalt festgelegt wurde, konnten im Anschluss mit Hilfe einer inversen Parameteridentifikation, ausgehend von bekannten Materialparametern,

Parametersätze für vier weitere in den Biegezugversuchen verwendete Gittereinlagen (Material G1, G2, G4, G5) bestimmt werden. Tabelle 6.1 zeigt die gefundenen E-Moduli für die in den Biegezugversuchen verwendeten Materialien.

Tabelle 6.2: Parametersätze aus inverser Parameteridentifikation

Material	E-Modul [N/mm ²] Modell	E-Modul [N/mm ²]	Querdehnzahl [-]
Asphalt	8.000	ca. 3.500 – 7.800 ¹	0,3
G1	15.000	bis zu 25.000 ³ (Einzelfaser)	0,3
G2	10.000	10.000 ²	0,3
G4	160.000	160.000 ²	0,3
G5	50.000	47.000 ²	0,3
Stahlgitter	210.000	210.000 ²	0,3

¹ (Beckedahl 2006); ² (S&P); ³ (Bergmeister und Fingerloos 2009)

Abbildung 6.10 bis Abbildung 6.14 zeigen Vergleichsrechnungen für die vier oben genannten Gittereinlagen, deren ermittelte E-Moduli Tabelle 6.2 zu entnehmen sind. Für alle Materialien konnte ebenfalls eine sehr gute Übereinstimmung der berechneten Rissöffnungen mit den gemessenen Rissöffnungen gefunden werden.

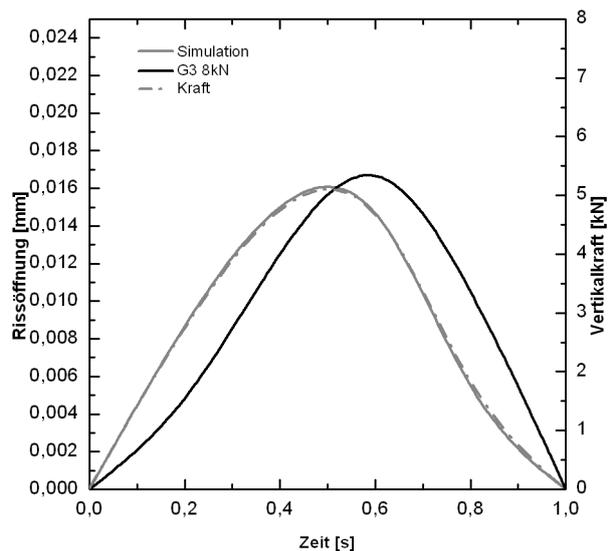


Abbildung 6.11:
Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Polyestergeritter.

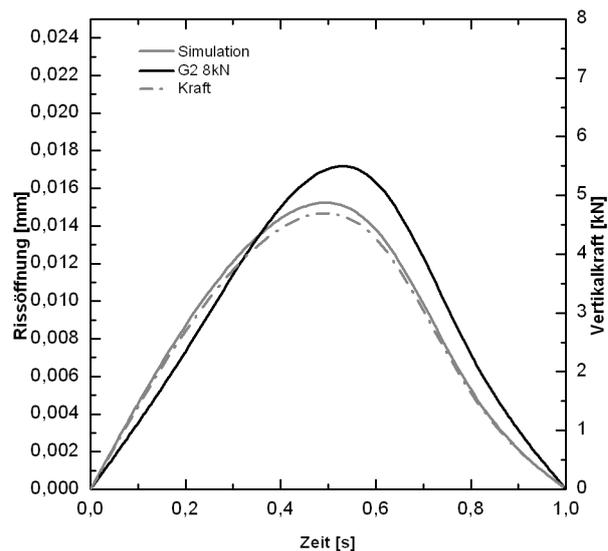


Abbildung 6.12:
Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem PVA-Gitter.

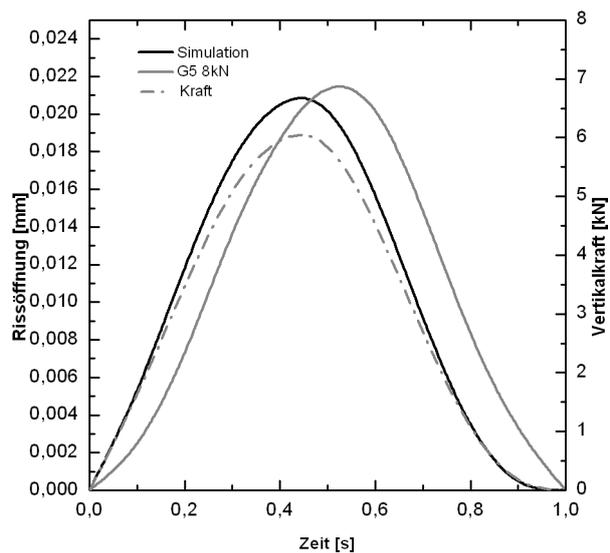


Abbildung 6.13:
Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Glasgitter.

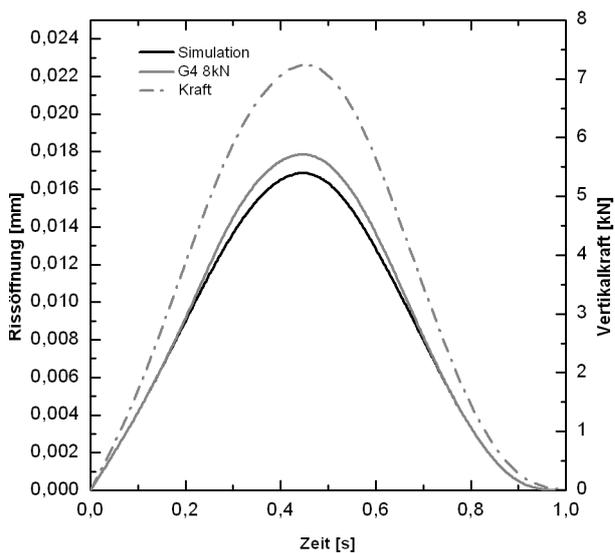


Abbildung 6.14:
Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Kohlefasergitter.

6.3.2 Spannungs- und Dehnungsverteilung in der Asphalteinlage

Im vorhergehenden Abschnitt konnte gezeigt werden, dass mit den gefundenen Materialparametern unter Zuhilfenahme der Ergebnisse der Haftverbundversuche die Versuchsergebnisse der Biegezugversuche bezüglich der Rissöffnung gut mit dem vorgestellten FE – Modell abgebildet werden können. Ausgehend davon sollen im Folgenden die Spannungs- und Dehnungsverteilung innerhalb der Gittereinlage sowie im angrenzenden Asphalt betrachtet werden. Die Auswertung der Biegezugversuche zeigt, dass die Dehnsteifigkeit einer Asphalteinlage, ebenso wie der Haftverbund, einen Einfluss auf die Risshemmung haben. Dehnsteife Materialien wie G5 zeigen eine besonders gute Risshemmung, allerdings ist auch bei den deutlich dehn schlafferen Materialien G1 und G2 eine deutliche Wirkung zu erkennen. Mit den folgenden Berechnungen soll untersucht werden, ob sich infolge der Rissbildung, und der damit verbundenen Rissöffnung, ein Dehnungszustand in der Asphalteinlage einstellt, der zu einer hinreichende Aktivierung von Zugkräften auch in dehn schlafferen Einlagen führt.

Statische Ersatzlast

Da das FE – Modell auf linear elastischen Materialparametern beruht, der Probekörper aber bis zum Erreichen der 10 mm Risslänge bereits eine plastische Rissöffnung erfahren hat, muss für die Berechnung der vorherrschenden Dehnungen eine statische Ersatzlast ermittelt werden, welche die eingetretenen plastischen Verformungen berücksichtigt. Für die Bestimmung der statischen Ersatzlast wird analog zur in Kapitel 5.4.3 eingeführten virtuelle Risslänge vorgegangen. Aus Abbildung 5.36 kann entnommen werden, dass ein linearer Zusammenhang zwischen Rissöffnung und Risslänge besteht, demnach kann für jede Risslänge eine korrespondierende Rissöffnung bestimmt werden. Die in den Simulationen betrachtete Risslänge von 10 mm bedingt nach Abbildung 5.13 eine Rissöffnung von ca. 0,8 mm. Für die Bestimmung der statischen Ersatzlast wird die Vertikallast im FE – Modell iterativ solange erhöht, bis die berechnete Rissöffnung 0,8 mm (0,4 mm im halbsymmetrischen Modell) beträgt.

Ergebnisse der Berechnungen mit einer statischen Ersatzlast

Abbildung 6.15 bis Abbildung 6.17 zeigen exemplarisch die Dehnungsverteilung entlang der Gittereinlage in einem Schnitt durch ein Modell mit G1 als Einlage ($E_{\text{Asphalt}} = 8.000 \text{ N/mm}^2$, $E_{\text{Einlage}} = 15.000 \text{ N/mm}^2$, $\mu = 0,9$). Die Simulationsergebnisse zeigen, dass die Dehnung in der Gittereinlage bereits nach ca. 10 mm auf weniger als 20% der Maximaldehnung am Riss zurückgegangen ist. Abbildung 6.17 zeigt ebenfalls, dass die Dehnung der Einlage im Rissbereich ca. 4,5% erreicht, was auch im Fall des vergleichsweise dehn schlaffen Materials G1 zu einer Zugkraftaufnahme von ca. 45 kN/m führt.

