

Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 183

bast

Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

von

Konrad Mollenhauer
Jens Wetekam

Sachgebiet Bau und Erhaltung von Verkehrswegen
Universität Kassel

Michael P. Wistuba
Stephan Büchler
Ahmad Al-Qudsi
Augusto Cannone Falchetto
Frederik Kollmus
Stefan Trifunović

Institut für Straßenwesen
TU Braunschweig

Michael Schmalz
Thomas Ziegler

Institut Dr.-Ing. Gauer
Ingenieurgesellschaft mbH
Regenstauf

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 183

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

- A - Allgemeines
- B - Brücken- und Ingenieurbau
- F - Fahrzeugtechnik
- M - Mensch und Sicherheit
- S - Straßenbau
- V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt bei der Carl Ed. Schünemann KG, Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen, Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in der Regel in Kurzform im Informationsdienst **Forschung kompakt** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos angeboten; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Stabsstelle Presse und Kommunikation.

Die **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt)** stehen zum Teil als kostenfreier Download im elektronischen BASt-Archiv ELBA zur Verfügung.
<https://bast.opus.hbz-nrw.de>

Impressum

Bericht zum Forschungsprojekt 07.0290
Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Fachbetreuung
Tobias Paffrath

Referat
Asphaltbauweisen

Herausgeber
Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0

Redaktion
Stabsstelle Presse und Kommunikation

Druck und Verlag
Fachverlag NW in der
Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7, D-28195 Bremen
Telefon: (04 21) 3 69 03 - 53
Telefax: (04 21) 3 69 03 - 48
www.schuenemann-verlag.de

ISSN 0943-9323
ISBN 978-3-95606-733-4

Bergisch Gladbach, März 2023

Kurzfassung – Abstract

Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Eine dauerhaft leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur ist zum Güter- und Personentransport unerlässlich. Eine wesentliche Zielsetzung moderner Technologien im Straßenbau ist daher eine möglichst lange Gebrauchstauglichkeit von Asphalt-Befestigungen. Zum Zweck der Überbauung von rissgeschädigten bzw. rissgefährdeten Straßenbefestigungen kommen seit mehr als 30 Jahren Asphalteinlage-Systeme zum Einsatz, die im Fokus dieses von der Bundesanstalt für Straßenwesen initiierten Forschungsprojektes standen.

Ziel dieses Forschungsprojektes war es, die mögliche Nutzungsdauerverlängernde Wirkung von Asphalteinlage-Systemen zu überprüfen, ihre Anwendungsgrenzen aufzuzeigen und eventuelle ökonomische und ökologische Vor- bzw. Nachteile zu quantifizieren.

Neben einer Marktübersicht und Kategorisierung der heute zur Verfügung stehenden Produkte wurde eine breite Befragung über praktische Erfahrungen mit Asphalteinlage-Systemen durchgeführt, sowie ein umfangreiches Laborprüfprogramm realisiert.

Um die an Asphalteinlage-Systemen gestellten Forderungen bzgl. ihrer spannungsabbauenden, spannungsaufnehmenden und abdichtenden Wirkung zu überprüfen, wurden unterschiedlichste Prüfverfahren angewendet und daraus Scherversuche, Durchlässigkeitsversuche, 3-Punkt-Biegeprüfungen und Keilspaltversuche für den Nachweis als geeignet angesehen. Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde der Einfluss zahlreicher repräsentativer Asphalteinlage-Produkte bei Variation weiterer Systemeigenschaften prüftechnisch untersucht und so deren Einfluss auf die Wirkungsweise bestimmt.

Zur Überprüfung einer potenziell Nutzungsdauerverlängernden Wirkung, wurden über ein FE-Modell wesentliche Kenngrößen ermittelt, so dass in 3-Punkt-Biegeprüfungen abgeleitete Ermüdungskurven, sowie in Keilspaltversuchen bestimmte Rissenergien in neuen Nachweisen gegen Reflexionsrissbildung in die Rechnerische Dimensionierung integriert werden konnten. So konnte die Wirkung auf die theoretische Nutzungsdauer nachgewiesen werden.

Eine abschließende Nachhaltigkeitsanalyse beinhaltete ökonomische und ökologische Aspekte. Dabei erwies sich z. B. die Recyclingfähigkeit als wesentlich, wobei unterschiedliche Szenarien betrachtet wurden. Es konnte gezeigt werden, dass Asphalteinlage-Systeme unter den zuvor definierten Bedingungen des jeweiligen Szenarios im Modell wirtschaftlich eingesetzt werden können, sofern eine Abstimmung auf die geplanten Erhaltungszyklen erfolgt.

Anhand der Ergebnisse wurden Vorschläge für die Ergänzung des technischen Regelwerkes durch ein Merkblatt und Prüfvorschriften erarbeitet.

Performance assessment of asphalt inlay systems

For goods and passenger transport an efficient transport infrastructure is essential. In consequence the serviceability of asphalt pavements should be maintained for as long as possible. Therefore reinforcements have been used for more than 30 years, mostly for covering cracked road pavements.

The aim of this research project was to prove the life-extending effect using reinforcements, to show their application limits and to quantify the economic and ecological benefits.

In addition to a market overview and categorization of the available products, a survey was carried out on practical experience

with reinforcements systems, which confirmed the effect of extending the life time of a pavement.

Furthermore requirements are placed on reinforcement systems with regard to their stress-relieving, stress-absorbing and sealing effect. In order to prove these effects, various test methods were investigated and as a result shear tests, permeability tests, 3-point bending tests and wedge gap tests were considered suitable. Continuing with a sensitivity analysis, extensive test series with different reinforcement systems and several installation conditions were carried out and confirmed the suitability.

In order to demonstrate the life time extending effect, essential parameters were determined using an FE model which leads to fatigue curves, created by using 3-point bending tests. By integrating the fatigue curves in combination with the reinforcement systems into the computational dimensioning, the effect on the extended theoretical life time could be demonstrated.

Finally a sustainability analysis included economic and ecological aspects. It turned out that the recyclability of reinforcements is essential, so different scenarios were considered. As a result it could be proven that reinforcement systems can be used economically, if they are coordinated with the planned maintenance cycles.

On the basis of the results, technical regulations were supplemented by an explanatory note and test specifications.

Summary

Performance assessment of asphalt inlay systems

1 Introduction

1.1 Objectives

Asphalt inlay systems have been in use in road maintenance works since more than 30 years. Still, there is a lack of technical specification and guideline documents which prevent the wide application of these systems especially in public road works. This results in a high level of uncertainty of the responsible engineers regarding the benefits and risks linked to the application of these systems. The life-cycle benefits is not yet proven and their application are biased by additional mostly manual construction works, which increase the risks linked to weather conditions and delay of the maintenance works. Because of the lack of specification documents, the suppliers of inlay systems take a lot of efforts to promote individual products which interferes with open tender documents.

In order to research required knowledge for drafting specification documents, POTEA project was initiated by the Federal Ministry of Transportation. By means of review of the scientific and practical knowledge, laboratory testing, site assessments, enhanced pavement design and life-cycle-analysis the durability effects of asphalt inlay systems to asphalt pavements were to be assessed.

1.2 Asphalt inlay systems

Asphalt inlay systems were designed for improving the resistance of asphalt layers or pavements against cracking. This is reached by four main mechanisms:

1. By increasing the tensile strength of an asphalt layer, the creation of cracks as well as the growth of existing cracks is prevented or delayed. This effect is used within road maintenance works, when new asphalt layers are paved on top of cracked bases (e. g cracked pavement structures, concrete layers with joints).
2. By reducing the shear stiffness between two layers, in order to prevent or reduce stress peaks above cracks or joints within the bottom layer.

3. By sealing pavement surface layers in order to prevent the contact of the asphalt pavement structure to moisture and oxygen.
4. By increasing the tensile stiffness of new asphalt layers for reinforcement especially in bottom layers in order to reduce the tensile strains.

In Germany, in total 60 different asphalt inlay products could be identified supplied by 14 companies. By comparing the technical properties of these products systematically, the inlays can be distinguished in three general categories:

Nonwovens are made of glass or plastic fibres which can bind high volume of bitumen. This results in a comparably thick bitumen interlayer within the pavement which reduces the shear stress between bottom and upper asphalt layer. Additionally, the binder will seal the pavement and prevent the seepage of moisture to bottom pavement structure. The volume of bitumen bound can be used for specifying nonwoven products.

Grids are made of glass fibre, mineral fibre or plastic strings which can be loaded by tension forces along the strings. Therefore, they can increase the horizontal stiffness and tensile strength in the direction of the strings (usually longitudinal and transversal). The high variety of supplied products in terms of string material and grid design results in several properties which can be used for a specification:

- Tensile strength
- Failure strain
- Mesh width
- Stiffness
- Structural and/or adhesive embedding in the asphalt layer
- Transversal strength

Composites are made of combinations of grids and nonwovens and shall combine the strength increasing effects of grids with the reduction of shear to the base.

2 State of the scientific and practical knowledge

In more than 100 published research studies, the effects of asphalt inlay systems on the delay of crack propagation, reinforcement of asphalt layers, rutting and bearing capacity are discussed. In 93 % of the publications about the delay of crack propagation, a beneficial effect of various asphalt inlays was reported. However, 97 % of the reports

identify reduced interlayer bonding, which is caused by nonwovens and composites but also of grids

In order to assess the practical experience in the asphalt construction industry with asphalt inlay systems, a non-representative survey was organised, which was answered by 73 applicants from industry, road administrations and asphalt producers. Regarding the professional experiences made by application of asphalt inlay systems, 90 % of the answers agree to the statement, that inlays can help to increase the service lifetime of asphalt roads. However, most answers identify recyclability constraints for reclaimed asphalt containing asphalt inlays.

3 Assessment of laboratory test procedures

Based on the results of the literature review, several test procedures for assessment of the effects of asphalt inlay systems to the crack propagation, to interlayer bonding, on sealing and reinforcement were applied on 13 varied asphalt inlay systems. These were paved within a test site according to the paving manuals of the inlay suppliers. From these test sections, the specimens for the laboratory tests were cored and cut.

Following test procedures were applied for assessment of effects on:

- interlayer bonding and interlayer shear reduction
 - Monotonic shear test for assessing stiffness
 - Cyclic shear bond test
 - Shear bond test (SBT)
 - Monotonic wedge opening test
 - Cyclic wedge opening test
- delay of crack propagation by strengthening
 - cyclic 3-point-bending test
 - cyclic 4-point-bending test
 - cyclic 3PB on elastic base
 - monotonic wedge opening tests
 - cyclic wedge opening test.
- reinforcement
 - cyclic 3-point-bending test
 - cyclic 4-point-bending test
 - cyclic 3PB on elastic base
- sealing
 - drainability test with varied test specimen preparation.

The results of the laboratory tests were assessed and compared to results obtained from large-scale tests. They were conducted on an asphalt inlay test pavement of the area 2 x 3 m². By application of

cyclic loading and measuring the vertical deformation as well as the crack opening in the bottom asphalt layer, the crack delaying effects could be proved.

Following tests and test conditions were identified as most suitable for the assessment of asphalt inlay systems:

For the assessment of effects on interlayer bond and shear stress absorbing properties **monotonic shear tests** were proposed. At 20 °C, the interlayer of a 150 mm core is loaded monotonically by shear deformation rates of 0,1; 0,2 and 0,3 mm/min each up to a shear force of 150 N. From the readings of shear force and shear deformation the interlayer shear stiffness is calculated. As test results, the sum of the stiffnesses measured in the three loading rates each at a shear deformation of 0,2 ‰ is evaluated, see Figure 1.

After the shear stiffness test, also a standard shear bond test (SBT) according to EN 12697-48 can be conducted.

For the assessment of the **crack-delay by strengthening inlay systems** cyclic 3-Point-Bending tests were conducted. The two-layered beam specimens (LxHxW = 280 x 50 x 50 mm³) are cut from asphalt slabs or samples. The asphalt inlay is located 10 mm above the bottom base of the specimen. A 9 mm notch is cut into the bottom asphalt layer centrally in the specimen. The specimen is loaded in a 3PB test (distance of bearings: 282 mm) by a vertical force-controlled load signal resulting in horizontal sinusoidal tension stress at the bottom of the specimen. Result of each test is the number of load cycles until the fatigue criteria of macro cracking N_{macro} is observed (i.e. maximum of the energy ratio). The plot of N_{macro} versus the applied force amplitude results in a fatigue function, compare Figure 2.

For assessment of the effects of inlay systems on the **delay of reflexion cracking** caused by the combination of strengthening and interlayer shear deformation, wedge opening tests were applied, compare Figure 3. A core specimen with a diameter of 220 mm is prepared with a base layer. By applying a vertical force to the wedge inserted into the notch, its width is increased with a constant rate. During the monotonic loading, the force is recorded. For evaluating the test results, the force is plotted versus the notch opening. The maximum force F_{max} , the fracture energy (area below the force-crack opening curve) until a crack opening of 2 mm $G_{f2,0}$ are assessed as test results. The tests were conducted at a specimen temperature of 10 °C.

For the assessment of the **reinforcing properties** of asphalt inlays, cyclic 3PB-tests were conducted. As result of the force controlled test, the beam stiffness is measured after 10.000 applied load cycles.

The **sealing properties** of asphalt inlays are assessed by drainability tests according to EN 12697-19 using porous asphalt specimens with the inlay system.