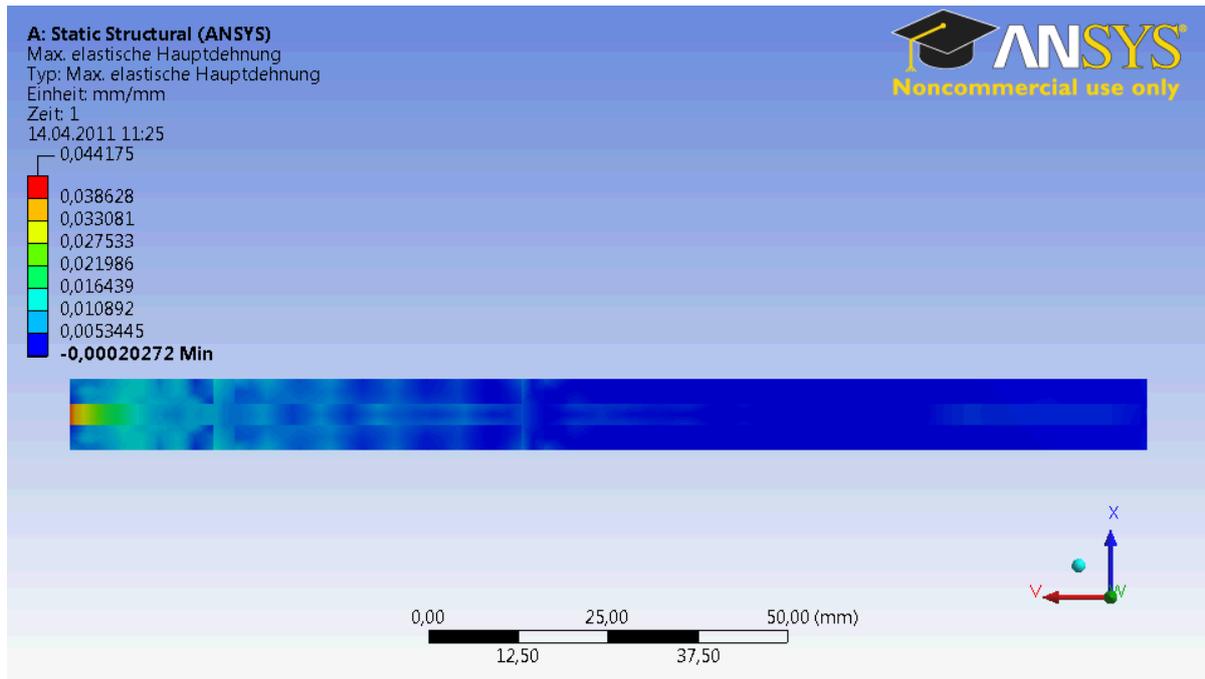


Abbildung 6.15:
 Horizontaldehnungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links

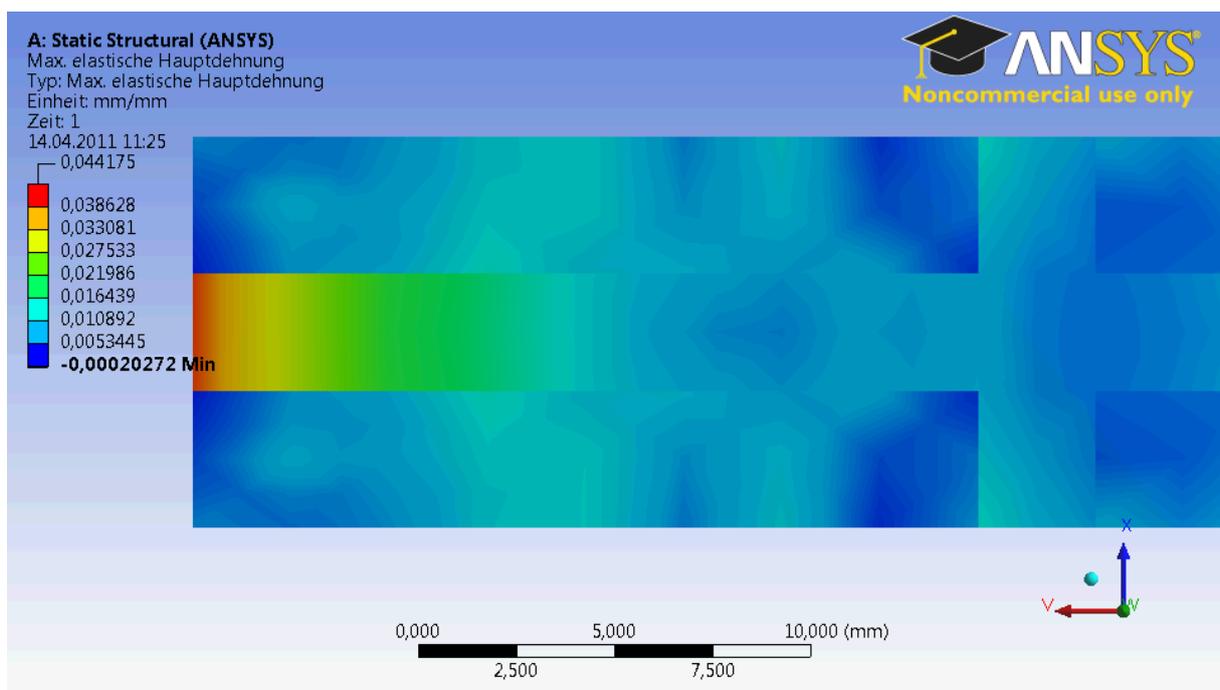


Abbildung 6.16:
 Horizontaldehnungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links;
 Detailansicht aus **Abbildung 6.15**

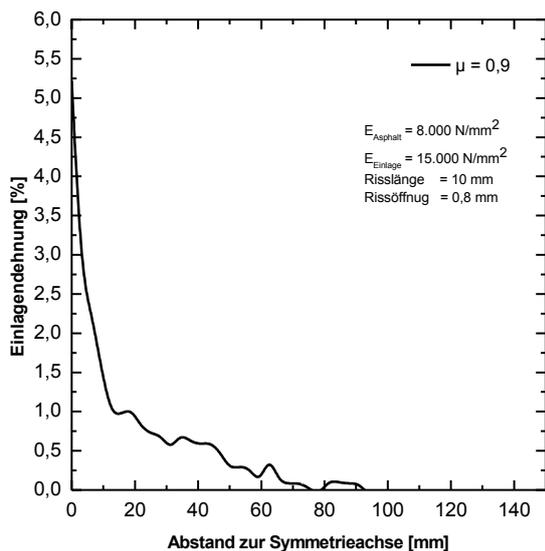


Abbildung 6.17:
Verteilung der Horizontaldehnungen über den Abstand zur Symmetrieachse

Die folgenden Abbildungen Abbildung 6.18 und Abbildung 6.19 zeigen den zu den obigen Dehnungsdarstellungen gehörenden Horizontalspannungszustand.

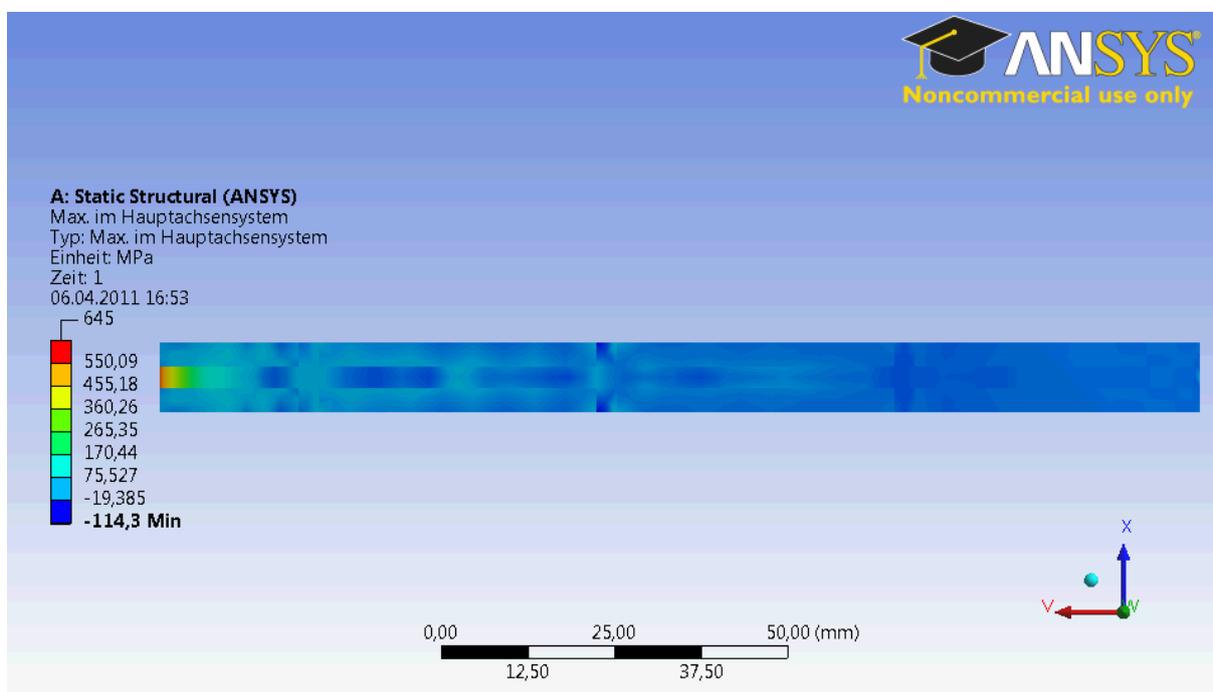


Abbildung 6.18:
Horizontalspannungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links

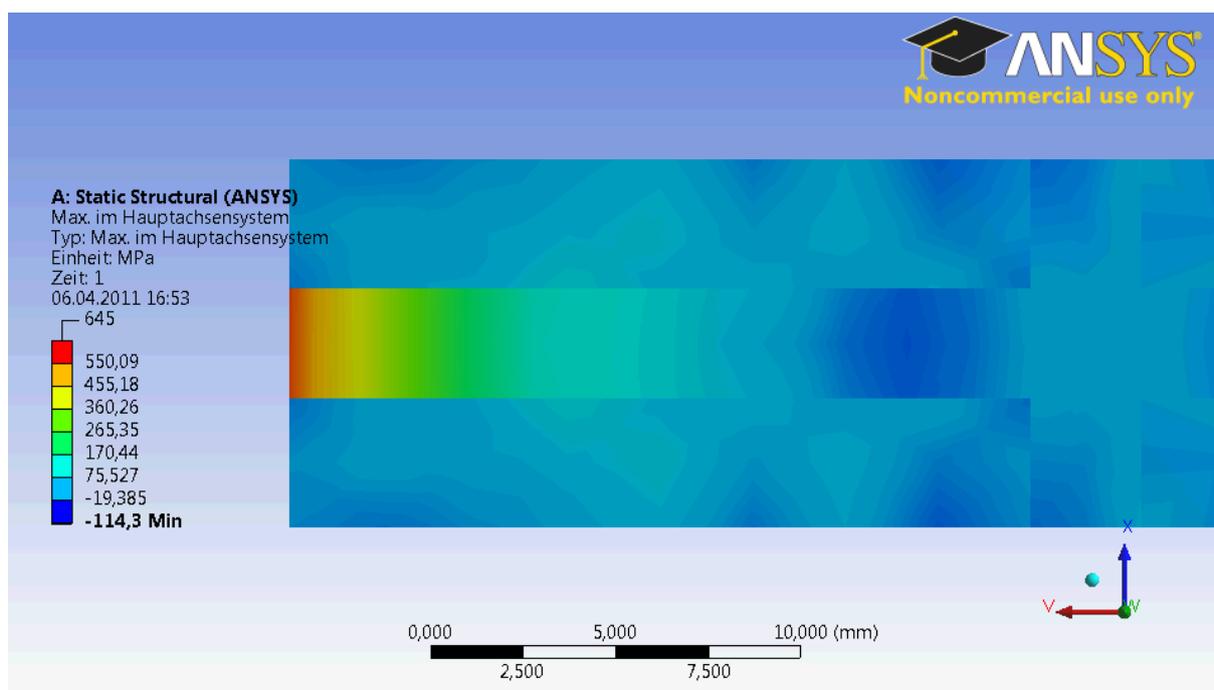


Abbildung 6.19:

Horizontalspannungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links; Detailansicht aus **Abbildung 6.18**

Analog zu den oben genannten Berechnungen, wurden weitere Rechnungen für verschiedene Haftverbundwerte ($\mu = 0,3$ bis $\mu = 0,9$) und Einlagensteifigkeiten durchgeführt. Abbildung 6.20 zeigt, dass für das detaillierte Modell, genauso wie für das vereinfachte Modell und die Modellversuche, festgestellt werden kann, dass die Horizontalspannung an der Risspitze sowohl von der Dehnsteifigkeit der Asphalteinlage, als auch vom Haftverbund zwischen Asphalteinlage und Asphalt abhängig ist. Die Berechnungen zeigen außerdem, dass ab einem Haftverbundwert von $\mu = 0,5$ für größere μ nur noch eine vergleichsweise geringe Abnahme der Spannung an der Risspitze zu erwarten ist. Es ist ebenfalls festzustellen, dass bei gleicher Dehnsteifigkeit und einer Erhöhung des Haftverbundbeiwertes von 0,3 auf 0,5 die Spannung an der Risspitze um ca. 18% reduziert wird. Eine weitere Erhöhung des Haftverbundes auf 0,7 führt nur noch zu einer Reduzierung um weitere 4%.

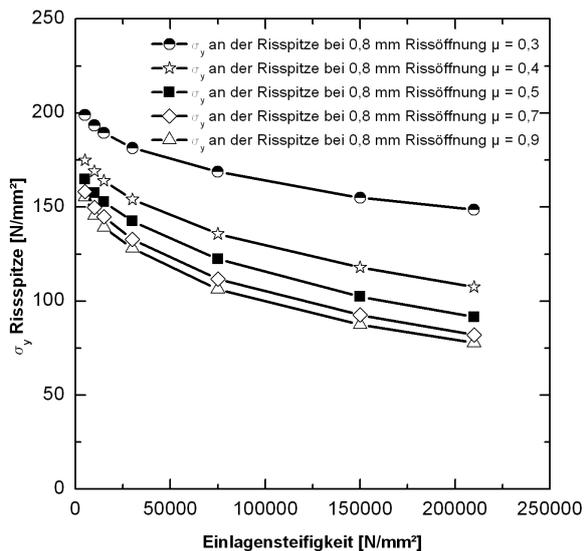


Abbildung 6.20: Horizontalspannung an der Risspitze in Abhängigkeit von μ und E_{Einl} .

Eine Betrachtung der Einlagendehnung an der Symmetrieachse in Abhängigkeit von der Einlagensteifigkeit (vgl. Abbildung 6.21 und Abbildung 6.24) zeigt, dass der Einfluss des Verbundes zwischen Asphalt und Asphaltelinlage mit zunehmender Dehnsteifigkeit der Asphaltelinlage an Bedeutung verliert. Ab einem E-Modul von 75.000 N/mm^2 ist der Dehnungsunterschied zwischen $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,9$ bereits geringer als 8% und geht bei höherem E-Modul auf weniger als 1% zurück.

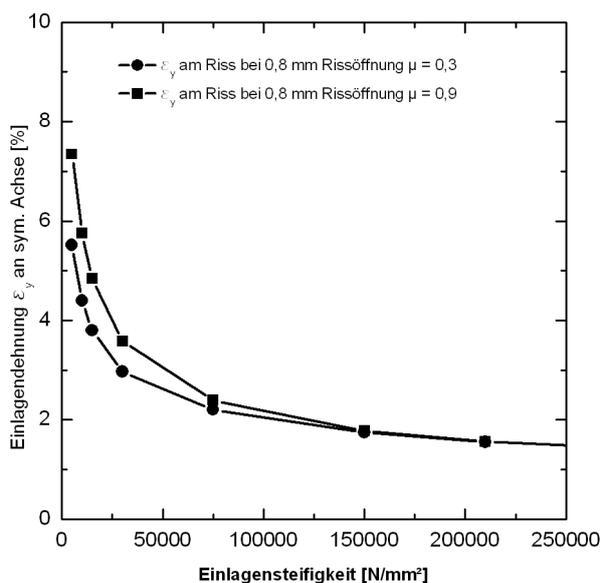


Abbildung 6.21: Einlagendehnung an der Symmetrieachse in Abhängigkeit der Einlagensteifigkeit für $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,9$

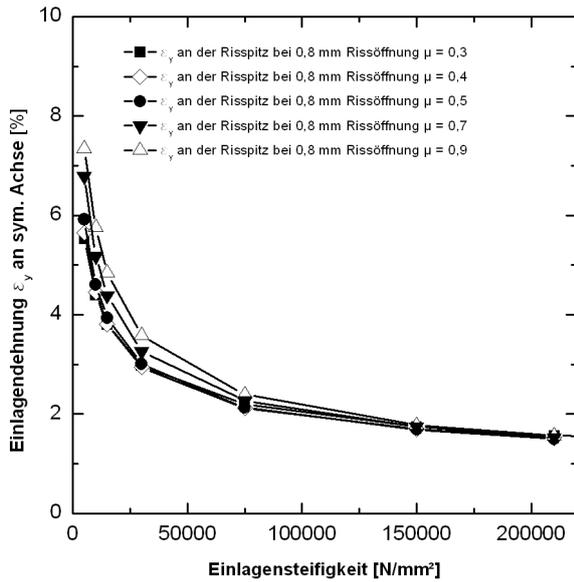


Abbildung 6.22:
Einlagendehnung an der Symmetrieachse für verschiedene μ

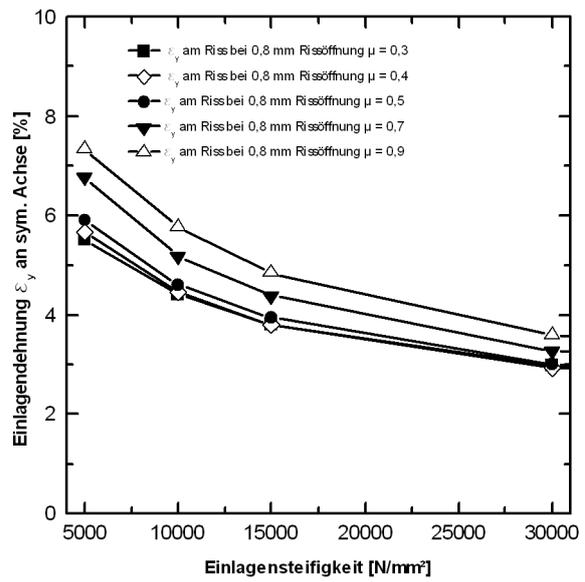


Abbildung 6.23:
Einlagendehnung an der Symmetrieachse für verschiedene μ (Detail aus **Abbildung 6.22**)

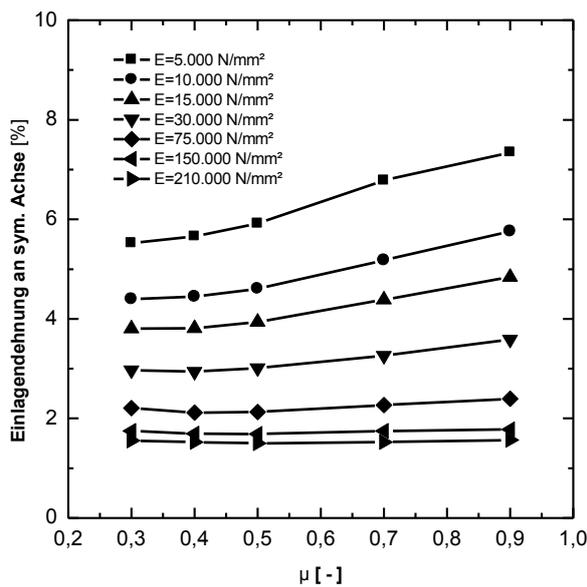


Abbildung 6.24:
Einlagendehnung an der Symmetrieachse in Abhängigkeit von der Einlagensteifigkeit und dem Haftverbund

6.3.3 Schlussfolgerung

Die Simulationen bestätigen die bereits bei der Auswertung der zyklischen Biegezugversuche beobachteten Abhängigkeiten der Wirksamkeit von Asphalteinlagen vom Haftverbund und der Steifigkeit der Asphalteinlage. Simulationen mit einer Asphalteinlage hoher Dehnsteifigkeit zeigen eine starke Reduzierung der für die Rissentwicklung

maßgebenden Horizontalspannungen. Des Weiteren zeigen die Simulationen, dass dem Haftverbund zwischen den Schichten besondere Bedeutung zugemessen werden muss. Bei einer Reduzierung des Haftverbundes auf 10% einer ungestörten Probe kann zwar vor der eigentlichen Rissentstehung eine Spannungsreduzierung nachgewiesen werden. Durchschlägt der Riss aber die Einlage, steigen im weiteren Verlauf die Spannungen sogar höher als bei einer Probe ohne Einlage.