For all mentioned test procedures, 2-layered specimens with and without inlay systems can be cut from asphalt slabs, which were compacted in laboratory according to EN 12697-33.

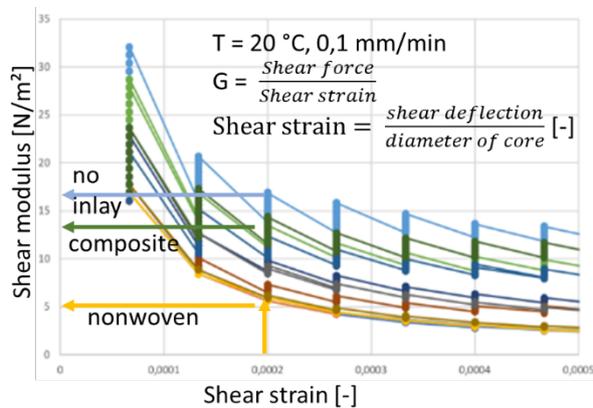


Figure 1. Example for the shear stiffness test results on asphalt inlay systems

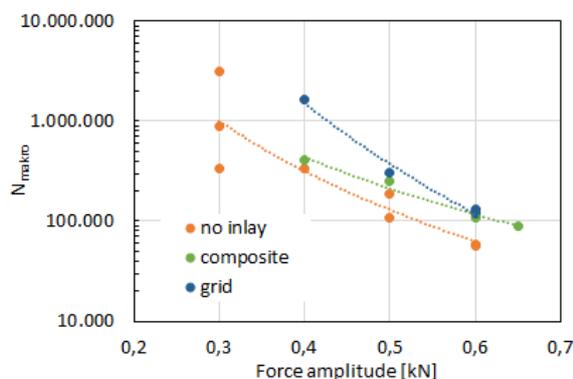


Figure 2. 3PB test: test specimen and assessment of test results



Figure 3: test device for monotonic wedge opening tests

4 Sensitivity study

With the mentioned laboratory tests, in total one nonwoven, six grid and eight composite products were evaluated and compared to the results obtained for a reference sample without inlay system. Additionally, for the reference sample, the nonwoven and two composites and grids, varying asphalt inlay parameters were systematically assessed.

The resulting changes of the test result parameters are summarised in Table 1. Following conclusions can be drawn from the test results:

- The test procedures can assess the anticipated effect of the various inlay systems.
- The tested inlay products differ significantly between the effects in inlay products according the three categories (nonwoven, composites, grids)
- All inlay systems result in decreasing interlayer shear bond properties, which is anticipated (nonwoven, composites) or disadvantageous (grids)
- Inlay systems result in an delay of reflective cracking
- Within one category of inlay types, the tests result in differing test parameters. Therefore, the tests can be applied for categorisation of asphalt inlay systems.
- Simulated construction mistakes and variations in the inlay systems result in sensible changes of the test result parameters.
- The results of the 3PB tests and splitting wedge tests can be used as basis parameters for an enhanced mechanistic-empirical pavement (MEPD) design.

Table 1: Effects of asphalt inlay properties to the result parameters of laboratory tests

Test procedure	monotonic shear test	SBT	3PB (notched)	splitting wedge test	3PB (reinforcement)	Drainability
Test result parameters	Shear modulus* ¹	maximum shear force F_{Max} ^{*1}	N_{macro}	fracture energy $G_{f2,0}$	Stiffness	
Varied Inlay systems						
Effect of inlay type compare to reference specimens without inlay systems						
nonwovens	↓	↓	-	↑		↓
composites	↓	↓	(↑) ^{*2}	↑		↓
grids			(↑) ^{*2}	↑	↑	
Effect of the variation of the base below inlay system (simulated mill-cut surface compared to non-textured asphalt surface)						
milled (no inlay)	↓	↓	↑	(↑)		
milled (nonwoven)	()	↑	-	o		
milled (composite)	↓	(↓↑)	↑	o		
milled (grid)			↑↓ ^{*2}	(↑)		
Variation of inlay system parameters compared to the paving instructions of the inlay supplier						
bitumen emulsion without polymers	↓	*	↑ ^{*3}	o / ↓ / (↑) ^{*5}		o*
less emulsion (-30 %)	()	()	↑	o / ↓ / ↑ ^{*5}		o*
overlap of inlay	↓	↓	(↓) ^{*2}	↑		(↑)*
incomplete emulsion coverage	*	↑	↑↓ ^{*2}	o / ↓ / (↑) ^{*5}		o*
Properties of composites						
Higher stiffness of grid strings	*	*	*	↑		
higher tensile strength	↓	o	↑↓ ^{*2}	↑		
protecting string cover	↑	↑	↑	o		
Properties of grids						
Higher stiffness of grid strings			↑		*	
higher tensile strength			↑		o	
protecting string cover			o	o	*	
laying assisting nonwoven			(↓) ^{*2}		** ^{*4}	
key: ↑: variation results in a higher test parameter; ↓: variation results in a lower test parameter (): Only small change of parameter, not significant; o: no effect detected; * non-systematic effects ^{*1} = reduced shear stiffness and strength is favourable for flexible interlayer bonding to prevent reflective cracking ^{*2} = different results for various interlayer products ^{*3} = without polymer and reduced bitumen content! ^{*4} = for the same inlay system, laying assisting nonwoven is non-favourable ^{*5} = different results for tested inlay categories: (nonwoven / composite / grid)						

- When the asphalt inlays are used for reinforcement aims, the stiffening effects are biased by effects to the flexible interlayer bonding. Therefore, the depth for the location of the inlay can be optimised for the individual interlayer product and pavements characteristics.

The test result parameters can be used for further characterising asphalt inlay systems in terms of quality assurance tests:

- For the sealing properties, a maximum drainability value of 200 ml/min can be applied as specification of nonwoven and composite products. The tests can be conducted according to EN 12697-19 with porous asphalt mixtures.
- The shear stress absorbing properties of nonwovens and composites can be assessed

by shear stiffness tests. Here, a sum of derived shear stiffness of 50 MPa is proposed as maximum allowed value.

- The strengthening effect of grids and composites can be assessed by 3PB tests. Here, the minimum load cycle number obtained in tests with a force amplitude of 0,5 kN shall exceed $N_{macro} \geq 100.000$ load cycles.
- When the splitting wedge test is applied, a minimum fracture energy of $G_{f2,0} \geq 50$ Nmm/cm² can be used as threshold value.

5 Enhanced MEPD for reflective cracking

By use of finite element modelling the controlling effect of fracture energy for the reflective cracking rate was shown. This result was used for enhancing the German mechanistic-empirical pavement design procedure by two additional failure modes. One is based on the fatigue curves derived from 3PB tests. For pavement design the tensile force within the asphalt overlay just above the inlay system was used to calculate the number of load cycles until failure from the 3PB fatigue lines. These are compared to the number of axle loads during service lifetime.

The other, additional failure mode is based on the specific failure energy derived from wedge splitting tests. Again, for the asphalt overlay directly above the inlay the tensile deformation energy is calculated for each loading. The sum of deformation energy for all heavy traffic axle loads during service life is compared to the fracture energy $G_{fs,0}$.

For calculating the loads within the overlay, the cracked base is modelled by using a comparably small stiffness value of 500 MPa. This value results from extrapolating typical empirically designed pavements. The asphalt inlay is modelled by a thin layer (3 mm). Its stiffness is calculated according to the grid's material as well as its mesh size.

For the calibration of the design procedure, 3PB and wedge splitting tests were conducted on specimens cut from existing pavements with asphalt inlays. The difference of calculated service lifetime between these samples was compared with the actual service life of the pavement.

6 Sustainability assessment of asphalt inlays

The use of asphalt inlays will increase the construction costs as well as the environmental impact of asphalt works. Therefore, the life cycle costs and life-cycle inventory was calculated for several pavement structures. Here, the effect of asphalt inlay systems to obstruct the recyclability of reclaimed asphalt was identified as an important factor controlling the life-cycle cost and environmental effects when comparing pavements with and without inlays.

For the individual asphalt layer, inlay systems will be economically and environmentally beneficial when the layer lifetime is increased by 24 % to 67 %. According to the experimental results these

increased service lifetime can be reached. However, within the multi-layered asphalt pavements usually rehabilitation works and layer lifetime needs to be synthesized. Here, the use of asphalt inlay systems were identified as feasible maintenance procedure, when the extension of service life will result in the reduction of at least one maintenance cycle of the asphalt surface course. Especially for pavement layers with premature failure, the use of asphalt inlay systems was found economically and environmentally beneficial, when the prolonged service life of the maintained surface layer will enable a synthesized rehabilitation of the pavement in future.

7 Conclusions

By following means, the effect of delay of reflective cracking of inlay systems could be elaborated:

- The predominant part (> 90 %) of international research publications identify crack-delaying effects of asphalt inlay systems, but also proof the reduction of interlayer bonding.
- Within a non-representative survey, the majority of German asphalt road practitioners, who answered the poll, including engineers from road administrations, agreed to the statement, that asphalt inlay systems will delay reflective cracking in asphalt maintenance works.
- The results of the enhanced laboratory test procedures clearly identify stress-reducing properties in inlay systems with nonwoven and composite systems and/or strengthening properties by grids and composite.
- Within large-scale tests of asphalt inlay systems with controlled loading conditions, the delay of reflective cracking could be identified.
- Asphalt cores were taken from existing pavements with inlay systems. By application of the laboratory test, the crack-delaying effect could be confirmed. Crack paths both from top-down- and bottom-up-cracks were stopped by the asphalt inlay.
- Despite higher costs for asphalt pavements with inlays, the increased service lifetime and prolonged maintenance cycles will result in economically and environmentally benefits, especially for synthesising the maintenance cycles of the layers within the asphalt pavements.
- The recyclability of reclaimed asphalt from pavements with asphalt was identified as a controlling parameter for life-cycle costs.

Inhalt

1	Einleitung.....	14	3.2.2	Spannungsabbauende Wirkung und Schichtenverbund.....	48
1.1	Problem- und Zielstellung.....	14	3.2.3	Rissüberbrückende Wirkung.....	69
1.2	Aufbau der Forschungsarbeit und des Berichtes.....	14	3.2.4	Bewehrende Wirkung.....	94
2	Stand der Forschung und Technik.....	16	3.3	Bewertung der Prüfverfahren.....	101
2.1	Einlagenvarianten.....	16	3.3.1	Durchlässigkeit.....	101
2.2	Anwendungsfälle.....	17	3.3.2	Spannungsabbauende Wirkung und Schichtenverbund.....	101
2.3	Forschungsergebnisse.....	17	3.3.3	Rissüberbrückende Wirkung.....	103
2.3.1	Verzögerung der Reflexionsrissbildung.....	17	3.3.4	Bewehrende Wirkung.....	104
2.3.2	Erhöhung der Tragfähigkeit.....	19	4	Großmaßstäbliche Untersuchungen....	105
2.3.3	Erhöhung des Verformungswiderstands ...	20	4.1	Versuchskonzeption.....	105
2.3.4	Erfahrungen und Informationen der Einlagenhersteller.....	25	4.1.1	Eigenschaften der Vergleichsbefestigung.....	105
2.4	Einbauhinweise der Hersteller.....	26	4.1.2	Instrumentierung.....	107
2.4.1	Einbau von Vliesen.....	26	4.2	Bau der Testfelder.....	107
2.4.2	Gitter und Kombinationsprodukte.....	27	4.2.1	Vorbereitung der Unterlage.....	107
2.5	Wirkungsweisen und relevante Eigenschaften von Asphalteinlagen.....	27	4.2.2	Einbau Asphaltbinderschicht.....	107
2.6	Marktübersicht Asphalteinlagensysteme ...	30	4.2.3	Einbau Dehnungsmessstreifen und Asphalteinlage.....	107
2.6.1	Materialkennwerte und Eigenschaften.....	30	4.2.4	Einbau Asphaltdeckschicht.....	109
2.6.2	Vliese.....	30	4.2.5	Einbau der Oberflächeninstrumentierung	109
2.6.3	Gitter.....	31	4.2.6	Belastungseinrichtung.....	110
2.6.4	Kombinationsprodukte.....	31	4.2.7	Angewendetes Belastungsregime.....	110
2.7	Zusammenfassung.....	31	4.3	Versuchsdurchführung und Modifikationen.....	110
2.8	Klassifikation.....	32	4.3.1	Optimierung der Versuchsdurchführung..	110
2.8.1	Vliese.....	32	4.3.2	Optimierte Versuchsdurchführung.....	111
2.8.2	Gitter.....	33	4.4	Versuchsergebnisse.....	112
2.8.3	Kombinationsprodukte.....	33	4.4.1	Asphalteigenschaften.....	112
2.8.4	Vorschlag für eine Klassifikation von Asphalteinlagen-Systemen.....	33	4.4.2	Vertikalverformungen des Lasteinzugsbereiches.....	113
2.9	Praxiserfahrungen mit Asphalteinlagen.....	36	4.4.3	Vertikalverformungen der Lastnahen Bereiche.....	113
2.9.1	Allgemeine Erfahrungen beim Einsatz von Asphalteinlagensystemen.....	36	4.4.4	Horizontalverformungen der DMS (Rissöffnung).....	115
2.9.2	Einflüsse auf die Wirkungsweise von Asphalteinlagen.....	36	4.4.5	Steifigkeit.....	118
2.9.3	Erfahrungen beim Rückbau und Recycling von Asphaltsschichten mit Asphalteinlagen	37	4.4.6	Optische Bewertung der Schnittflächen...	119
3	Performanceprüfungen im Labormaßstab.....	38	4.4.7	Schichtenverbund.....	125
3.1	Probefelder.....	38	4.5	Zusammenfassung und Interpretation.....	126
3.1.1	Konzeption.....	38	5	Modellbildung und Dimensionierung ..	127
3.1.2	Bau.....	39	5.1	Modelltechnische Analyse der rissverzögernden Wirkung von Asphalteinlagen.....	127
3.1.3	Ausbauproben.....	40	5.1.1	Materialmodelle.....	128
3.1.4	Rückbau.....	41	5.1.2	Finite Elemente Modell.....	131
3.2	Angewendete Prüfverfahren (Labormaßstab).....	42	5.1.3	Spannungsoptik.....	131
3.2.1	Abdichtende Wirkung - Durchlässigkeit.....	42	5.2	Experimentelle Ermittlung der in der FE-Simulation verwendeten Parameter.....	133