Die Untersuchungen mit dem detaillierten FEM Modell bestätigen die Erkenntnisse aus den Voruntersuchungen. Das Modell konnte an einer Referenzprobe kalibriert werden und im Anschluss auch die Messergebnisse aus Versuchen mit anderen Asphaltgittereinlagen gut abbilden. Die per Iteration ermittelten Materialparameter stimmen gut mit den wahren Materialparametern überein. Basierend auf diesen Erkenntnissen konnte zum Einen eine Parameterstudie mit verschiedenen Haftreibungskoeffizienten sowie verschiedenen Steifigkeiten durchgeführt werden. Zum Anderen konnte gezeigt werden, dass auch weniger steife Materialien schon bei einer kleinen Risslänge und genügendem Haftverbund eine nennenswerte Dehnung erfahren und somit wirksam als Zugelement arbeiten können.

Insgesamt konnten durch die numerischen Berechnungen die Beobachtungen aus den Versuchen weitgehend bestätigt werden.

7 Zusammenfassung

Die auf dem Markt erhältlichen Asphalteinlagen unterscheiden sich neben den Rohstoffen und der Geometrie durch ihren Einsatzzweck. Asphalteinlagen gliedern sich in drei Produktgruppen: Asphaltgitter, Vliesstoffe und Kombinationen aus Vlies und Asphaltgitter. Alle drei Produktgruppen sollen helfen die Lebensdauer sanierter Asphaltfahrbahnen zu verlängern. Ihre Wirkungsweisen sind jedoch stark unterschiedlich. Vliesartige Einlagen sollen durch die Bildung einer wasserdichten, flexiblen Schicht zu einer Spannungsreduzierung führen, Asphaltgitter dagegen sollen durch ihre, im Vergleich zum umgebenden Asphalt, hohe Dehnsteifigkeit eine bewehrende Wirkung entfalten. Kombiprodukte aus Vlies und Gitterkomponenten sollen die oben genannten Wirkungsweisen kombinieren.

Wie im Rahmen der vorliegenden Arbeit anhand von zyklischen Biegezugversuche nachgewiesen wurde, hängt die Wirksamkeit einer Asphalteinlage zum Einen von den aufgetragenen Belastungen und zum Anderen von den Material- und Verbundeigenschaften ab. Die Materialeigenschaften wurden durch Streifenzugversuche, die Verbundeigenschaften mit Hilfe von Interaktionsversuchen im Großrahmenschergerät ermittelt. Wie Abschnitt 5.4.5 zu entnehmen ist, konnte für eine zyklische Biegezugbelastung ein guter Haftverbund und eine hohe Dehnsteifigkeit der Asphalteinlage als maßgebende Einflussfaktoren für die Lebensdauererweiterung identifiziert werden. Dies trifft insbesondere auf die verwendeten Asphaltgitter zu. Die untersuchten Vliesstoffe und Kombiprodukte zeigten, besonders bei größerer Belastung, nur eine geringe Fähigkeit die Rissbildung positiv zu beeinflussen.

Abschließend wurde mit Hilfe der Finite Element Methode basierend auf den Ergebnissen der Scher- und Biegezugversuche ein Modell entwickelt, an welchem beliebige Kombinationen von Haftverbund und Einlagensteifigkeit simuliert werden können. Das zunächst nur einfache Modell bestätigte bereits die Ergebnisse der Versuche, als das durch die Verwendung einer, im Vergleich zum umgebenden Asphalt, steifen Asphalteinlage die Spannung an der Risspitze reduziert werden kann. Zur Weiteren Untersuchung wurde ein detailliertes Modell für Asphaltgittereinlagen entwickelt.

Nach einer Kalibrierung des detaillierten Modells anhand der Versuchsergebnisse für die Stahlgittereinlage war es möglich auch alle anderen Gittereinlagen numerisch zu simulieren und die Versuchsergebnisse nachzurechnen. Ausgehend davon wurden Parameterstudien zu Haftverbund und Steifigkeit der Einlage durchgeführt. Es konnte dabei bestätigt werden, dass ein Mindestmaß an Haftverbund notwendig für die Funktion von Asphaltgittern ist. Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass im unmittelbaren Bereich um den Riss die Asphalteinlage Dehnungen von ca. 4-5% erfahren können, was auch bei dehnschlafferen Einlagen aus Polyester oder Polyethylen zu einer Aktivierung des Gitters führt.

Aufgrund dieser Erkenntnisse ist festzustellen, dass die Auswahl der Asphalteinlage unmittelbar von der zu erwartenden Belastung abhängig zu machen ist. Dafür ist es besonders wichtig die Schäden in den zu sanierenden Straßenbereichen richtig einzuschätzen.

Zuerst ist durch eine Untersuchung des Unterbaus der Straße sicherzustellen, dass die Schädigungen nicht aus einem nicht tragfähigen Untergrund herrühren.

Anschließend sollte zunächst eine visuelle Zustandserfassung erfolgen. Das an der Fahrbahnoberfläche sichtbaren Rissmusters kann hier schon Hinweise auf den vorliegenden Schadensmechanismus liefern. Ermittelt werden sollten beispielsweise die Risslänge, die Rissbreite sowie die Anordnung der Risse über den Straßenverlauf. Außerdem ist festzustellen, welches die Hauptbewegungsrichtung der Rissufer ist.

Risse mit Horizontalbewegung können dabei z.B. auf eine Ausmagerung der Deckschicht auf ansonsten tragfähigem Aufbau hindeuten. Horizontale Verformungen zeigen außerdem Reflektionsrisse über hydraulisch gebundenen Tragschichten, über gerissenen Altfahrbahnen oder Betondecken.

Sind die Risse weitgehend auf diese Horizontalbewegungen zurückzuführen, können Asphalteinlagen mit einem flexiblen Verbund der Asphaltsschichten und Asphaltgitter gleichermaßen sinnvoll eingesetzt werden. Sind höhere Vertikalbelastungen aus Verkehr zu erwarten, so ist im Hinblick auf die vorgestellten Ergebnisse aus den Versuchen und numerischen Berechnungen, eine dehnsteife Einlage mit gutem Haftverbund zu empfehlen. Unabhängig von der verwendeten Asphalteinlage ist eine ausreichende Schubfestigkeit der Schichten zu gewährleisten, um Horizontalspannungen aus Verkehr und Temperatureinwirkung aufnehmen zu können.

Insgesamt zeigen die Ergebnisse, dass Asphalteinlagen, wenn sie richtig angewendet werden, zu einer deutlichen Verlängerung der Lebensdauer führen. Dies führt nicht zuletzt zu geringeren Unterhaltskosten für die Fahrbahnen. Für eine genauere Quantifizierung der Lebensdauersteigerung ist es notwendig weitere Informationen über die tatsächlich auftretenden Belastungen durch Verkehr und Umwelt zu erhalten, um anschließend die hier vorgestellten Versuchsparameter weiter optimieren zu können.

8 Literaturverzeichnis

- Abe, N., Maehara, H., et al. (2000). An examination on the factor which affects reflective cracking. Abd El Halim, A. O., Taylor, D. A. und Mohamed, E. H. H. Kita-Kyusyu, Japan.
- Asphalt Institute, I. (2001). Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation (Manual Series). Lexington, KY 40512-4052, Asphalt Institute, Inc.
- Asphalt Institute, I. (2005). Asphalt Pavement Thickness Design Software for Highways, Airports, Heavy Wheel Loads and Other Applications, Asphalt Institute, Inc.
- Austin, R. A. und Gilchrist, A. J. T. (1996). "Enhanced Performance of Asphalt Pavements Using Geocomposites." Geotextiles and Geomembranes 14 (1996): 175-186.
- Beckedahl, H. J. (2006). Auswirkung von Qualitätsmängeln auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. D-A-CH Tagung der Bemessungsausschüsse. TU Dresden.
- Bergmeister, K. und Fingerloos, F. (2009). Beton-Kalender 2009, Ernst und Sohn, Berlin.
- Bijsterveld, W. T. v. und Bondt, A. H. d. (2005). Analysis of asphalt overlays on jointed concrete or cracked asphalt pavements. 1st European Airport Pavement Workshop, Amsterdam, Netherlands, Doms Avenhorn Holding bv, Scharwoude, the Netherlands.
- Bondt, A. H. und Scarpas, A. (1996). Reflective cracking control via stress-relieving systems. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- Bondt, A. H., Scarpas, A., et al. (1996). Effect of reinforcement on crack response. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- Brown, S. F. und Brodrick, B. V. (1999). "25 years experience with the pilot-scale nottingham pavement test facility." International Conference on Accelerated Pavement testing: 1-36.
- Brugger, A. und Grunewald, D. (2003). "Asphaltarmierungen aus Glas- und Kohlefasern." Tiefbau 11/2003: 674-679.
- Caltabiano, M. A. und Brunton, J. M. (1991). "Reflection Cracking in Asphalt Overlays." Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists: 310-332.

- Carmichael, R. F. und Marienfeld, M. L. (1999). Synthesis and Literature Review of Nonwoven Paving Fabrics Performance in Overlays. Transportation Research Record 1687, Paper No. 99-1380. Council, N. R. und Board, T. R.: 112-124.
- Chang, D. T.-T., Ho, N.-N., et al. (1999). Laboratory and Case Study for Geogrid-Reinforced Flexible Pavement Overlay. Transportation Research Record 1687, Paper No. 99-0429. Board", N. R. C. T. R.: 125-130.
- Charif, K. (1995). "Bewertung und Prüfung des Schichtenverbundes im Asphaltstraßenbau." asphalt: 38-46.
- Cho, S. D., Lee, D. Y., et al. (2002). The effect of glass-sheet reinforcement on crack resistance of asphalt concrete. Delmas, G. und Girard.
- De Groot, M. T. (1986). "Woven steelcord networks as reinforcement of asphalt roads." Proceedings Third International Conference on Geotextiles: 113-118.
- DIN, D. I. f. N. (2002). Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch, Beuth Verlag GmbH. **18137-3**: 33.
- Dondi, G., Bonini, A., et al. (2000). Reinforced pavements: Laboratory and field experiences. Abd El Halim, A. O., Taylor, D. A. und Mohamed, E. H. H. 4th International RILEM Conference.
- EBGEO (2010). Empfehlungen für Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGEO. Berlin.
- Erkens, S. M. J. G., Groenendijk, J., et al. (1997). "Using Paris' Law to determine fatigue characteristics - a discussion." Eighth International Conference on Asphalt Pavements: 1123-1127.
- FGSV (2006). Verwendung von Vliesstoffen, Gittern und Verbundstoffen im Asphaltstraßenbau. FGSV Arbeitspapier. Asphaltbauweisen, A. **69**.
- Francken, L. und Clauwaert, C. (1987). "Characterization and structural assessment of bound materials for flexible road structures." Proceedings Sixth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements: 130-144.
- Grzybowska, W., Wojtowitz, J., et al. (1993). Application of geosynthetics to overlays in Cracow region of Poland. Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.
- Herbst, G., Kirchknopf, H., et al. (1993). Asphalt overlay on crack-sealed concrete pavements using stress distributing media. Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.