5.2.1	Simulationsergebnisse des Halbzylinderbiegetests	134	7.3	Laboruntersuchungen	198
5.2.2	Anwendung für 3PB-Versuche	136	7.3.1	Scherversuche	198
5.2.3	Simulation der Asphalteinlagen	137	7.3.2	Statische Scherversuche - Steifigkeit	198
5.3	Relevante Parameter	139	7.3.3	Abscherversuch	198
5.4	Modellüberprüfung mittels Spannungsoptik	140	7.3.4	Vergleich der Scherprüfungen	199
5.5	Dimensionierungsprinzip	144	7.3.5	Zyklische 3PB-Prüfung	200
5.6	Erforderliche Erweiterungen bzw. Modifizierungen der RDO Asphalt 09.....	145	7.3.6	Alternative Auswertung	201
5.6.1	Primärwirkungsmodell für Instandsetzung bzw. Erneuerung auf geschädigten Bestand	145	7.3.7	Keilspaltversuche	207
5.6.2	Ermüdungsnachweis	146	7.3.8	Schichtenverbund	210
5.6.3	Nachweis Reflexionsrissbildung über die Biegezugspannung	147	7.4	Kalibrierung der Nachweissysteme	212
5.6.4	Nachweis Risswachstum über die Rissenergie	148	7.4.1	System L3079 mit Einlage	212
5.6.5	Berechnung der rechnerischen Nutzungsdauern	148	7.4.2	System B70 mit Asphalteinlage	213
6	Prüfergebnisse Sensitivitätsanalyse... 149		7.4.3	Überprüfung des Nachweises gegen Ermüdungsrissbildung	214
6.1	Materialien und Varianten	149	7.4.4	Kalibrierung des Nachweises gegen Reflexionsrissbildung	216
6.1.1	Asphalt	149	7.4.5	Kalibrierung des Nachweises Rissenergie	216
6.1.2	Untersuchte Einlagen-Systeme	151	8	Nachhaltigkeitsbewertung	218
6.1.3	Emulsionen	152	8.1	Stand der Forschung und Technik	218
6.1.4	Varianten	152	8.1.1	Regelwerke zur Nachhaltigkeits- bewertung	218
6.1.5	Übersicht / Prüfplan	153	8.1.2	Lebenszyklusanalyse in Deutschland	219
6.2	Abdichtende Funktion	154	8.1.3	Internationale Lebenszyklusanalysen	220
6.3	Spannungsabbauende Funktion	155	8.2	Systemgrenzen (Untersuchungsrahmen)	221
6.3.1	Statische Scherversuche - Steifigkeit	155	8.2.1	Produktion	221
6.3.2	Abscherversuch	161	8.2.2	Bau und Erhaltung	222
6.3.3	Vergleich der Scherprüfungen	166	8.2.3	Wiederverwertung & Abfallbehandlung	222
6.4	Rissüberbrückende Funktion	167	8.2.4	Funktionale Äquivalente	222
6.4.1	Keilspaltversuche	177	8.2.5	Massenermittlung	222
6.4.2	Zusammenhänge zwischen den Prüfmethoden	183	8.3	Umwelt- und Kostendaten	223
6.5	Bewehrende Funktion	185	8.3.1	Ökonomische Kosten	224
6.5.1	Einfluss unterschiedlicher Asphalteinlagen	186	8.3.2	Umweltindikatoren	225
6.5.2	Einfluss der Position der Asphalteinlage	188	8.4	Berechnungen	226
6.5.3	Zusammenfassung	192	8.4.1	Berechnungsmodell	226
7	Prüfergebnisse an Proben aus Verifikationsstrecken	193	8.4.2	Funktionales Äquivalent 1 – Bk10	227
7.1	Einleitung	193	8.4.3	Funktionales Äquivalent 2 – Bk1,8	227
7.2	Teststrecken	193	8.4.4	Funktionales Äquivalent 3 – Bk100	228
7.2.1	Strecke 1: B70 bei Südlohn-Vreden	193	8.5	Ergebnisse und Bewertung	228
7.2.2	Strecke 2: L3079 Giesel – Westring	194	8.5.1	Ergebnisse für das Funktionale Äquivalent 1 – Bk10	228
7.2.3	Strecke 3: L 608 Reken – Lembeck	195	8.5.2	Funktionales Äquivalent 2 – Bk1,8	230
7.2.4	Zusammenfassung der Teststrecken	196	8.5.3	Funktionales Äquivalent 3 – Bk100	231
			8.6	Nutzungsdauer-Abschätzung von Asphalteinlage-Systemen	232
			8.6.1	Modellbefestigungen für die Nutzungsdauer-Analyse	232

8.6.2	Nutzungsdauer-Abschätzung für die Modellbefestigung der Belastungsklasse Bk100	234
8.6.3	Nutzungsdauer-Abschätzung für die Befestigung der Belastungsklasse Bk10	235
8.6.4	Nutzungsdauerabschätzung für die Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8	237
8.7	Zusammenfassende Nachhaltigkeitsbewertung von Asphalteinlage-Systemen	239
8.7.1	Betrachtete Erhaltungsszenarien	239
8.7.2	Ergebnisse der Berechnungen	241
8.7.3	Bewertung der Ergebnisse	244
9	Zusammenfassung und Ausblick.....	245
9.1	Stand der Forschung, Marktübersicht, Praxiserfahrungen und Anwendungs- gebiete	245
9.2	Vorgeschlagene Prüfverfahren zur Ansprache von Asphalteinlage- systemen	246
9.3	Einfluss von Systemeigenschaften auf die Wirkungen von Asphalteinlagesystemen.....	247
9.4	Vorschlag für einen Wirkungsnachweis von Asphalteinlage-Systemen	247
9.5	Erweiterung der RDO Asphalt um Nachweise gegen Reflexions- rissbildung.....	249
9.6	Erkenntnisse zur rissverzögernden Wirkung von Asphalteinlagen	249
9.7	Nachhaltigkeit von Asphalteinlage- Systemen.....	250
9.8	Fazit, Ausblick und offene Fragestellungen	250
	Literatur	252
	Bilder	260
	Tabellen	272

Der Anhang zum Bericht ist im elektronischen
BAST-Archiv ELBA unter:
<https://bast.opus.hbz-nrw.de> abrufbar.

1 Einleitung

1.1 Problem- und Zielstellung

Eine dauerhaft leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur ist zum Güter- und Personentransport unerlässlich. Aufgrund des in Deutschland und Europa kleinteilig vernetzten Verkehrswegesystems rückt die Aufgabe des Neubaus von Straßenverbindungen immer weiter in den Hintergrund. Die bauliche Erhaltung des bestehenden Verkehrswegesetzes ist eine der größten Herausforderungen für die Zukunft. Zu diesem Zweck ist es von entscheidender Bedeutung die Gebrauchstauglichkeit der Befestigungen durch innovative Bauweisen so lang wie möglich zu erhalten. Ein Erhaltungsverfahren, welches seit mehr als 30 Jahren Anwendung findet, ist der Einsatz von Asphaltsteinlagen-Systemen zur Überbauung rissgeschädigter Straßenbefestigungen.

Anfangs wurden die ursprünglich aus der Geotechnik stammenden Vliese und Gitter noch nach der „Trial-and-Error-Methode“ eingebaut. Dieses Vorgehen zog Schäden nach sich. Das am häufigsten auftretende Problem bei Schadensfällen war in dieser Zeit der fehlende Verbund zwischen den Einlagen und den Asphalttschichten (de Bondt 1999).

Haupteinsatzgrund ist die Verhinderung von Reflexionsrissbildung bei der Überbauung von gerissenen Unterlagen. Reflexionsrisse führen innerhalb von wenigen Jahren zu einer erneuten Rissbildung der neu eingebauten Asphalttschichten und somit zu einem sehr hohen Erhaltungsaufwand. Durch die bewehrende bzw. spannungsabbauende Wirkung der Einlagen sollen die Zugspannungen, die im Bereich der Risse auftreten, aufgenommen und verteilt, bzw. von der neuen Asphalttschicht entkoppelt werden. Dies soll zu einem verzögerten Rissfortschritt und zu einer langfristig rissfreien Straßenoberfläche führen. Durch die Vermeidung des Rückbaus bestehender Befestigungsteile sowie die mögliche verlängerte Nutzungsdauer könnte ein wichtiger Beitrag zur Einsparung von Ressourcen erreicht werden.

Ziele des vorliegenden Forschungsprojektes war es, eine mögliche Nutzungsdauerverlängernde Wirkung des Einsatzes von Asphaltsteinlagen zu überprüfen, Anwendungsgrenzen aufzuzeigen und den ökonomischen und ökologischen Nutzen zu quantifizieren, vgl. Bild 1.

Neben dem empirischen und prüftechnischen Nachweis insbesondere der Reflexionsriss verzö-

gernden Wirkungen sollte der Nutzen mittels Lebenszyklusberechnungen quantifiziert werden. Dazu wurden neue Prüfverfahren eingeführt und mittels Belastungsversuchen im Großmaßstab sowie Untersuchung von Ausbauproben aus realen Befestigungen validiert.

Für die Ermittlung von veränderten Nutzungsdauern infolge des Einsatzes von Asphaltsteinlagen war die Ergänzung eines Nachweissystems der RDO Asphalt zur Berücksichtigung der Reflexionsrissbildung erforderlich. Auf dieser Grundlage können Erhaltungsszenarien betrachtet werden, welche den direkten Vergleich zwischen den Kosten und Umweltauswirkungen verschiedener Erhaltungsverfahren mit und ohne Asphaltsteinlagen ermöglichen.

Anhand der Projektergebnisse soll zudem das technische Regelwerk durch ein Merkblatt ergänzt werden, für das im Projekt grundlegende Zusammenhänge erarbeitet wurden.

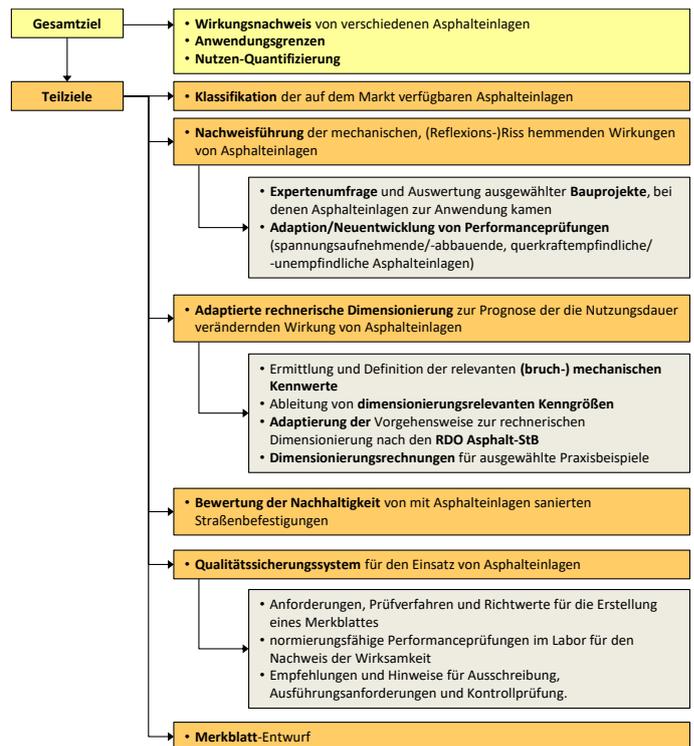


Bild 1: Zielstellungen

1.2 Aufbau der Forschungsarbeit und des Berichtes

Nach Einleitung und Erläuterung der Zielstellung des Forschungsprojektes, wird in Kapitel 2 zunächst der Stand der Forschung und Baupraxis zum Thema Asphaltsteinlagen zusammengefasst. Die auf dem Markt verfügbaren Asphaltsteinlagen-Produkte

werden zusammen- und in ihren Eigenschaften gegenübergestellt. Durch eine nicht repräsentative Umfrage unter Straßenbaupraktikern zu vorliegenden Erfahrungen im Einsatz von Asphalteinlagen kann der Erfahrungshintergrund zur Wirkung von Asphalteinlagen erfasst und erste Hinweise auf offene Problemstellungen identifiziert werden.

In Kapitel 3 wird die Erprobung von neuen und adaptierten Prüfverfahren zur Prüfung der wesentlichen Wirkungen von Asphalteinlage-Systemen beschrieben. Hierzu wurde eine Vielzahl von Prüfverfahren eingesetzt, um die abdichtende, spannungsabbauende, spannungsaufnehmende und bewehrende Funktion von Asphalteinlagesystemen qualitativ und quantitativ zu bestimmen.

Durch in Kapitel 4 beschriebene großmaßstäbige Versuche konnten die Ergebnisse der Prüfungen im Labormaßstab validiert werden, sodass eine Auswahl geeigneter Performance-Prüfverfahren zu Untersuchung der verschiedenen Wirkungsweisen getroffen werden kann.

In Kapitel 5 wird mittels grundlegender Modellbildung die rissverzögernde Wirkung von Asphalteinlagesystemen mechanistisch überprüft. Weiterhin erfolgt eine adaptive Ergänzung des Dimensionierungsverfahrens der RDO Asphalt mit neuen Nachweisverfahren gegen Reflexionsrissbildung, die eine Nutzungsdauerberechnung für Erhaltungsmaßnahmen mit und ohne Asphalteinlagen auf Basis von Ergebnissen von Performanceprüfungen erlauben. Die im Modell berechneten theoretischen Nutzungsdauern sind an die zugrunde gelegten Bedingungen geknüpft und erlauben jedoch keine Aussage über die tatsächliche Nutzungsdauer der Asphalteinlagesysteme in situ. In Kapitel 6 werden diese Prüfverfahren auf systematisch variierte Asphalt-Einlagesysteme angewendet. Dabei werden neben typischen Eigenschaften der Asphalteinlagen selbst auch Systemparameter variiert.

Weiterhin wird in Kapitel 7 die Plausibilität der Prüfergebnisse durch Untersuchung von Ausbauproben aus realen Befestigungen mit Asphalteinlagen überprüft. Diese Ergebnisse werden auch verwendet, um die adaptive ergänzten Dimensionierungsverfahren zu kalibrieren.

Die Ergebnisse der Performance-Prüfungen an systematisch variierten Asphalteinlagesystemen sowie die kalibrierten Nachweisverfahren gegen Reflexionsrissbildung bilden die Grundlage für eine Nachhaltigkeitsanalyse des Einsatzes von Asphalteinlage-Systemen in Kapitel 8. Die anhand der Nutzungsdauerberechnungen berechneten Nutzungsdauern zu erwartenden verlängerten Erhaltungsintervalle bilden dabei die Grundlage der Berechnung der Lebenszykluskosten sowie der

Umweltwirkungen. Anhand von Erhaltungsszenarien unter Berücksichtigung eines Betrachtungszeitraumes von 50 Jahren wird der Nutzen des Einsatzes von Asphalteinlagen im Rahmen der baulichen Erhaltung überprüft.

In Kapitel 9 folgt eine Zusammenfassung der Projektergebnisse sowie ein Vorschlag für die Überarbeitung des technischen Regelwerkes.

2 Stand der Forschung und Technik

Asphalteinlagen werden im Straßenbau mittlerweile seit mehr als 30 Jahren eingesetzt. Während zu Beginn klassische Geogitter im Asphalt verwendet wurden, werden mittlerweile die Eigenschaften der Asphalteinlagen speziell für den Verwendungszweck in Asphaltbefestigungen optimiert.

2.1 Einlagenvarianten

Asphalteinlagen sind Geotextilien und geotextilverwandte Produkte, welche in oder unter einer Asphaltsschicht angeordnet werden.

Im FSGV Arbeitspapier Nr. 770 für die Verwendung von Vliesstoffen, Gittern und Verbundstoffen im Asphaltstraßenbau (FSGV 2013) sind die unterschiedlichen Produkt-Typen wie folgt definiert:

- **Vliesstoffe** entstehen durch die Verfestigung von Matten (Vliesen) aus flächenhaft aufeinander gehäuften, regellos angeordneten Filamenten (endlosen Fäden) oder Spinnfasern (Stapelfasern). Die Verfestigung kann mechanisch (z.B. durch Vernadeln oder Vernähen) und/oder adhäsiv (z.B. durch Bindemittel) bzw. kohäsiv (z.B. durch thermische Einwirkung) erfolgen.
- **Gitter** sind aus synthetischen und/oder natürlichen Fasern/Faserbündeln, aus extrudierten Polymerbahnen oder Stahldraht hergestellte Gitterstrukturen mit unterschiedlichen Knotenstrukturen und Öffnungsweiten. Es wird nach gewebten und geraschelten, gestreckten sowie gelegten Gittern unterschieden.
- Als **Verbundstoffe** werden Gitter mit Verlegehilfe und / oder Gitter mit Vliesstoff bezeichnet. Gitter mit Verlegehilfe sind zur Vereinfachung der Verlegung mit einem Hilfsmittel (z.B. dünnem Vlies oder Kunststofffolien) ausgeführt. Im Folgenden werden Gitter mit Verlegehilfe entsprechend ihrer Funktion als Gitter betrachtet.
- Gitter mit Vliesstoffen, welche die Wirkungsweisen beider Produkte kombinieren, werden im Folgenden als **Kombinationsprodukte** bezeichnet, während Gitter mit Verlegehilfe den Gittern zugeordnet werden.

Weiterhin unterscheiden sich die für die Herstellung der Asphalteinlagen eingesetzten Materialien und somit deren mechanische Eigenschaften wie folgt:

Vliesstoffe, insbesondere:

- Dicke,

- Flächenmasse,
- Bitumenaufnahme

Bei Gittern, wird insbesondere bzgl. der mechanischen Eigenschaften (längs- und quer zur Einbauichtung) unterschieden:

- Zugfestigkeit,
- Steifigkeit (Dehnvermögen),
- Scherspannungsempfindlichkeit,
- Oberflächenstruktur,
- Vermaschung (Maschenweite, Knotengestaltung).

Grundvoraussetzung für die gewünschte Wirkung der Asphalteinlagen ist eine anforderungsgerechte Verlegung und Einbindung in die Asphaltbefestigung. Hierzu werden Bitumenemulsionen unterschiedlicher Qualität, Sorte und Menge eingesetzt.

Da die Belastungen und Schädigungsmechanismen in Asphaltbefestigungen vielfältig sind und durch verschiedene Einflüsse hervorgerufen werden, sollen Asphalteinlagen verschiedene Funktionen übernehmen:

Vliesstoffe bewirken dicke Bitumen (zwischen-)schichten, die

- durch einen Abbau horizontal wirkender Scherspannungen zur Verringerung der Reflexionsrissbildung beitragen (vergleichbar zu sog. SAMI, stress absorbing membrane interlayer).
- auf oder innerhalb der Befestigung zur Verbesserung der abdichtenden Wirkung führen.

Gitter und Gitter mit Verlegehilfe wirken spannungsaufnehmend

- durch Aufnahme von punktuellen Zugbeanspruchungen infolge gerissener Unterlagen (geschädigte Asphaltunterlage, HGT, entspannte Betondecke) für die Reduzierung der Reflexionsrissbildung (passive Wirkung),
- durch flächige Aufnahme von Biegezugdehnungen für die Verzögerung der Ermüdungsrissbildung in ungeschädigten (rissfreien) Asphaltbefestigungen (aktive Wirkung).

Kombinationsprodukte wirken

- durch die Kombination der abdichtenden, spannungsabbauenden Wirkung von bitumengeprägten Vliesstoffen und der flächigen Aufnahme von Biegezugdehnungen.

2.2 Anwendungsfälle

Vor dem Einsatz einer Asphalteinlage im Rahmen der baulichen Erhaltung von geschädigten Straßenbefestigungen müssen der Schadensmechanismus, und insbesondere die Schadensursache bekannt sein. Ohne ein theoretisches Verständnis der Schädigungsvorgänge und eine Analyse der aufgetretenen Schäden, kann keine zielgerichtete Straßenerhaltung durchgeführt werden. In diesem Kapitel werden die für eine Schädigung ursächlichen Mechanismen beschrieben.

Für den Straßenverkehr genutzte Fahrbahnen sind Witterungseinflüssen ausgesetzt. Durch diese Einflüsse entstehen Schädigungen im Asphalt. Häufige Schadensursachen sind zu hohe Verkehrsbelastung, Asphaltalterung (Oxidation) oder thermische Belastungen. Außerdem können Schädigungen durch chemischen Angriff wie beispielsweise durch Tausalze auftreten. All diese Beanspruchungen führen zu einer verminderten Dauerhaftigkeit der Befestigung infolge struktureller Schäden. Typische Schadensbilder sind Risse, Verformungen (Spurrinnen) oder Schlaglöcher. Diese werden durch verschiedene Mechanismen ausgelöst und können somit nur durch verschiedene vorbeugende Maßnahmen reduziert oder verhindert werden.

Risse in Straßenbefestigungen sind eine sehr häufige Schadensform und können durch verschiedene Beanspruchungen verursacht werden. Risse können u.a. in Primärrisse, Sekundärrisse und Reflexionsrisse unterteilt werden. Nachfolgend werden die Ursachen der verschiedenen Risse beschrieben (Tazl 2013).

- Primärrisse treten bereits während der Herstellung des gebundenen Oberbaus oder kurz danach auf (z.B. Schwindrisse infolge Hydratation von Beton). Vergleichbare Unstetigkeitsstellen in Asphaltbefestigungen können aus Fugen und Nähten resultieren.
- Sekundärrisse sind Risse in der Asphalt-schicht, welche durch Ermüdung infolge Biegebeanspruchung, Kälteeinwirkung oder Alterung und andere Ursachen hervorgerufen werden.
- Reflexionsrisse sind sich aus einer gerissenen Unterlage in die überbaute Schicht fortpflanzende Risse. Diese Rissentwicklung wird durch Biege- und Temperaturbeanspruchung hervorgerufen.

Schlaglöcher entstehen häufig durch Frosteinfluss, indem eingedrungenes Wasser in den Poren der

Befestigung gefriert und sein Volumen vergrößert. Durch diesen Vorgang wird die Befestigung regelrecht gesprengt. Frostschädigungen können durch Asphalteinlagen nicht direkt beeinflusst, jedoch durch eine wasserundurchlässige Schicht sowie die Verhinderung von Rissbildung vermindert werden.

Verformungen (Spurrinnen) in Asphaltbefestigungen sind auf zu große Verkehrslasten und/oder einen zu geringen Verformungswiderstand der Befestigung zurückzuführen. Bei Befestigungen mit unzureichender Tragfähigkeit wird deren Unterlage (Tragschicht ohne Bindemittel und / oder Untergrund) zu hohen Verkehrslasten ausgesetzt, wodurch bleibende Verformungen resultieren, die an der Fahrbahnoberseite als breite Spurrinnen sichtbar werden. Verhaeghe et al. unterscheiden als Ursache der Spurrinnenbildung in einer Asphalt-schicht zwei Prozesse. Der erste Prozess ist die Konsolidierung, hier erfolgt die Spurrinnenbildung durch ein zeitlich verzögertes Zusammendrücken der Asphalt-schicht (Nachverdichtung). Beim zweiten Prozess tritt eine Scherverformung (plastisches viskoses Fließen) ein, welche hauptsächlich bei hohen Temperaturen und hohen Belastungen auftritt. Dieser Prozess könnte sich durch eine Asphalteinlage, welche die Kornumlagerung behindert und eine bessere Lastverteilung ermöglicht, weniger stark ausprägen. (Verhaeghe et al. 2007)

2.3 Forschungsergebnisse

In Tabelle 1, Tabelle 2 und Tabelle 3 sind die Ergebnisse zahlreicher Forschungsarbeiten zur Untersuchung der Wirkung von Asphalt-Einlagesystemen auf Schädigungen in Asphaltbefestigungen zusammengestellt. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Arbeiten zusammenfassend gegliedert und nach Wirkungseinflüssen diskutiert.

In fast allen durchgeführten Studien besteht das Problem, dass die Ergebnisse oft abhängig vom Befestigungsaufbau, der Belastungsart, dem Prüfverfahren und der verbauten Asphalteinlagen sind. Es gibt bis heute keine Performanceprüfung, welche eine Prognose der Wirkung einer Asphalteinlage aufgrund der mechanischen Eigenschaften zulässt. Solange es nicht möglich ist, die Asphalteinlagen durch Performanceprüfungen bezüglich ihrer Wirkungsweise zu quantifizieren, kann auch keine einheitliche Norm oder Richtlinie erstellt werden.

2.3.1 Verzögerung der Reflexionsrissbildung

In der Straßenerhaltung sind gerissene Fahrbahnen oft der Grund für die erforderliche bauliche Erhaltung. Bei Überbauung der gerissenen Befestigung

ohne Behebung der Rissursache, ist ein erneutes Reißen der Fahrbahn innerhalb von kurzer Zeit möglich.