- Hirt, M. A. und Bez, R. (1998). Stahlbau: Grundbegriffe und Bemessungsverfahren, Ernst & Sohn.
- Holtz, R. D., Christopher, B. R., et al. (1998). Geosynthetic Design and Construction Guidelines. Participant Notebook. Institute, N. H. **NHI Course No. 13213**.
- Jaecklin, F. P. (1992a). "Erfahrungen mit Geotextileinlagen in Belägen und Einfluss der Belagstechnologie." 2. Kongress über "Kunststoffe in der Geotechnik": 73-83.
- Jaecklin, F. P. (1992b). Geotextile use in asphalt overlays - design and installation techniques for successful applications. Reflective Cracking in Pavements : State of the Art and Design Recommendations : Proceedings of the Secon International Rilem Conference. Rigo, J.-M., Degeimbre, R. und Francken, L. Second International RILEM Conference.
- Jaecklin, F. P. und Scherer, J. (1997). "Asphalt reinforcing using glass fibre grid "Glasasphalt"." Eighth International Conference on Asphalt Pavements: 268-277.
- Jas, H. A. (1995). "Gestreckte Geogittereinlagen verhindern Rissfortpflanzungen in Asphaltüberbauungen." asphalt 1/95: 13-21.
- Jewell, R. A. (1996). "Soil reinforcement with geotextiles." CIRIA; Thomas Telford.
- Jones, C. J. F. P. (1994). Economic construction of reinforced soil structures. Tatsuoka, F. L. D.
- Kirschner, R. und Flügge, F. (1993). "Polymere Asphalteinlagen zur Verzögerung von Reflektionsrissen in Asphaltstraßen." East West European Road Conference: 200-203.
- Kirschner, R. und Kunst, P. A. J. C. (1988). Vergleichende Laboruntersuchung an polymeren Asphalteinlagen.
- Koerner, R. M. (1999). Designing with geosynthetics.
- Komatsu, T., Kikuta, H., et al. (1998). "Durability assessment of geogrid-reinforced asphalt concrete." Geotextiles and Geomembranes 16 (1998): 257-271.
- Kunst, P. A. J. C. und Kirschner, R. (1993). Investigations on the effectiveness of synthetic asphalt reinforcements. Reflective Cracking in Pavements (RILEM). Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.
- Laurent, G. und Serfass, J. P. (1993). Comparative sections of reflective crack-preventing systems: Four years evaluation. Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.

- Leutner, R. (1979). "Untersuchung des Schichtenverbundes beim bituminösen Oberbau." Bitumen 3/1979: 84-91.
- Loizos, A., Partl, M., et al. (2009). Advanced Testing and Characterisation of Bituminous Materials, CRC Press.
- Lytton, R. L. (1989). "Use of Geotextiles for Reinforcement and Strain Relief in Asphalt Concrete." Geotextiles and Geomembranes 8 (1989) 217-237: 217-237.
- Majidazadeh, K., Kauffmann, E. M., et al. (1971). Application of fracture mechanics in the analysis of pavement fatigue. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists. Technologists, A. o. A. P.: 227-246.
- Molenaar, A. A. A. (1993). Evaluation of pavement structure with emphasis on reflective cracking. Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.
- Montestruque, G. E., Rodrigues, R. M., et al. (2000). "Experimental evaluation of a geogrid as an anti-reflective cracking interlayer on overlays."
- Müller-Rochholz (2007). "Geokunststoffe im Erd- und Straßenbau." Werner Verlag.
- Müller-Rochholz, J. (1998). "Dynamisches Verhalten von HDPE-Bewehrungsgittern." geotechnik 21(4): 310-313.
- Nods, M. (2000). "Effectiveness of Asphalt Reinforcement with Geogrids." HUESKER Synthetic.
- Nunez, P. W., Nakahara, S., et al. (2008). The Efficiency of Geotextiles Delaying Crack Reflection in Asphalt Mixes Overlays Submitted to Accelerated Pavement Testing an Real Time Loading. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition. Cancun, Mexico: 1060-1068.
- Nunn, M. E. und Potter, J. F. (1993). Assessment of methods to prevent reflection cracking. Rigo, J. M., Degeimbre, R. und Francken, L.
- O'Farrell, D. J. (1996). The treatment of reflective cracking with modified asphalt and reinforcement. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- Paris, P. und Erdogan, F. (1963). A Critical Analysis of Crack Propagation Laws. Journal of Basic Engineering, American Society of Mechanical Engineers, New York. ASME: 528-534.

- Peter, B., Vosteen, B., et al. (1988). Erprobungsstrecke mit rissüberbrückenden Maßnahmen.
- Rosier, J., Petit, C., et al. (1996). Mixed mode fatigue crack propagation in pavement structures under traffic load. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- RStO (2001). RStO 01 - Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen. 499. FGSV, FGSV-Verlag.
- Rüegger, R. und Hufenus, R. (2003). Rüegger, R.; Hufenus, R. St. Gallen, Schweizerischer Verband für Geokunststoffe.
- S&P, C. R. Vorbituminierte Armierungsgitter für Asphaltbelege. <http://www.sp-reinforcement.ch>, S&P Clever Reinforcement Company.
- Stöckert, U. (2002). "Schichtenverbund nach Leutner - Prüfung und Bewertungshintergrund." VSVI-Information April 2002.
- Tensor (2011). Tensor AR-G Composite product Specification. Tensor technical note. Limited, T. I., Forster Contracting Limited.
- Tschegg, E. K. (2000). Factors influencing the fracture behaviour of geosynthetic overlay-systems. Abd El Halim, A. O., Taylor, D. A. und Mohamed, E. H. H.
- Vanelstraete, A. und Decoene, Y. (1996). Behaviour of Belgian applications of geotextiles to avoid reflective cracking in pavements. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- Vanelstraete, A. und Francken, L. (1996). On site behaviour of overlay systems for the prevention of reflective cracking. Francken, L., Beuving, E. und Molenaar, A. A. A.
- Vanelstraete, A., Leonard, D., Veys, J. (2000). Structural design of roads with steel reinforcing nettings. 4th International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements Research in Practice. Ottawa, Ontario, Canada, RILEM Publications S.A.R.L.
- Velske, S. M., H.; Eymann, P. (2002). Velske, S.; Mentlein, H.; Eymann, P., Werner Verlag.
- Visscher, J., Vanelstraete, A., et al. (2003). Comparative Low-Temperature Thermal Cracking Investigations on Different Reinforcing Interface Systems. MAIREPAV'03. Branco, P.: 565-574.
- Werner, G. (1986). "Instandhaltung und Sanierung von bituminösen Fahrbahndecken mit Spezial-Geotextilien." Schweizer Baublatt Nr. 53(53): 40-49.

- Zhou, Z.-G. Z. J.-L. (2002). The effect of geosynthetic materials in preventing asphalt pavements from reflective cracking. 7th ICG Conference on Geosynthetics. Delmas, G. G.: 963-966.

9 Abbildungsverzeichnis

Abbildung 2.1: Allgemeiner Aufbau einer Fahrbahn	8
Abbildung 2.2: Bauweisen mit Asphaltdecke, Auszug aus RStO 01 (RStO 2001)	9
Abbildung 2.3: Oberflächennahe Rissmuster bei Asphaltfahrbahnen.....	11
Abbildung 2.4: Beanspruchung der Asphaltfahrbahn.....	12
Abbildung 2.5: Typische Rissmuster aus Verkehrs- und Temperaturbeanspruchungen, aus Molenaar (1993).....	13
Abbildung 2.6: Grundlegende Riss-Modi, aus Molenaar (1993)	14
Abbildung 2.7: Idealisierung der Rissbildung, aus (Erkens, Groenendijk et al. 1997)	15
Abbildung 2.8: Phasen der Rissbildung bei Ermüdungsbeanspruchung, nach Rosier (1996).	16
Abbildung 2.9: Erneuerung in Asphaltbauweise im Hocheinbau, aus RStO 01 (2001)	18
Abbildung 2.10: Positionierung von Geokunststoffeinlagen zwischen den Asphaltsschichten und im Untergrund.....	20
Abbildung 2.11: Positionierung von Geokunststoffeinlagen im Straßenoberbau	21
Abbildung 2.12: Kraft-Verformungskurven statischer Biegezugversuche, nach Kunst und Kirschner (1993).....	34
Abbildung 2.13: Risslängenentwicklung vs. Lastspiele für verschiedene Probekörper, nach Caltabiano und Brunton (1991)	36
Abbildung 2.14: Vergleich der Rissentwicklung von Probekörpern mit und ohne Einlagen, nach Caltabiano und Brunton (1991) und Komatsu et al. (1998).....	36
Abbildung 2.15: Erhöhung der aufbringbaren Lastspiele gegenüber einer unbewehrten Referenzprobe, Zusammenstellung aus Caltabiano und Brunton (1991) Collop, Chang et al. (1999), Austin und Gilchrist (1996), Jaecklin und Scherer (1997), Brugger und Grunewald (2003), Montestruque et al. (2000), Grzybowska et al. (1993), Cho et al. (2002).....	37
Abbildung 2.16: Analytische Formulierung von Korrekturfaktoren für die Ermittlung des Spannungsintensitätsfaktors, aus Hirt und Bez (1998)	43
Abbildung 2.17: Risswachstumsrate da/dN in Abhängigkeit der Spannungsintensität ΔK , aus Hirt und Bez (1998)	44
Abbildung 2.18: Wöhlerlinie für den Werkstoff Stahl (a. halblogarithmische Darstellung; b. doppellogarithmische Darstellung), (Beckedahl 2006).....	46
Abbildung 3.1: Probefeld nach der Fertigstellung	51
Abbildung 3.2: Schichtaufbau des Probefeldes	52
Abbildung 3.3: Herstellung des Erdplanums	52