Als maßgebliche Wirkung von Asphalteinlagen wurden in zahlreichen veröffentlichten Laborstudien die Rissbildung und der Rissfortschritt untersucht. Die Auswertung der dazu veröffentlichten Literatur ergab für die einzelnen Prüfarten:

- Ermüdungsrissbildung:
 - 42 Varianten verzögern die Rissbildung
 - 3 Varianten besitzen keinen positiven Einfluss
- Biegezugfestigkeit:
 - 3 Varianten erhöhen die Biegezugfestigkeit
 - keine Varianten beeinflusst die Biegezugfestigkeit negativ
- Schichtenverbund:
 - 28 Varianten verringern den Schichtenverbund
 - 1 Variante besitzt keinen negativen Einfluss auf den Schichtenverbund

In zahlreichen Studien wurde eine Verzögerung der Reflexionsrissbildung nachgewiesen. (Canestrari et al. 2015) führten Vier-Punkt-Biegeversuche mit zyklischer Belastung und Drei-Punkt-Biegeversuche mit kontinuierlicher Belastung an zweilagigen, balkenförmigen Probekörpern durch. Außerdem wurden Scherversuche durchgeführt, um den Einfluss der Scherfestigkeit auf die Befestigungseigenschaften zu untersuchen. Als Einlage wurde ein Geogitter mit glasfaserverstärkten Polymerfasern und ein Geogitter mit Glasfaser und Carbonfaser verwendet. Das verwendete glasfaserverstärkte Polymergitter ist im Vergleich zum Glasfaser-Carbon-Gitter sehr torsionssteif.

Die Scherversuche ergaben, dass beide Gitter die Verbundscherfestigkeit in unterschiedlichem Maße verringern. Die Scherfestigkeitsabnahme im Vergleich zu Proben ohne Asphalteinlage beträgt beim flexiblen Carbon-Glasfaser-Gitter nur wenige Prozent. Beim Glasfaser-Polymer-Gitter hingegen ist die Scherfestigkeit deutlich geringer. Bei genauerer Betrachtung fällt zudem auf, dass die Abnahme der Scherfestigkeit bei niedrigen Temperaturen größer ist als bei höheren.

Obwohl für beide Gitter mit den Biegeversuchen eine erhöhte Steifigkeit nachgewiesen wurde, waren die Versagensformen und die Rissausbreitung unterschiedlich. Der mit einem Carbon-Glasfaser-Gitter bewehrte Probekörper verhielt sich im gerissenen Zustand ähnlich eines Probekörpers ohne Asphalteinlage, wodurch ein durchgehender vertikaler Riss entstand. Der mit dem Glasfaser-Polymer-Gitter ausgestattete Probekörper leitete den auftretenden Riss in horizontale Richtung ab. So

entstanden viele kleine Risse entlang der Einlage sowie ein Versagen des Schichtenverbundes (vgl. Bild 2).

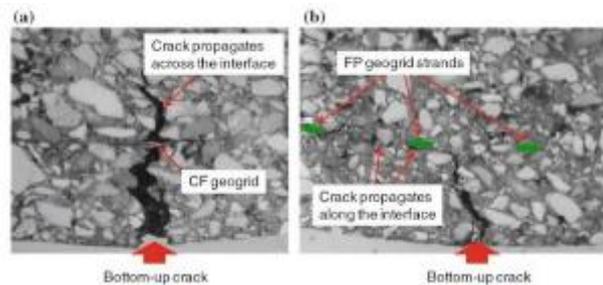


Bild 2: Reflexionsrissausbreitung bei Verwendung verschiedener Asphalteinlagen (Canestrari et al. 2015)

Aus den Versuchsergebnissen ziehen Canestrari et al. den Schluss, dass Gitter den Verformungswiderstand deutlich vergrößern. Beide Gitter erhöhen die Dehnsteifigkeit des Systems in der Vorrissphase, wodurch hier von einer Einleitung der Kräfte in die Gitter ausgegangen werden kann. Ein Ablösungseffekt tritt somit erst im Bereich des Scherversagens auf. In der Bruchphase verhalten sich die Gitter jedoch verschieden. Während beim Carbon-Glasfaser-Gitter weiterhin ein sprödes Materialverhalten beobachtet wird, ruft das Glasfaser-Polymer-Gitter ein duktileres Verhalten hervor. Diese Eigenschaftsveränderung führt zu einer signifikanten Verzögerung der Rissbildung.

Zusätzlich zu den Laborversuchen wurde die Rissbildung auf einer Teststrecke beobachtet. Die Laborversuche konnten hier bestätigt werden, wodurch sich die Ergebnisse auch in die Praxis übertragen lassen.

Ähnliche Untersuchungen wurden auch von Vismara et al. (Vismara et al. 2012b) durchgeführt. Die Verwendung eines Polymer-Glasfaser-Gitters führte zu einem verringerten Schichtenverbund. Die Ergebnisse von Ermüdungsversuchen in Form von zyklisch belasteten, gekerbten, zweilagigen Probenplatten zeigen, analog zu (Canestrari et al. 2015), eine erhöhte Rissresistenz und ein sich von spröde zu duktil veränderndes Materialverhalten.

Genauere Untersuchungen zur Rissausbreitung führten Safavizadeh und Kim (Safavizadeh und Kim 2017) durch. Es wurde eine Methode für die Beschreibung, Modellierung und Voraussage des Einflusses von Asphalteinlagen auf die Rissöffnung unter Beachtung der Grenzflächenmüdung (zyklische Schersteifigkeit) mithilfe von 4 Punkt Biegeversuchen entwickelt.

Durch die Bild-Korrelationstechnik konnten die horizontalen und vertikalen Risslängen zu bestimmten Zeitpunkten gemessen werden. Diese Korrelation

erlaubte es die Risslängen über die Lastamplitude aufzutragen und so einen Zusammenhang zwischen der vertikalen und horizontalen Rissausbreitung zur Belastung herzustellen. Die Auswertung der resultierenden Graphen zeigt, dass ein vertikal fortschreitender Reflexionsriss durch eine Asphalteinlage in horizontale Richtung abgelenkt werden kann. Safavizadeh und Kim teilen diesen Vorgang in drei Bereiche ein. Im ersten Bereich entsteht der Riss und schreitet bis zur Asphalteinlage fort. Im zweiten Bereich wird der Riss aufgrund der Aufnahme von Spannungen durch das Gitter und der resultierenden Reduktion der Spannungen an den Rissufern in horizontale Richtung abgelenkt. Ist der Schichtenverbund nicht ausreichend um diese Spannungen zu übertragen entsteht ein Horizontalriss und schreitet fort. Durch die horizontale Rissausbreitung werden ebenfalls Spannungen abgebaut und die vertikale Rissausbreitung wird verhindert. Während dieser Phase findet kein vertikales Risswachstum statt, sie wird daher auch als Risshaltephase bezeichnet. In der dritten Phase ist kein weiterer Spannungsabbau in der horizontalen Schicht möglich und der Riss schreitet vertikal weiter fort bis die Oberfläche erreicht ist.

Raab et al. (Raab et al. 2016) führten Prüfungen mit Schwerverkehrssimulatoren an Befestigungen mit drei verschiedenen Asphalteinlagen durch. Zwei Einlagen sind als Gitter, eine als Kombinationsprodukt ausgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass das Carbon-Glasfaser-Gitter die Verformungen sowie die Rissbildung stark verzögern kann. Ein verwendetes Polyester-Gitter führt ebenfalls zu verbesserten Ergebnissen. Lediglich das Glasfaser-Gitter in Verbindung mit einer SAMI-Schicht hatte keinen positiven Einfluss auf die Verformung und Rissbildung. Dieses Ergebnis wird auf den schlechten Schichtenverbund und einen Delaminierungseffekt zurückgeführt. Die ebenfalls durchgeführten Schertests zeigen einen reduzierten Schichtenverbund, welcher sich jedoch bei keiner Probe unter den, für die zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht, maßgeblichen Anforderungswert von 15 kN befindet. Der Anforderungswert des FGSV Arbeitsblattes Nr. 770 (FGSV 2013) beträgt lediglich 10 kN.

Montestruque et al. (Montestruque et al. 2012) untersuchte Vlies- und Verbundstoffe mit Polyestergitter zur Fahrbahnsanierung, anhand einer Teststrecke sowie mittels Laborversuchen. Zudem wurde in dieser Studie die Ermüdungsbeständigkeit von Glasfasersträngen und Polyesterfasersträngen getestet. Im Labormaßstab wurden drei verschiedene Befestigungen mithilfe eines umgebauten Spurbildungsversuchs getestet. Die Ergebnisse des Versuches zeigen, dass sowohl die Befestigungen mit einer SAMI-Schicht, als auch die Befestigungen mit

SAMI-Schicht und Polyestergitter die Rissbildung und den Rissfortschritt verzögern. Die Ergebnisse der Versuche an Fasersträngen zeigen, dass Glasfasern bei orthogonal zur Faser wirkender Belastung gegenüber Polyesterfasern wesentlich schneller Ermüdungserscheinungen aufweisen und reißen.

Weitere Studien liefern ähnliche Ergebnisse wobei sich die individuell angewendete Prüfkonfigurationen leicht unterscheiden.

So untersuchten Khodaii et al. (Khodaii et al. 2008) zusätzlich zur Funktion der Einlagen den Temperatur- und Lageneinfluss. Namir et al. (Namir et al. 2013) führten Studien zum Verhalten von Stahlnetzen in Asphaltbefestigungen durch, diese konnten ebenfalls die ertragbare Lastwechselzahl erhöhen und die Spurbildungstiefe reduzieren.

Am IFSTTAR in Frankreich wurden Laboruntersuchungen durch großmaßstäbliche Belastungsversuche ergänzt. Die Ergebnisse hieraus zeigen, dass das verwendete Glasfaser-Gitter das Durchschlagen von Reflexionsrissen verzögern kann. (Nguyen et al. 2013)

Im Projekt COST 348 (de Bondt 2006) wurden die Erfahrungen mit Asphalteinlagen, welche bis etwa zum Jahr 2004 vorlagen, zusammengefasst. Eine Erkenntnis aus diesen Daten ist, dass keine allgemein akzeptierte Bemessungsmethode existiert, Stahlgitter und geosynthetische Asphalteinlagen jedoch das Langzeitverhalten von Befestigungen verbessern. Grundlage für diese Aussage sind über 15 Jahre gesammelte Praxiserfahrungen.

Weitere Veröffentlichungen zeigen, dass Asphalteinlagen bei fachgerechtem Einbau die Nutzungsdauer instandgesetzter Fahrbahnen signifikant verlängern können. (Zheng und Najd 2012; de Bondt 2012; Button und Lytton 2007; Batlekov 2017; Souza Correia 2014; Jacobs 2010; Khazanovich et al. 2013; Lindenmann et al. 2009; Namir et al. 2013; Mirzapour Mounes et al. 2014; Leiva-Padilla et al. 2016; Vervaecke et al. 2008; Sobhan et al. 2005; Solaimanian et al. 2016; Hosseini et al. 2009; Vismara et al. 2012a; Kim et al. 2009)

2.3.2 Erhöhung der Tragfähigkeit

Der Begriff Tragfähigkeit ist im FGSV Arbeitsblatt 924 (Begriffsbestimmungen) (FGSV 2003) als „mechanischer Widerstand einer Straßenbefestigung gegen kurzzeitige Verformungen“ definiert.

Eine quantitative Tragfähigkeitsverbesserung durch eine Asphalteinlage ist derzeit noch nicht eindeutig

nachgewiesen. Es weisen jedoch einige Literaturstudien darauf hin, dass Gitterprodukte die Tragfähigkeit einer Befestigung positiv beeinflussen können.

- Tragfähigkeit:
 - 6 Varianten erhöhen die Tragfähigkeit
 - 2 Varianten besitzen keinen positiven Einfluss auf die Tragfähigkeit

Im FGSV Arbeitsblatt 770 (FGSV 2013) wird die Wirkung als sich über einen längeren Zeitraum auf einem höheren Niveau befindende Tragfähigkeit beschrieben. Dies ist aufgrund einer besseren Lastverteilenden Wirkung und der Spannungsaufnahme der Asphalteinlagen möglich, wodurch die auf die Unterlage wirkenden Spannungen reduziert werden. Das Resultat ist eine erhöhte Tragfähigkeit der Befestigung.

Raab et al. (Raab et al. 2017) stellen fest, dass - unter der Voraussetzung eines in ausreichendem Maße vorhandenen Schichtenverbundes - Bewehrungseinlagen die Vertikal-Verformungen der Asphaltkonstruktion verringern und somit zu einer Erhöhung der Systemsteifigkeit führen. Aufgrund dieser Tatsache kann demnach gefolgert werden, „dass Asphalteinlagen die Ermüdungsbeständigkeit einer Konstruktion erhöhen, indem sie einer durch Belastung erzeugten Schädigung durch Mikrorissbildung entgegenwirken und somit zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führen“. Es wird jedoch auch angemerkt, dass aufgrund der Ergebnisse dieses Projektes keine qualitative Aussage über die Tragfähigkeitserhöhung des Oberbaus getroffen werden konnte.

Vier verschiedene Asphalteinlagen wurden von (Sobhan et al. 2010) an einer Teststrecke mit zwei Abschnitten in denen jeweils zwei Bereiche mit Asphalteinlagen ausgestattet wurden, eingesetzt. Die Ergebnisse von Messungen mit Falling Weight Deflectometer (FWD) zeigen hier in Bereichen mit Gittern höhere Tragfähigkeitsindikatoren als bei den Vergleichsbefestigungen ohne Gitter. Ein weiterer Abschnitt wurde mit einer SAMI Schicht ausgeführt, hier sind die mittels FWD Messungen bestimmten Tragfähigkeiten geringer als in den Kontrollbereichen. In diesem Zusammenhang muss auch beachtet werden, dass die Messungen direkt nach der Straßenerneuerung erfolgten.

(Correia und Zornberg 2018) führten im Labor Großversuche durch, bei denen die Spannungen und Dehnungen im Asphalt, in der Tiefe der Asphalteinlage gemessen wurden. Die Ergebnisse zeigen, dass eine Asphalteinlage sowohl die Spannungen als auch die Dehnungen reduzieren kann.

Diese reduzierten Spannungen und Dehnungen basieren auf einer erhöhten strukturellen Steifigkeit der Befestigung.

2.3.3 Erhöhung des Verformungswiderstands

Asphalteinlagen können die Entwicklung der durch Konsolidierung eingetragenen Verformungen in der Asphaltenschicht nicht reduzieren oder verzögern. Die Gesamtverformungen könnten jedoch möglicherweise reduziert werden. Die Auswertung der Studien zeigt:

- Verformungswiderstand:
 - 16 Varianten erhöhen den Verformungswiderstand
 - 5 Varianten besitzen keinen positiven Einfluss auf den Verformungswiderstand

Diese Reduktion der Gesamtverformungen ist durch eine Messung der Spurrinnentiefe darstellbar und könnte durch eine Versteifung der Asphalt-schichten durch Erhöhung des Scher-Verformungswiderstandes erklärt werden.

Ein solcher Vorgang wäre eine Erklärung für die von (Guler und Atalay 2013) ermittelte reduzierte Spurrinnentiefe in Laborversuchen. Durch die Verwendung verschiedener Gitter, welche sich hauptsächlich durch ihre Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit unterscheiden, beschreiben Guler und Atalay eine bei einigen Einlagen geringere Spurrinnentiefe als bei vergleichbaren Asphaltbetonaufbauten ohne Einlage.

Die Wirksamkeit von Asphaltgittern bei der Instandsetzung von Fahrbahnen wurde auch in einer Diplomarbeit an der Hochschule für Technik und Wirtschaft Dresden untersucht (Rauschenbach et al. 2011). Es zeigte sich, dass die Asphaltgitter die Spurrinnentiefe deutlich verringern können. Die Autoren kommen zu dem Schluss, dass die verbesserten Spurbildungsergebnisse durch eine spannungsverteilende Wirkung des Gitters hervorgerufen werden.

In einer am IFFSTAR in Frankreich durchgeführten Studie wurde jedoch kein signifikanter Einfluss auf die Verformungsresistenz festgestellt (Nguyen et al. 2013).

In einer Arbeit aus der Schweiz, wurde die Spurrinnenbildung ebenfalls untersucht. Hier sind die Ergebnisse negativ, Arraigada et al. (Arraigada et al. 2016) konnten keine verbesserte Wirkung gegen Spurrinnenbildung feststellen. Da die verwendete Asphalteinlage jedoch mit SAMI-Schicht ausgeführt wurde, konnte keine verbessernde Wirkung erwartet werden.

(Kim et al. 2009) untersuchten ebenfalls den Einfluss einer Asphalteinlage auf die Verformungseigenschaften der Befestigung. Die Ergebnisse zeigen hier eine Abnahme der Verformungen um 23 % und 48 %.

Ähnliche Ergebnisse zeigen Vergleichsmessungen an einer Befestigung im April und September (Vaitkus und Laurinavičius 2010). Die durch warme Temperaturen während der Sommermonate stärker auftretenden Verformungen sind im Bereich der Abschnitte mit Asphalteinlagen wesentlich weniger ausgeprägt als in den Kontrollabschnitten.

Eine Erklärung in welchen Fällen eine Asphalteinlage den Verformungswiderstand erhöhen kann, gibt (Sanders 2001). Er beschreibt eine Abhängigkeit zwischen der Position der Einlage und dem Einfluss auf den Verformungswiderstand. So kann eine Einlage die Verformungsbeständigkeit einer Asphaltschicht erhöhen, wenn sie im Bereich der höchsten horizontalen Schubspannungen angeordnet ist. Neben dieser Position ist jedoch auch ein ausreichend hoher Verbund zwischen Einlage und Asphalt notwendig um die gewünschte Wirkung zu erzielen.

Tabelle 1: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 1

Quelle	Einlagenvariante		Einlage verbessert Befestigungseigenschaften (+:ja / -:keine Verbesserung)					Tragfähigkeit
			Rissentstehung und Rissfortschritt	Ermüdungsversuche	Biegezugfestigkeit	Scherfestigkeit	Verformungs-widerstand	
			visuell (in situ)					
S. Vismara; et al. (2012)	nicht gewebte Polypropylenfasern mit Gitter	Glasfaser 50 kN/mm ²		+		-		
		Glasfaser 100 kN/mm ²		+		-		
Zheng & Najd (2012)	Glasfasern 6 mm	2 kN/mm ²		+				
	Glasfasergitter	35 / 65 kN/m		+				
	Glasfasern 6mm	2 kN/mm ²		+				
	Glasfasergitter	35 / 65 kN/m		+				
Montestruque, Rodrigues, Nods, & Elsing (2004)	STRATA*			+				
	STRATA + Polyester Grid (Hatelit C40/70)	> 50 kN/m > 12 kN/m bei 3% Dehnung	+	+				
Canestrari, Belgio, Ferrotti, & Graziani (2015)	Glasfasergitter und Carbonfasergitter	73 / 240 kN/mm ²	-	+	+	-		
		111 / 249 kN/m						
	Glasfaserverstärktes Polymergitter	23 kN/mm ² 211 kN/m	+	+	+	-		
Raab, Arraigada, Partl, & Schiffmann (2017)	SAMI + Glasfasergitter	nur 3 cm Deckschicht und 3 cm Tragschicht	+	-		-	-	-
	Polyestergitter		+	+		-	+	+
	Glas- & Carbonfasergitter		+	+		-	+	+
Khodaii, Fallah, & Moghadas Nejad (2008)	Polyestergitter	50 kN/m	+	+				
Namir, Saad, & Nabil (2013)	Stahlnetz	mittig eingebaut		+				
		unten eingebaut		+				
		doppelt eingebaut		+				
Nguyen, Blanc, Kerzreho, & Hornych (2013)	Polymerbeschichtetes Glasfasergitter	neue Asphaltfahrbahn mit Einlage 100 kN/m	+				-	
	Polymerbeschichtetes Glasfasergitter	überbaut, 2 - 3,5 cm abgefräst mit Einlage 100 kN/m						
Souza Correia (2014)	Geogitter mit Verlegehilfe	PVA 40 kN/m 5 % Höchstzugkraftdehnung					+	
	Geogitter mit Verlegehilfe 11 cm Aufbau (mittig)	PVA 40 kN/m 5 % Höchstzugkraftdehnung					+	
	Geogitter mit Verlegehilfe reduzierte Tragschicht	PVA 40 kN/m 5 % Höchstzugkraftdehnung					+	
Tazi (2013)	G1 - 50,4 kN/m	5,3 % Höchstzugkd.	+	+		-	>> zu Rissfortschritt: bei 8 und 10 KN alle besser bis auf K2 und G3 bei 10 KN	
	G2 - 54,4 kN/m	9,5% Höchstzugkd.	+	+		-		
	G3 - 35 kN/m	1,9% Höchstzugkd.	-	+		-		
	V1 - 9 kN/m	56% Höchstzugkd.	+	+		-		
	K1 - 42,7 kN/m	1,8% Höchstzugkd.				-		
	K2 - 32,5 kN/m	9,1% Höchstzugkd.	-	+		-		
	K3 - 18,8 kN/m	1,7% Höchstzugkd.	+	-		-		
	K4 - 20 kN/m	12% Höchstzugkd.	+	+				
	V2 - 13,8 kN/m	41,7% Höchstzugkd.	+	+		-		
	G4 - 102,9 kN/m	1,1% Höchstzugkd.	+	+		-		
G5 - 66,7 kN/m	2,0% Höchstzugkd.	+	+		-			
Guler & Atalay (2013)	Glassgrid	100 kN/m - 3 % Höchstzugkd.					+	
	Hatelit C 40/17	50 kN/m - 12 % Höchstzugkd.					+	
	Synt. Gl. Bitutex Compos.	115 kN/m - 3 % Höchstzugkd.	zu Spurbildung: asphaltabhängig				+	
	Tensar Glasstex	100 kN/m - 3 % Höchstzugkd.					-	
	Stahlnetz (2)		+					

Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 2

Quelle	Einlagenvariante		Mit Einlage verbesserte Eigenschaften im Vergleich zur Referenz (+/-)					
			Rissentstehung und Rissfortschritt visuell (in situ)	Ermüdungs- versuche	Biegezug- festigkeit	Scher- festigkeit	Verformungs- widerstand	Trag- fähigkeit
Rauschenberg; et al. (2011)	HaTelit C 40/17	für Asphalt					+	
	HaTe XP50/50S	für Beton					+	
Vervaecke; et al. (2008)	Stahlnetz (1)		+					
	SAMI		+					
	nicht gewebtes polymer		+					
	Glasfasergitter		+					
	Stahlnetz (2)		+					
Arragada; et al. (2016)	SAMI + Glasfasergitter			+			-	
Leiva Padilla; et al. (2016)	SAMI			+				
A, Hosseini; et al (2009)	Hatelit C 40 17 (Gitter)	für Asphalt		+				
	Tencate Polyfelt PGM 14 (Vlies)	für Asphalt		+				
De Bond (1999)	GlasGrid 4031 + 0,4 kg/m ² Tack Coat Emulsion + 0,5 kg/m ² Chippings 2/6 mm						-	
	GlasGrid 8501 + 0,4 kg/m ² Tack Coat Emulsion + 0,5 kg/m ² Chippings 2/6 mm						-	
	Tensar AR-1 + 1,5 kg/m ² Tack Coat Emulsion + 10 kg/m ² Chippings 8/11 mm						-	
	GlasGrid 8501 + >2,5 kg/m ² SAM-C + 7 kg/m ² Chippings 8/11 mm						-	
	Tack Coat Emulsion 0,4 kg/m ² + Rotatex WG2303G1						-	
	Tack Coat Emulsion 0,4 kg/m ² + HaTelit 30/13						-	
	MeshTrack + 0,4 kg/m ² Tack Coat Emulsion						+	
	Esha Stick Pes						-	
N.S. Correia; J.G. Zornberg (2018)	HaTelit C 40/17						+	+
De Bond (2012)			+					
Safavizadeh; et al. (2017)	GlasGrid			+				

Tabelle 3: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 3

Quelle	Einlagenvariante		Mit Einlage verbesserte Eigenschaften im Vergleich zur Referenz (+/-)					
			Rissentstehung und Rissfortschritt visuell (in situ)	Ermü- dungs-ver- suche	Biege- zug-fes- tigkeit	Scher- festig- keit	Verfor- mungs-wi- derstand	Trag- fähig- keit
Sobhan; et al. (2005)	Tensar Biaxial Geogrid (BC 1500) in der Mitte eingebaut			+			+	
	Tensar Biaxial Geogrid (BC 1500) am Boden eingebaut			+			+	
	Am Boden Angenagelt			-			-	
Solaimanian; et al. (2016)	Bitumengecoatetes Polyestergitter mit Verlegehilfe (ver- mlich HaTelit C 40/17)			+				
Vaitkus; Laurina- vicius (2010)	HaTelit C 40/17						+	
	Bitutex Stargrid Glu 50							
	Armapal MP-50							
	Pavemat							
	Pavegrid G-50							
	Fibertex AM - 2							
Sanders (2001)	Polyfelt			+				
	Tensar		+	+		-		
	Glasgrid			+				
	Heat-bonded Pavin Fabric							
	Polyester Grid				+			
	Glasphalt			+				
	Glas-fibre-reinforced Grids			+				
	Rehau Armapal Polyester			+				
	Rehau Armapal Glasfaser			+				
Road Mesh		+				-		
Bracken Hughes (1986)	Tensar AR-1			+			+	
Sobhan; et al. (2010)	Petrogrid	(Glasgitter)						+
	ClassGrid	(Glasgitter)						+
	Pavetrack	(Stahlgitter)						+
	ARMI	(SAMI)						-
Kim; et al. (2009)	Carbongitter			+			+	

2.3.4 Erfahrungen und Informationen der Einlagenhersteller

Es ist nicht immer eindeutig erkennbar, ob Forschungsergebnisse in unabhängig geführten Studien oder in Herstellerauftrag erarbeitet wurden. Die von Herstellern unterstützten Forschungsvorhaben sind jedoch nicht zwangsläufig unglaubwürdig oder fehlerhaft. Oft wurden angesehenen unabhängige Institutionen beauftragt, welche die Untersuchungen durchgeführt haben. Die Ergebnisse dieser Forschungsvorhaben sollten daher zunächst als aussagekräftig angesehen werden. Die Prüfmethodik und Interpretation ist jedoch zu kontrollieren und mit anderen unabhängigen Studien zu vergleichen.

Da Hersteller von Asphalteinlagen durch Innovationen optimierte Produkte herstellen können und sich letztlich eine bessere Position auf dem Markt sichern wollen, führen sie Materialforschung und Entwicklung durch, teils im Rahmen von Eigenforschung, teils durch Beauftragung von (unabhängigen) Prüfinstituten. Im Folgenden sind die in Produktinformationen genannten Forschungsergebnisse und Angaben zu den einzelnen Produkten beschrieben.

Zu Vliesen liegen keine herstellereigenen Forschungsergebnisse vor.