Abbildung 3.4: Fertiges Planum für das Probefeld.....	52
Abbildung 3.5: Erstellen der Asphalttragschicht.....	53
Abbildung 3.6: Verdichten der Asphalttragschicht	53
Abbildung 3.7: Verlegen der Asphalteinlagen	54
Abbildung 3.8: Einbau der Binderschicht mit einem Straßenfertiger.....	55
Abbildung 3.9: Verdichten der fertigen Binderschicht	55
Abbildung 3.10 Laborherstellung von Probekörpern	56
Abbildung 3.11: Probengeometrie.....	57
Abbildung 3.12: Schnittmarkierung	57
Abbildung 3.13: Übersicht Probefeld.....	57
Abbildung 4.1: Schematische Darstellung des Interaktionsversuches.....	59
Abbildung 4.2: Probeneinbau in das großmaßstäbliche Schergerät.....	60
Abbildung 4.3: Einfluss der Lage der gewählten Scherfuge auf die maximale Scherspannung im Indexversuch	61
Abbildung 4.4: Einfluss der Lage, der Auflast und der Schergeschwindigkeit auf die maximale Scherspannung im Indexversuch	62
Abbildung 4.5: Einfluss der Schergeschwindigkeit auf die maximale Scherspannung im Modellversuch	63
Abbildung 4.6: Einfluss der Schergeschwindigkeit auf den Scherweg bei maximaler Scherspannung im Modellversuch	63
Abbildung 4.7: Einfluss der Probentemperatur auf den Verlauf der Scherspannung im Modellversuch	64
Abbildung 4.8: Einfluss der Probentemperatur auf die maximale Scherspannung im Modellversuch	65
Abbildung 4.9: Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche ohne Einlage	66
Abbildung 4.10: Einfluss der Auflastspannung auf die maximale Scherspannung im Indexversuch	67
Abbildung 4.11: Einfluss der Schergeschwindigkeit in Index- und Modellversuchen am Beispiel der Einlagen G1, G2 und G3	68
Abbildung 4.12: Einfluss der Schergeschwindigkeit auf den Scherweg bei maximaler Scherspannung im Modellversuch	69
Abbildung 4.13: Einfluss unterschiedlicher Bindemittelgehalte auf das Scherverhalten im Modellversuch	70
Abbildung 4.14: Probe mit unzureichend getränkten Vliesstoff.....	71

Abbildung 4.15: Probe mit hinreichend getränkten Vliesstoff.....	71
Abbildung 4.16: Scherspannungsentwicklung für unterschiedliche Asphaltgitterprodukte im Modellversuch	72
Abbildung 4.17: Scherspannungsentwicklung für unterschiedliche Vliesprodukte im Modellversuch	72
Abbildung 4.18: Scherspannungsentwicklung für unterschiedliche Kombiprodukte im Modellversuch	73
Abbildung 4.19: Ermittlung des Effektivitätsfaktors in Abhängigkeit des Scherweges.....	74
Abbildung 4.20: Effektivität von Asphaltgittereinlagen im Vergleich zu Probekörpern ohne Einlage (Modellversuche).....	75
Abbildung 4.21: Effektivität von Vlieseinlagen im Vergleich zu Probenkörpern ohne Einlage (Modellversuche).....	76
Abbildung 4.22: Effektivität von Kombiprodukte im Vergleich zu Probenkörpern ohne Einlage (Modellversuche).....	76
Abbildung 4.23: Effektivitätsgrad einzelner Einlagen in Abhängigkeit des Scherweges.....	78
Abbildung 4.24: Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Geogittereinlage	79
Abbildung 4.25: Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Vlieseinlage (Ergebnisse aus Positionierung zwischen Binder- und Deckschicht sowie zwischen Binder- und Tragschicht zusammengefasst).....	79
Abbildung 4.26: Auftragung der max. Scherspannung mit dem zugehörigen Scherweg für die Modellversuche mit Kombiprodukteinlage (Ergebnisse aus Positionierung zwischen Binder- und Deckschicht sowie zwischen Binder- und Tragschicht zusammengefasst).....	80
Abbildung 4.27: Vergleich der Effektivität in Abhängigkeit des Scherweges mit Erkenntnissen aus der Literatur (Peter, Vosteen et al., (1988)).....	82
Abbildung 5.1: Biegezugversuchseinrichtung mit Klimakammer	86
Abbildung 5.2: Prinzipskizze der Biegezugversuchseinrichtung	86
Abbildung 5.3: Probekörper mit aufgebrachtem Maßstab (Rastermaß 1cm) und Wegaufnehmer zur Messung der Rissöffnungsweite.....	87
Abbildung 5.4: Auftragung der Risslänge über Zyklen	89
Abbildung 5.5 Auftragung der Rissöffnung über Zyklen.....	89
Abbildung 5.6: Reproduktionsverhalten der Rissöffnungsweite bei unbewehrten Proben und 8 kN Belastung.....	90

Abbildung 5.7: Reproduktionsverhalten der Risslänge bei unbewehrten Proben und 8 kN Belastung	90
Abbildung 5.8: Schnitt endet im Bitumen	90
Abbildung 5.9: Schnitt endet im Zuschlag	90
Abbildung 5.10: Mögliche Verteilung der Gitterstreben in der Draufsicht einer Probe	91
Abbildung 5.11: Definition der Risslänge c	92
Abbildung 5.12: Position der Wegaufnehmer zur Bestimmung der Rissöffnungsweite	92
Abbildung 5.13: Zusammenhang von Rissöffnungsweite und Risslänge für Proben ohne Einlage, mit Gittereinlage und mit Vlieseinlage	93
Abbildung 5.14: Mikrorisse an einem Probekörper mit Vlieseinlage	94
Abbildung 5.15: Einzelriss an einem Probekörper ohne Asphalteinlage	94
Abbildung 5.16: Einfluss der Amplitude auf die Rissöffnungsweite an unbewehrten Proben	95
Abbildung 5.17: Einfluss der Amplitude auf die Risslänge an unbewehrten Proben	95
Abbildung 5.18: Einfluss der Temperatur auf die Rissöffnungsweite unbewehrter Proben	96
Abbildung 5.19: Einfluss der Temperatur auf die Risslänge unbewehrter Proben	96
Abbildung 5.20: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 5 kN Oberlast	98
Abbildung 5.21: Vergleich der Risslängen bei 5 kN Oberlast	98
Abbildung 5.22: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 5 kN Oberlast	98
Abbildung 5.23: Vergleich der Risslängen bei 5 kN Oberlast	98
Abbildung 5.24: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 8 kN Oberlast	99
Abbildung 5.25: Vergleich der Risslängen bei 8 kN Oberlast	99
Abbildung 5.26: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 8 kN Oberlast (Laborproben)	100
Abbildung 5.27: Vergleich der Risslängen bei 8 kN Oberlast (Laborproben)	100
Abbildung 5.28: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 10 kN Oberlast	101
Abbildung 5.29: Vergleich der Risslängen bei 10 kN Oberlast	101
Abbildung 5.30: Vergleich der Rissöffnungsweiten bei 10 kN Oberlast	101
Abbildung 5.31: Vergleich der Risslängen bei 10 kN Oberlast	101
Abbildung 5.32: Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 5 kN Oberlast	102
Abbildung 5.33: Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 8 kN Oberlast	102
Abbildung 5.34: Darstellung der Rissöffnungsweiten für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 10 kN Oberlast	102

Abbildung 5.35: Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 5 kN Oberlast.....	104
Abbildung 5.36: Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 8 kN Oberlast.....	104
Abbildung 5.37: Darstellung der Risslänge für Gitter und Vlies bzw. Kombiprodukte bei 10 kN Oberlast.....	104
Abbildung 5.38: Lastwechsel bis zum Erreichen einer Rissöffnungsweite von 4 mm gegen Dehnsteifigkeit.....	106
Abbildung 5.39: Lastwechsel bis zum Erreichen einer Risslänge von 50 mm gegen Dehnsteifigkeit.....	106
Abbildung 5.40: Lastwechsel bis zum Versagen (Öffnungsweite) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G1 und G2.....	107
Abbildung 5.41: Lastwechsel bis zum Versagen (Risslänge) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G und G2.....	107
Abbildung 5.42: Lastwechsel bis zum Versagen (Öffnungsweite) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G4 und G5.....	107
Abbildung 5.43: Lastwechsel bis zum Versagen (Risslänge) in Abhängigkeit von der Dehnsteifigkeit für G4 und G5.....	107
Abbildung 5.44 Zusammenhang zwischen Einlagensteifigkeit und Lebensdauer	108
Abbildung 5.45: Lastwechsel bis zum Erreichen einer Rissöffnungsweite von 4 mm gegen Effektivität.....	109
Abbildung 5.46: Lastwechsel bis zum Erreichen einer Risslänge von 50 mm gegen Effektivität.....	109
Abbildung 5.47: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit der aufgebracht Last, nach Chang et al. (1999).....	110
Abbildung 5.48: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit der aufgebracht Last, nach Montestruque et al.	110
Abbildung 5.49: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit von der Oberlast für das Versagenskriterium Rissöffnung.....	111
Abbildung 5.50: Auftragung der Versagenslastspielzahl in Abhängigkeit von der Oberlast für das Versagenskriterium Risslänge.....	112
Abbildung 5.51: Erhöhung der aufbringbaren Lastspiele gegenüber einer unbewehrten Referenzprobe, Zusammenstellung aus eigenen Versuchen, Caltabiano und Brunton (1991), Collop, Chang et al. (1999), Austin und Gilchrist (1996), Jaecklin und Scherer (1997), Brugger und Grunewald (2003), Montestruque et al., Grzybowska et al. (1993), Cho et al. (2002).....	113
Abbildung 6.1: Aufbau des Finite Element Modells in FLAC3D	114