Die Firma **Huesker** stellt Gitter und Kombinationsprodukte her. Sie bezieht sich in einer ihrer Produktvorstellungen auf eine von Montestruque et al. (Montestruque et al. 2004) durchgeführte Studie. Die in dieser Studie gewonnenen Erkenntnisse zeigen im Labormaßstab eine verlängerte Nutzungsdauer durch eine verzögerte oder verhinderte Reflexionsrissbildung. Zudem wurde eine 2001 sanierte Terminalzufahrt am Flughafen Salgado Filho in Porto Alegre nach 8 Jahren erneut visuell untersucht. Das Ergebnis ist eine deutlich geringere Rissbildung der bewehrten im Vergleich zur unbewehrten Befestigung. Zu bedenken ist hier, dass die Belastungen auf einem Flugfeld nur bedingt mit den Belastungen auf einer Straßenverkehrsbefestigung vergleichbar sind. Außerdem beziehen sich Hilpert et al (Hilpert et al. 2016) in einer Veröffentlichung auf die von De Bond (de Bondt 1999) durchgeführten Untersuchungen zur Verbundsteifigkeit, sowie die in Rahmen einer Diplomarbeit durchgeführten Untersuchungen von Höptner (Rauschenbach et al. 2011), welche einen positiven Einfluss der Asphalteinlage auf die Spurrinnenbildung zeigen.

Die Firma **Tensar** stellt Gitter und Kombinationsprodukte her. Sie bezieht sich in einer Broschüre auf von dem Prüfinstitut Heiden aus Rostock 2003 durchgeführte Tragfähigkeitsmessung mit einem

Falling Weight Deflectometer (FWD). Diese Messungen wurden an einem 1987 mit einem „AR-Gitter“ der Firma Tensar sanierten Bereich einer Straße durchgeführt. Dieser Abschnitt befand sich, nach Angaben der Firma, visuell ebenfalls in einem sehr guten Zustand. Die Messungen ergaben in den Abschnitten mit Gitter eine erhöhte Tragfähigkeitszahl im Vergleich zu den konventionell sanierten Abschnitten. Außerdem werden Untersuchungen von der Universität Nottingham zitiert, welche gezeigt haben, dass das Tensar AR-G Gitter eine Spurrinnenbildung im Asphalt deutlich reduzieren kann. (Tensar International GmbH 2015)

Die **S&P Clever Reinforcement GmbH** stellt ebenfalls Gitter und Kombinationsprodukte her. In mehreren Studien und Fallbeispielen werden die verbesserten Eigenschaften verschiedener Befestigungen beschrieben. Die Argumentationen des Herstellers (S&P Reinforcement GmbH 2013; Brugger 2004) sind im Folgenden zusammengefasst.

Die durchgeführten Versuchsreihen sprechen sowohl das Verbundverhalten wie auch das statische und dynamische Tragverhalten gitterbewehrter Asphaltsschichten an. So wurde das Verbundverhalten im Rahmen eines Forschungsprojektes durch die EMPA in Dübendorf (CH) untersucht. Die Ergebnisse zeigen, dass „die vorbituminierten S&P Produkte Cabophalt G und Glasphalt G die normierten Scherkräfte für den Schichtenverbund mehr als erreichen.“ Es wird zudem empfohlen Gitterprodukte mit einer SAMI OB zu kombinieren.

In einer weiteren Versuchsreihe an der EMPA in Dübendorf (CH) wurde das Verhalten zweilagiger Balken, mit und ohne Asphalteinlage, in weggeregelten 4-Punkt-Biegeversuchen überprüft. Die Ergebnisse zeigen, dass sowohl mit S&P Glasphalt als auch mit Carbophalt über einen längeren Zeitraum höhere Kräfte übertragen werden können. Die Probe mit einer Carbophalt-Einlage konnte zudem eine höhere Maximalkraft erzielen. Diese Ergebnisse sind qualitativ bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten gleichermaßen zu beobachten. Um eine realistischere Belastungssituation nachzustellen, wurden Versuche mit einer zweischichtig aufgebauten Befestigung auf einer Hartgummiplatte und dynamischer (bzw. zyklischer, siehe (Wistuba 2019)) Belastung durchgeführt. Eine Beobachtung der Deflektionen zeigt, dass „die Dehnungen quer zur Radlast auf der Unterseite der Asphaltsschicht infolge der Kohlefaserbewehrung mit S&P Carbophalt G um 25 % bis 40 % je nach Belastungstyp reduziert werden.“ Um diese Ergebnisse auch in der Praxis zu überprüfen, wurde eine im Hocheinbau sanierte Befestigung, welche in Teilen mit Carbon-Gitter be-

wehrt ist, mit dem Lacroix-Deflektographen vermessen. Die Tragfähigkeitserhöhung durch das Gitter wurde nach Auswertung der Ergebnisse auf eine äquivalente Belagsschichtdicke von 3 bis 4 cm umgerechnet.

Weitere Studien des NPC (Netherland Pavement Consultants) und des BRRC's (Belgian Road Research Center) zur Reflexionsrissbildung unter zyklischer und thermischer Belastung bestätigen die positive Wirkung der Asphalteinlagen. Die Rissfortpflanzung konnte besonders durch die S&P Carbohalt Einlage stark verlangsamt werden.

Ausgehend von diesen Versuchsergebnissen wird gefolgert, dass die Kohlefaserbewehrung den Strukturwert erhöht und Spannungsspitzen durch hohe Radlasten, welche auf die Asphaltschicht einwirken, reduziert. Die Zerstörung des Belags wird dadurch maßgeblich reduziert. Es ergeben sich somit Vorteile durch eine höhere Dauerhaftigkeit, längeren Erneuerungszyklen sowie weniger Unterhaltsarbeit. Glasfaser-Bewehrungen hingegen erhöhen lediglich die Dauerhaftigkeit durch Rissminderung.

Die Firma **Tencate** hat eine Studie am Forschungslabor für Straßenbau der Polytechnischen Hochschule in Mailand beauftragt. In dieser Studie wurde der Ermüdungswiderstand an einem gekerbten 4-Punkt-Biegebalken mit und ohne Asphalteinlage untersucht. Als Einlage wurde das Gitter Polyfelt PGM-G 100/100 zwischen zwei AC 11 Asphaltschichten verwendet. Die Asphalteeigenschaften, die Belastungsfrequenz von 10 Hz und die Prüftemperatur von 5°C wurden nicht variiert. Basierend auf den Messdaten wurde der Biegemodul (E-Modul) des Balkens über die Versuchsdauer bestimmt. Anhand der Steifigkeitsabnahme konnte so die ertragbare Lastwechselzahl bis zum Bruch abgeleitet werden. Das Ergebnis der Versuche ist eine dreimal längere Nutzungsdauer des Prüfkörpers mit Asphalteinlage. Aus diesen Versuchen wird auf eine Verhinderung oder Verzögerung der Reflexionsrissbildung und eine längere Nutzungsdauer geschlossen (Mannsbart 2015).

Bei der Firma **Adfors Saint Gobain** werden in den Produktbroschüren verschiedene Forschungsergebnisse vorgestellt (Adfors Saint Gobain 2015). Unter anderem wurden 4-Punkt-Biege-Ermüdungsversuche durchgeführt. Diese zeigen einen Anstieg der ertragbaren Lastwechselzahlen auf das 5-fache. Außerdem wurden Schertests nach Leutner durchgeführt, bei denen die erforderliche Scherkraft von 15 kN auch mit den Asphalteinlagen erreicht wurde. Zudem wurden die Fräsbarkeit und Recyclingfähigkeit eines Glasgitters überprüft. Auch hier wurde kein negativer Einfluss des Gitters oder der

Fasern auf die Fräsbarkeit oder Recyclingfähigkeit festgestellt.

Die Firma **Maccaferri** hat ihre Produkte ebenfalls für Studien zu Verfügung gestellt und die Ergebnisse veröffentlicht. Die an der Universität Nottingham durchgeführten Versuche zeigen, dass ein Stahlgitter einen ausreichenden Schichtenverbund ermöglicht und den Rissfortschritt deutlich verzögern kann. Außerdem wurden die entwickelten Modelle zur Lebensdauerprognose verglichen. Auffällig ist, dass bei allen eine positive Wirkung einer Asphalteinlage ergeben. Neben den Laborversuchen wurde die Abingdon Road in Oxford auf einem zwei Kilometer langen Teilstück saniert. Hier wurde ein Stahlgitter tief im gebundenen Oberbau verbaut um eine maximale Strukturverbesserung zu erreichen. Die minimale Ziellebensdauer wurde auf 15 Jahre festgelegt. Eine visuelle Untersuchung nach 13 Jahren lässt auf eine gute Lösung schließen, da sich die Befestigung sich noch immer in einem guten Zustand befindet. (Brusa et al. 2016)

2.4 Einbauhinweise der Hersteller

Die Einbindung von Asphalteinlagen in die Asphaltbefestigung erfordert gegenüber herkömmlichen Einbauverfahren zusätzliche Arbeitsabläufe. Fehlende Erfahrungen bei dem Umgang mit Asphalteinlagen führten häufig zu Ausführungsfehlern. Aus diesem Grund haben alle Asphalteinlagenhersteller Einbauhinweise erarbeitet, welche die produktspezifischen Arbeitsweisen erläutern. Darüber hinaus wird von fast allen Herstellern darauf hingewiesen, dass die Produkte ausschließlich von Fachverlegern eingebaut werden sollen. Verlegt eine Firma die Einlage erstmals, bieten die Hersteller häufig einen ausführlichen Anwendungssupport an. Diese Vorgehensweise zeigt, dass mit dem Einsatz von Asphalteinlagen einige Einbaurisiken verbunden sind.

2.4.1 Einbau von Vliesen

Vor der Verlegung eines Vlieses ist der Untergrund zu reinigen und von Wasser/Öl und Schmutz zu befreien. Dies kann mittels Hochdruckstrahlen oder Kehren geschehen. Große Risse oder Schlaglöcher sollten vor der Verlegung verfüllt werden.

Die Verlegung erfolgt, nachdem eine Bitumenemulsion aufgespritzt wurde. Üblicherweise ist die zu verwendende Bitumenmenge produktspezifisch festgelegt oder wird über eine einfache Formel, welche zur Berechnung dient, angegeben. Oft sind die Untergrundeigenschaften jedoch mitentscheidend

für die Anspritzmenge, daher ist hier die Erfahrung der Fachverleger notwendig.

Mit der Verlegung des Vlieses kann begonnen werden, sobald die aufgespritzte Emulsion teilweise gebrochen ist. Der Zeitpunkt hierfür ist abhängig von der Temperatur und Qualität des Vorspritzmittels. Bei der Verlegung muss darauf geachtet werden, dass keine Falten entstehen und das Vlies vollflächig aufgeklebt ist. Dies wird durch ein Verlegegerät oder das Andrücken des Vlieses mit Besen gewährleistet. In Kurven muss das Vlies geschnitten werden. Überlappungen sind nur bei manchen Vliesen vorgesehen. Eine Überlappung sollte, wenn vorgesehen, mindestens 10 cm betragen und mit extra Bindemittel verklebt werden. Ist keine Überlappung vorgesehen, wird das Vlies gestoßen.

Witterungseinflüsse müssen bei der Verlegung ebenfalls beachtet werden. So darf ein Vlies bei Regen nicht eingebaut werden, da es das Wasser aufsaugen würde, wodurch der Haftverbund reduziert wird und zudem die überbaute Asphaltsschicht zu schnell auskühlen kann. Die Temperatur sollte ebenfalls nicht zu gering sein und möglichst über 10°C liegen.

Die Überbauung mit Asphaltmischgut oder das Aufbringen einer Oberflächenbehandlung erfolgt im Anschluss an die Verlegung. Hierbei darf die Mischguttemperatur nicht über 170°C betragen, da sonst das Vlies beschädigt werden könnte.

2.4.2 Gitter und Kombinationsprodukte

Die Fahrbahnvorbereitung vor der Verlegung des Gitters erfolgt analog zu der eines Vlieses. Ist die Fahrbahn verformt, sollte vor der Gitterverlegung gefräst werden, um eine gleichmäßige, ebene Unterlage zu erhalten. Auch die Verfüllung der Fehlstellen und breiten Rissen ist sorgfältig durchzuführen.

Anschließend ist es entscheidend, ob ein selbstklebendes Gitter verwendet wird oder ob ein Haftverbund durch Anspritzen oder Anschmelzen hergestellt werden muss. Die Verlegung eines selbstklebenden Gitters erfolgt durch Ausrollen und Anwalzen. Die Verlegung eines nicht selbstklebenden Gitters wird durch Vorspritzen oder Anschmelzen und anschließendes Andrücken oder Anwalzen hergestellt.

Analog zum Vlies ist bei der Verlegung darauf zu achten, dass keine Falten entstehen, Überlappungen sorgfältig ausgeführt sind und der Abstand zu den Straßenrändern mindestens 10 cm beträgt. Dieser Abstand ist notwendig um kapillares Saugen

zu verhindern. In Kurven sind die Gitter und Kombinationsprodukte zu schneiden und geeignet zu positionieren. Die entstandenen Überlappungen sind bei Gittern mit Nägeln zu fixieren. Nachdem die Einlage verlegt ist, kann sie entweder direkt befahren werden oder muss vor der Befahrung abgestreut werden. Lenkbewegungen, schnelles Anfahren und Bremsvorgänge sind jedoch zu vermeiden.