Abbildung 6.2: Vergleich der Horizontalspannungen an der Rissspitze. Steife Einlage vs. Ohne Einlage.....	115
Abbildung 6.3: Horizontalspannung an der Rissspitze und in einer steifen Einlage	115
Abbildung 6.4: Vergleich der Horizontalspannungen an der Rissspitze. Ohne Einlage und mit Einlagen geringer Dehnsteifigkeit bei reduziertem Haftverbund	116
Abbildung 6.5: Verschiebung des Probenoberteils entlang der Einlage. Einlage $0,2 \cdot E$ und 10% Haftverbund (Spannungen in MPa).....	116
Abbildung 6.6: Einfluss des Haftverbundes auf die Horizontalspannung bei 40 mm Risslänge bei unterschiedlich steifen Einlagen	117
Abbildung 6.7: Seitenansicht des dreidimensionalen FE Modells.....	118
Abbildung 6.8: Querschnitt durch die Einlagenebene des dreidimensionalen FE Modells ..	119
Abbildung 6.9: Prinzipdarstellung der zugrundeliegenden Annahmen für den Vergleich der Messwerte mit der Simulation	120
Abbildung 6.10: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einer Stahlgittereinlage.....	120
Abbildung 6.11: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Polyestergeritter.....	122
Abbildung 6.12: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem PVA-Gitter.....	122
Abbildung 6.13: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Glasgeritter.....	122
Abbildung 6.14: Vergleich zwischen berechneter und gemessener Rissöffnung in Abhängigkeit von der Vertikalkraft bei einem Kohlefasergitter.....	122
Abbildung 6.15: Horizontaldehnungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links	124
Abbildung 6.16: Horizontaldehnungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links; Detailansicht aus Abbildung 6.15.....	124
Abbildung 6.17: Verteilung der Horizontaldehnungen über den Abstand zur Symmetrieachse	125
Abbildung 6.18: Horizontalspannungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links	125
Abbildung 6.19: Horizontalspannungsverteilung, Schnitt durch die Einlagenebene; Symmetrieachse links; Detailansicht aus Abbildung 6.18.....	126
Abbildung 6.20: Horizontalspannung an der Rissspitze in Abhängigkeit von μ und $E_{\text{Einl.}}$	127
Abbildung 6.21: Einlagendehnung an der Symmetrieachse in Abhängigkeit der Einlagensteifigkeit für $\mu = 0,3$ und $\mu = 0,9$	127

Abbildung 6.22: Einlagendehnung an der Symmetrieachse für verschiedene μ	128
Abbildung 6.23: Einlagendehnung an der Symmetrieachse für verschiedene μ (Detail aus Abbildung 6.22)	128
Abbildung 6.24: Einlagendehnung an der Symmetrieachse in Abhängigkeit von der Einlagensteifigkeit und dem Haftverbund.....	128
Abbildung B.1: Körnungslinie Asphalttragschicht 0/22.....	146
Abbildung B.2: Körnungslinie Asphaltbinder 0/16	149
Abbildung B.3: Körnungslinie Asphaltbeton 0/8	152

A Asphalteinlagen

Tabelle A.1: Übersicht der verwendeten Asphalteinlagen

	Rohstoff: Gitter/Vlies	Maschenweite [mm]	Max Zugkraft/ ε_{F_max} [kN/m] (Zugversuch nach EN ISO 103196 ,96)	Max Zugkraft [kN/m] Längs/Quer (Herstellerangabe)
G1	PVA/Polypropylen	40 x 40	50,4/5,3	50/50
G2	Polyester / Polypropylen	40 x 40	54,4/9,5	50/50
G3	Glasfaser/Glasfaser	30 x 30	35,0/1,9	50/50
G4	Kohlefaser/--	30 x 30	102,9/1,1	120/200
G5	Glasfaser / --	30 x 30	66,7/2,0	120/120
V1	Polypropylen	--	9,0/56,0	9/9
V2	Polyester	--	13,8/41,7	7/7
K1	Glasfaser/Polypropylen	40 x 40	42,7/1,8	100/100
K2	Glasfaser/Polypropylen	40 x 40	32,5/9,12	50/50
K3	Polypropylen/Polypropylen	40 x 40	18,8/1,7	30/30
K4	Polypropylen/Polypropylen	60 x 60	20,0/12,0,0	
B	S235	--	20600,0/18,0	
SG	S235	50 x 50	12943,0/18,0	
	G: Gitter; V: Vlies; K: Kombiprodukt; SG: Stahlgitter; SB: Stahlblech			

B Asphaltmischgut

Tragschicht

Für den Zuschlag mit einer 0/22 Körnung kamen Edelsplitt (Diabas) und Natursande zum Einsatz. Die sich daraus ergebende Kornverteilung ist der nachstehenden Tabelle B.1 sowie Abbildung B.1 zu entnehmen.

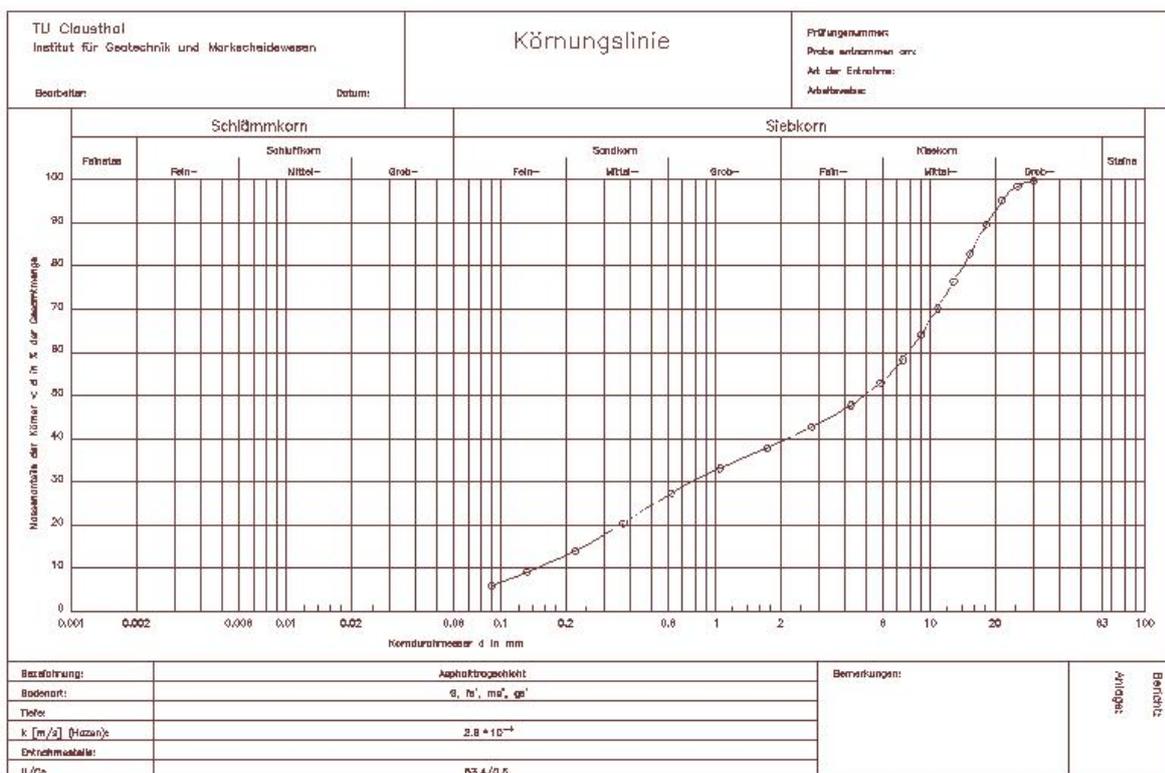


Abbildung B.1: Körnungslinie Asphalttragschicht 0/22

Tabelle B.1: Kornzusammensetzung der Tragschicht

Kornzusammensetzung des Mineralstoffgemisches			
mm	Rückstand	Durchgang	Masse-%
>31,50			Splitt (Kies) 61,3
31,50		100,0	
22,40	1,4	98,6	
16,00	14,4	84,2	
11,20	12,5	71,7	
8,00	12,4	59,3	
5,00	10,3	49,0	
2,00	10,3	38,7	
0,71	8,6	30,1	
0,25	16,0	14,1	
0,09	8,3	5,8	
<0,09	5,8		Füller

Tabelle B.2: Mischguteigenschaften der Tragschicht

		Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
		A	B	C	min	max
Mischgutrohndichte	g/cm ³	2,64	2,63	2,61		
Raumdicke am Marshallkörper	g/cm ³	2,42	2,44	2,45		
Hohlraumgehalt (ber.)	Vol.-%	8,6	7,4	6,3	4,0	10,0
Mineralstoffanteil	Vol.-%	83,7	84,0	83,9		
Bindemittelanteil	Vol.-%	7,8	8,6	9,8		
Hohlraumgehalt Mineralstoffg.	Vol.-%	16,3	16,0	16,1		
Mit Bindemittel ausgefüllt	%	47,9	53,7	60,9		
Marshall-Stabilität	kN	10,0	9,4	7,8	5,0	
Marshall-Fließwert	mm	2,5	2,7	3,2	1,5	4,0
Verdichtungstemperatur	°C	135,0				
Rohdicke des Mineralstoffgem.	g/cm ³	2,793				
Rechnerische Polierwiderstand (PSV-Wert)		52				

Binderschicht

Für das verwendete Mischgut 0/16 kamen in der Kiesfraktion Edelsplitte (Diabas), in der Sandfraktion Natursand und als Füller Kalksteinmehl zum Einsatz. Die sich daraus ergebende Kornverteilung ist der nachstehenden Tabelle B.2 sowie Abbildung B.2 zu entnehmen

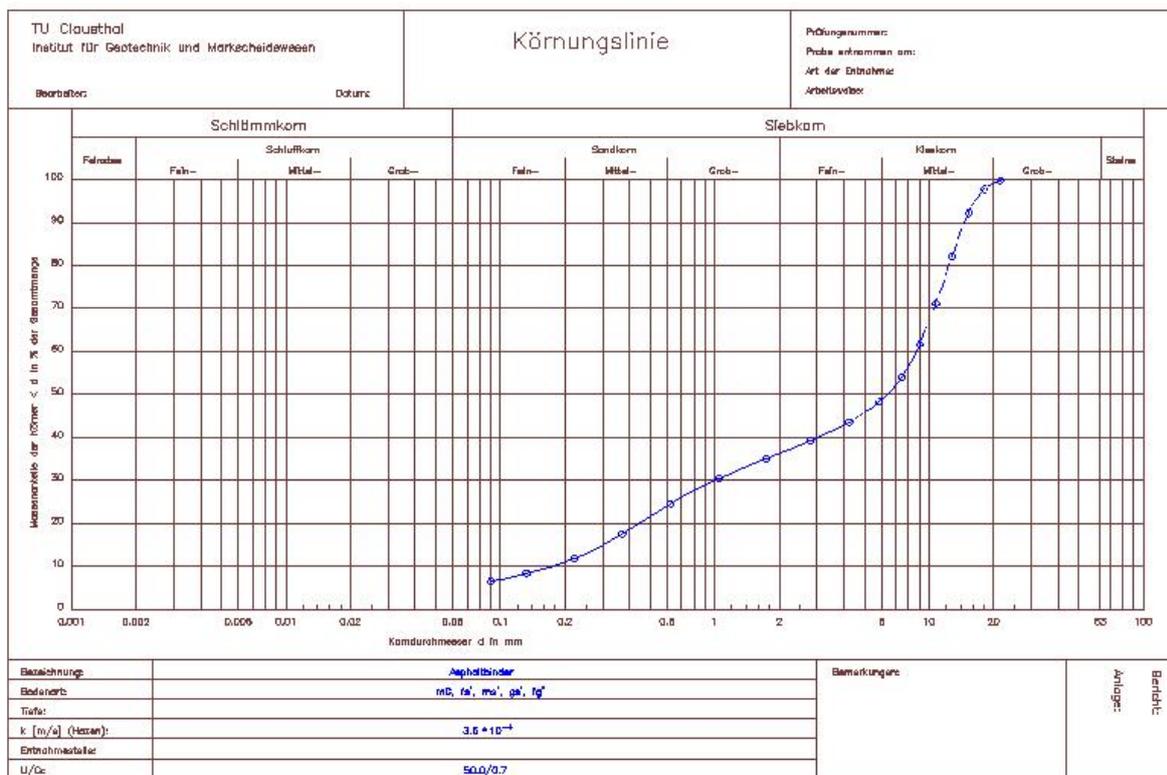


Abbildung B.2: Körnungslinie Asphaltbinder 0/16

Tabelle B.3: Kornzusammensetzung der Binderschicht

Kornzusammensetzung des Mineralstoffgemisches			
mm	Rückstand	Durchgang	Masse-%
>31,50			Splitt (Kies) 63,7
31,50			
22,40		100,0	
16,00	2,1	97,9	
11,20	25,3	72,6	
8,00	18,2	54,4	
5,00	10,0	44,4	
2,00	8,1	36,3	
0,71	8,9	27,4	Sand 29,8
0,25	16,3	11,1	
0,09	4,6	6,5	
<0,09	6,5		Füller

Tabelle B.4: Mischguteigenschaften der Binderschicht

		Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
		A	B	C	min	max
Mischgutrohndichte	g/cm ³	2,70	2,68	2,65		
Raumdicke am Marshallkörper	g/cm ³	2,48	2,51	2,51		
Hohlraumgehalt (ber.)	Vol.-%	8,2	6,3	5,4	3,0	7,0
Mineralstoffanteil	Vol.-%	83,3	83,9	83,6		
Bindemittelanteil	Vol.-%	8,5	8,8	11,0		
Hohlraumgehalt Mineralstoffg.	Vol.-%	16,7	16,1	16,4		
Mit Bindemittel ausgefüllt	%	50,8	60,8	67,2		
Marshall-Stabilität	kN	10,5	8,8	7,6	5,0	
Marshall-Fließwert	mm	2,4	3,1	3,9	1,5	4,0
Verdichtungstemperatur	°C	135,0				
Rohdicke des Mineralstoffgem.	g/cm ³	2,870				
Rechnerische Polierwiderstand (PSV-Wert)		52				

Deckschicht/Asphaltbeton

Für den Zuschlag 0/8 kamen Edelsplitte (Diabas, Grauwacke), Natursand, Edelbrechsand und als Füller Kalksteinmehl zum Einsatz. Die sich daraus ergebende Kornverteilung ist der nachstehenden Tabelle B.5 sowie Abbildung B.3 zu entnehmen

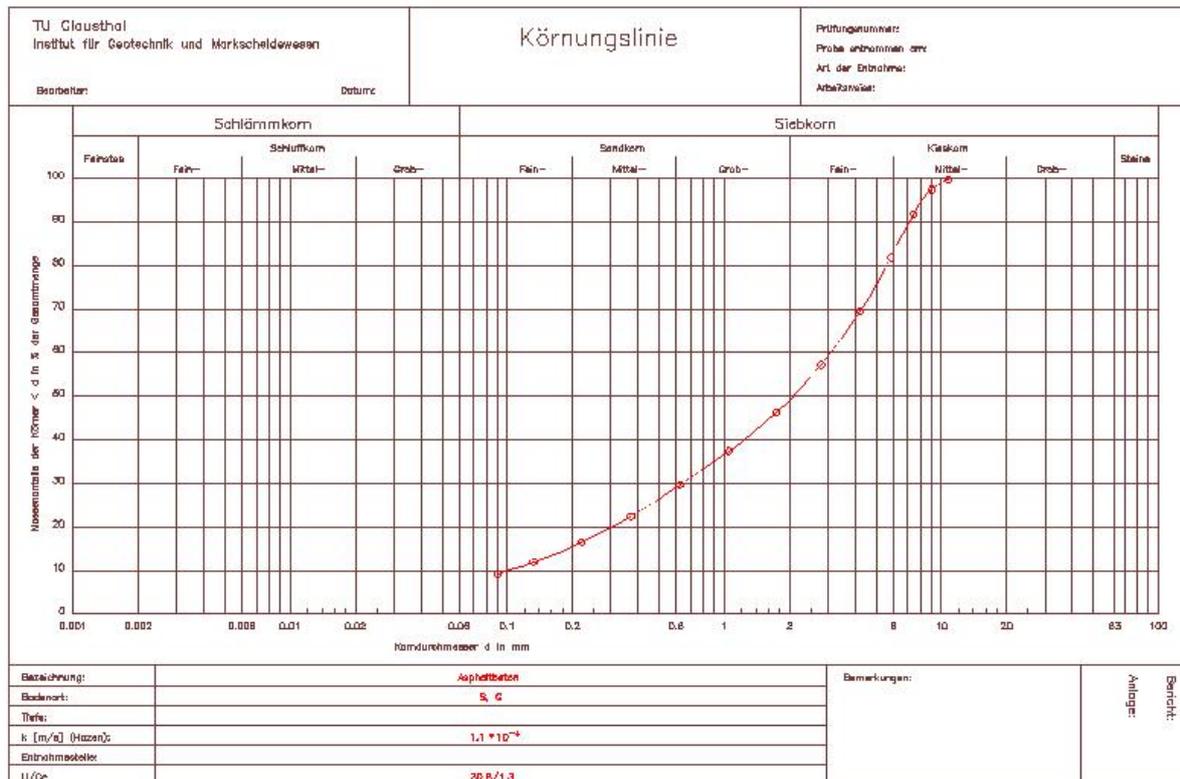


Abbildung B.3: Körnungslinie Asphaltbeton 0/8

Tabelle B.5: Kornzusammensetzung der Deckschicht

Kornzusammensetzung des Mineralstoffgemisches			
mm	Rückstand	Durchgang	Masse-%
>31,50			Splitt (Kies) 63,7
31,50			
22,40			
16,00			
11,20		100	
8,00	2,7	97,3	
5,00	24,4	72,9	
2,00	25,8	47,1	
0,71	15,7	31,4	Sand 29,8
0,25	14,9	16,5	
0,09	7,3	9,2	
<0,09	9,2		Füller

Tabelle B.6: Mischguteigenschaften des Deckschicht

		Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
		A	B	C	min	max
Mischgutrohndichte	g/cm ³	2,58	2,57	2,55		
Raumdicke am Marshallkörper	g/cm ³	2,48	2,49	2,50		
Hohlraumgehalt (ber.)	Vol.-%	3,8	2,9	2,0	2,0	4,0
Mineralstoffanteil	Vol.-%	61,4	81,5	81,2		
Bindemittelanteil	Vol.-%	14,8	15,6	16,8		
Hohlraumgehalt Mineralstoffg.	Vol.-%	18,6	18,5	18,8		
Mit Bindemittel ausgefüllt	%	79,6	84,3	89,4		
Marshall-Stabilität	kN	9,6	8,4	7,0	5,0	
Marshall-Fließwert	mm	3,6	4,1	4,8	1,5	4,0
Verdichtungstemperatur	°C	135,0				
Rohdicke des Mineralstoffgem.	g/cm ³	2,864				
Rechnerische Polierwiderstand (PSV-Wert)		53				

C Bindemittel

Für die Asphalte der Probestrecke wurde ein Bitumen 50/70 verwendet. Die Bindemittelgehalte der einzelnen Mischgüter sind den Tabellen Tabelle C.1 bis Tabelle C.3 zu entnehmen.

Asphalttragschicht

Tabelle C.1: Mischgutzusammensetzung Asphalttragschicht

	Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
	A	B	C	min	max
Bindemittel: Bitumen 50/70 Masse-%	2,3	2,6	3,1		
Bindemittel aus Granulat Masse-%	1,0	1,0	1,0		
Bindemittel aus Zusätzen Masse-%					
Gesamt-Bindemittelgehalt Masse-%	3,3	3,6	4,1	3,6	
Gesamt-Bindemittelgehalt Gew. T	3,41	3,73	4,28		
Erweichungspunkt Ring und Kugel °C	53,6	53,4	53,1		

Binderschicht

Tabelle C.2: Mischgutzusammensetzung Binderschicht

	Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
	A	B	C	min	max
Bindemittel: Bitumen 50/70 Masse-%	3,5	4,0	4,5		
Bindemittel aus Granulat Masse-%					
Bindemittel aus Zusätzen Masse-%					
Gesamt-Bindemittelgehalt Masse-%	3,5	4,0	4,5	4,0	6,0
Gesamt-Bindemittelgehalt Gew. T	3,63	4,17	4,71		
Erweichungspunkt Ring und Kugel °C	54,0	54,0	54,0		

Deckschicht

Tabelle C.3: Mischgutzusammensetzung Deckschicht

	Mischgutzusammensetzung			Sollwert	
	A	B	C	min	max
Bindemittel: Bitumen 50/70 Masse-%	6,1	6,4	6,9		
Bindemittel aus Granulat Masse-%					
Bindemittel aus Zusätzen Masse-%					
Gesamt-Bindemittelgehalt Masse-%	6,1	6,4	6,9	6,4	7,7
Gesamt-Bindemittelgehalt Gew. T	6,5	6,84	7,41		
Erweichungspunkt Ring und Kugel °C	54,0	54,0	54,0		