Das Aufbringen der Deckschicht kann bei einigen Gittern und Kombinationsprodukten direkt im Anschluss an die Verlegung bzw. nach dem Abstreuen der Fahrbahn erfolgen.

2.5 Wirkungsweisen und relevante Eigenschaften von Asphalteinlagen

Wichtige Eigenschaften sind neben der bisher angegebenen Zugfestigkeit der Einlage vor dem Einbau (brutto) auch die verbleibende Zugfestigkeit nach Einbau und Überbauung des Produktes (netto). Bei querkraftempfindlichen Gittermaterialien kann es infolge von Unebenheiten der Unterlage oder Überfahrung beim Einbau durch zwischenzeitliche Verkehrsfreigabe sowie während der Überbauung mit Asphaltmischgut zu Faserschäden kommen, welche die Zugfestigkeit und auch die Steifigkeit reduzieren. Verschiedene Hersteller setzen entweder querkraftunempfindliche Fasern oder Umhüllungen der Fasern ein, welche einen einbaubedingten Faserbruch verhindern oder verringern sollen. Zwar enthält die DIN EN 15381 die Anforderung, dass die Einbaubarkeit zu überprüfen ist, jedoch wird kein Prüfverfahren oder Anforderungswerte spezifiziert.

Weiterhin erscheint die Kraftübertragung zwischen Unterlage, Bitumenanspritzung, Asphalteinlage und Asphaltsschicht für die Wirkungsweise als relevant. Hierbei unterscheiden Hersteller zwischen adhäsiver und struktureller Kraftübertragung.

Bei allen Gittern und Kombinationsprodukten erfolgt die Kraftübertragung von Asphaltsschicht zur Einlage adhäsiv über das beim Anspritzen verwendete Bindemittel. Hierbei beeinflussen weiterhin vorhandene Faserbeschichtungen sowie die eingesetzten Fasermaterialien den Verbund. So sollte die eingesetzte Bitumenemulsion ein ausreichend steifes Bitumen enthalten, damit das Gitter nicht von der Unterlage bzw. der Asphaltsschicht entkoppelt wird.

Die strukturelle Kraftübertragung erfordert eine dreidimensionale Einbindung des Gitters in die Asphaltsschicht bzw. die Unebenheit/Textur der Unterlage. Damit sich eine Verzahnung zwischen den Gesteinskörnungen des Asphaltmischgutes und des

Gitters einstellt, ist eine Mindesthöhe der Gitterfaser sowie meist eine Knotensteifigkeit erforderlich.

Bei Kombinationsprodukten und Vliesprodukten ist die Bitumenaufnahmefähigkeit für die Ausbildung einer abdichtenden Schicht und insbesondere einer spannungsabbauenden SAMI-Schicht von Bedeutung.

Neben den Produkteigenschaften ist die Beschaffenheit der Unterlage ein entscheidender Faktor für die Auswahl einer Asphalteinlage. Die vorhandene Schädigung der Unterlage muss daher bei jeder Baumaßnahme individuell berücksichtigt werden. Mögliche Parameter sind hier die vorhandenen Rissweiten, Verformungen, die Bewegung der Rissufer und die Textur der Unterlage.

Da die Einlagen zum Teil sehr verschieden sind stellt auch die Position innerhalb der Befestigung eine wichtige Einflussgröße dar. Da Asphalteinlagen verschiedene Aufgaben übernehmen können, sollte bei der Auswahl auch darauf geachtet werden, in welcher Tiefe die Einlage eingebracht wird und welche Funktion sie dort übernehmen soll. Zum Zweck der Verzögerung der Reflexionsrissbildung verweisen alle Einlagenhersteller darauf, die Einlage so nah wie möglich an der gerissenen Unterlage anzulegen. Asphaltgitter werden dazu meist direkt mit der Unterlage verklebt. Bei größeren Unebenheiten kann der Einsatz einer Asphaltausgleichsschicht erforderlich sein, um Querkräfte in den Fasern zu reduzieren. Hinsichtlich des Einsatzes von Asphaltgittern auf Betonunterlagen ist die Alkaliempfindlichkeit von Glasfasergittern zu berücksichtigen. Durch Anlage einer Ausgleichsschicht oder geeignete Faserbeschichtungen können Materialschäden aufgrund des basischen Milieus der Betonunterlage vorgebeugt werden.

Anhand der Literaturstudie und der durch die Herstellergespräche gewonnenen Praxiserkenntnisse können als wesentlichen Einflussgrößen für die Wirkung von Asphalteinlagen die im Folgenden erläuterten Merkmale der Einlagesysteme sowie relevante Einbaubedingungen identifiziert werden.

Für **Vliese** spielt die Bitumenaufnahme des Produktes eine maßgebliche Rolle für die zu erreichende dauerhafte Wasserdurchlässigkeit. Weiterhin bestimmt diese Größe auch die resultierende Dicke der spannungsabbauenden Schicht (SAMI) vgl. Bild 4. Die verwendete Emulsion sollte einen geringen Wassergehalt aufweisen. Um eine spannungsabbauende Wirkung zu erzielen darf das in der Emulsion eingesetzte Bindemittel nicht zu steif sein vgl. Bild 3.

Beim Einbau des Vlieses ist zu gewährleisten, dass die aufgebrachte Bitumenemulsion das Vlies vor

Einsatz des Brechens vollständig durchtränkt. Bei erwartetem Niederschlag soll eine möglichst schnelle Überbauung des Vlieses mit der Asphalt-schicht erfolgen.

Gitter sollen Zugbeanspruchungen aus den darüber und darunter liegenden Schichten aufnehmen vgl. Bild 2. Erfolgt eine Kraftübertragung auf die Fasern des Gitters spielt die Steifigkeit und Zugfestigkeit der Faser eine maßgebende Rolle für die spannungsaufnehmende Funktion des Gitters. Über Rissen in der Unterlage können hohe Dehnungen auftreten, die zur Zugkraftaufnahme des Gitters führen. Über ungerissenen Unterlagen sind die infolge Verkehrsbeanspruchung auftretenden Dehnungen an der Unterseite des Asphaltpaketes dagegen klein, sodass hohe Steifigkeiten des Gitters erforderlich sind. Je nach Steifigkeit resultieren aus den aufgezwungenen Dehnungen Zugspannungen, die bei Erreichen der Zugfestigkeit des Gittermaterials zum Versagen der Faser führen können. Eine höhere Zugfestigkeit und Steifigkeit kann durch die Wahl des Fasermaterials und/oder durch die Wahl der Anzahl der Fasern je Breitereinheit des Gitters erfolgen. Je mehr Faserstränge im Gitter verknüpft sind, desto höher ist auch der Flächenanteil der Fasern und desto geringe die Maschenweite, sodass Beeinträchtigungen des Schichtenverbundes zwischen Unterlage und neuer Asphalt-schicht vorliegen können vgl. Bild 3.

Hinsichtlich der wirksamen Zugfestigkeit und Steifigkeit des in die Asphaltbefestigung eingebauten Gitters sind Faserbrüche infolge Einbaus und zwischenzeitlicher Überfahrung zu berücksichtigen. Der mögliche Festigkeitsverlust wird dabei beeinflusst durch die Querkraftempfindlichkeit der Gitterfaser, der Textur der Unterlage, in die sich die Einlage einpassen muss, sowie der Schutz der Fasern und Faserstränge mit werksseitig aufgebrachter Tränkung oder Umhüllung. Das Anspritzen der Gitter mit Bitumenemulsion während des Einbaus ist meist nicht ausreichend um ein vollständiges Durchtränken der Faserstränge zu erreichen.

Die Übertragung von Zugbeanspruchungen aus der Unterlage oder der eingebauten Asphalt-schicht in die zugfeste Faser des Gitters erfolgt adhäsiv durch Verkleben der Faser mit der Asphalt-schicht und strukturell durch Verzahnen der Unterlagstextur bzw. der groben Gesteinskörnungen der eingebauten Asphalt-schicht mit dem Gitter. Die wirksame adhäsive Kraftübertragung erfordert den Einsatz einer Bitumenemulsion mit einem eher steifen Bindemittel. Das Verzahnen der Asphalteinlage in die Asphaltstruktur wird weiterhin durch die Struktur des Gitters beeinflusst (knotensteif/knotenweich).

Der Einsatz von Gittern erfordert einen guten Verbund zur Unterlage, der nur mit einer individuell abgestimmten Menge an Bitumenemulsion erreicht werden kann. Über die auch bei Überbauung ohne Asphalteinlage vorzusehende Anspritzmenge in Abhängigkeit der Unterlageeigenschaften (Fräsfläche / Ausgleichsschicht) weisen die verschiedenen Gitterprodukte durch unterschiedliche Verlegehilfen und werkseitig aufgebrauchte Beschichtungen zum Faserschutz individuell erforderliche zusätzliche Emulsionsmengen auf. Ein Überschuss an Emulsion vermindert die Spannungsaufnahme der Einlage aus der Unterlage vgl. Bild 3.

steifigkeit zwischen Unterlage und neuer Asphalt-schicht stark reduziert, sodass an der Unterseite der Asphalt-schicht Biegezugbeanspruchungen auftreten. Diese sollen zum Teil durch das Gitter des Kombinationsproduktes aufgenommen werden vgl. Bild 4.

Kombinationsprodukte als Kombination von Vlies und Gitter sollen sowohl eine spannungsabbauende Wirkung durch Absorbieren von Zugbeanspruchungen an Rissen und Unstetigkeitsstellen der Unterlage als auch eine Übernahme von Zugbeanspruchungen aus der eingebauten Asphalt-schicht erfolgen. Durch die spannungsabbauende Wirkung des bitumengetränkten Vlieses wird die Verbund-

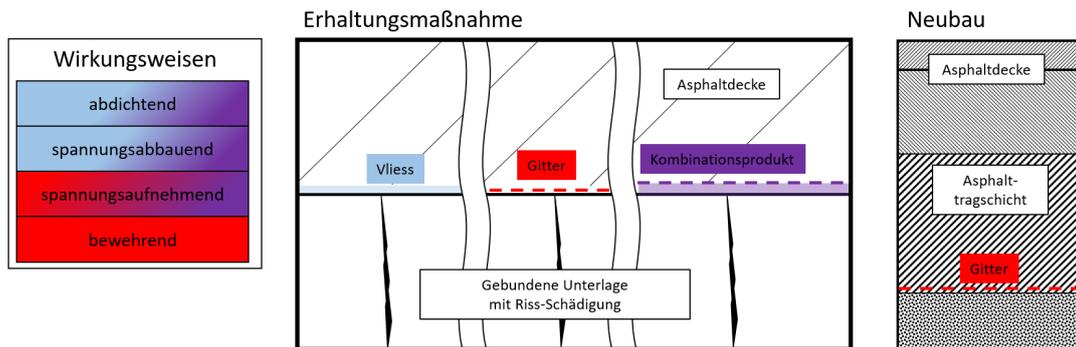


Bild 4: Wirkungsweisen der Produkte

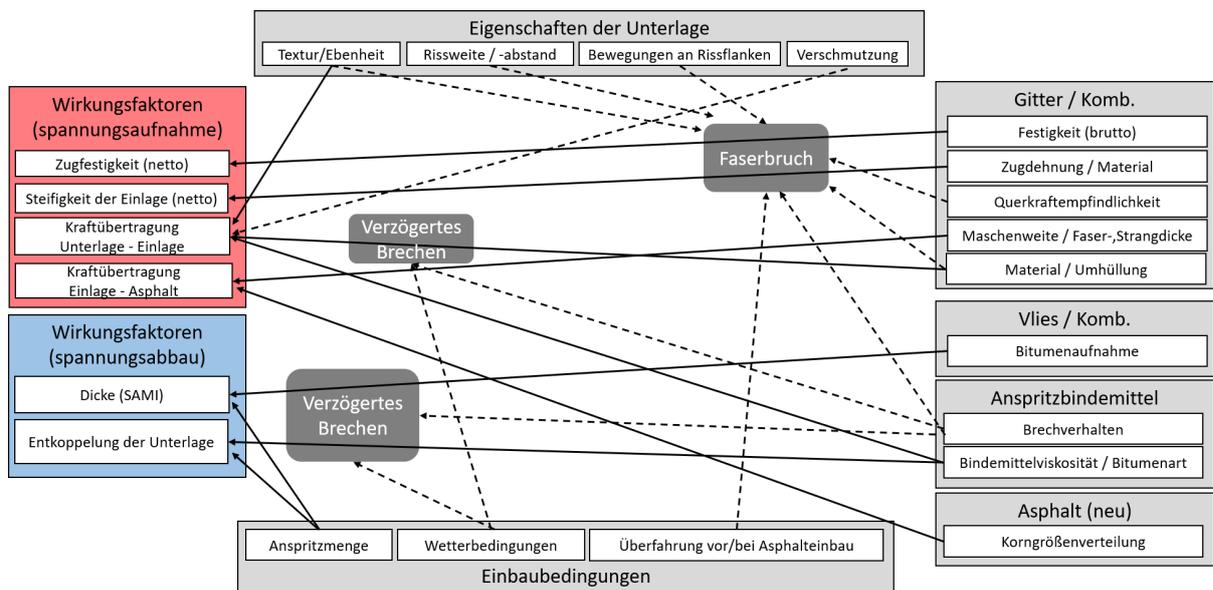


Bild 3: Abhängigkeiten und Eigenschaften

2.6 Marktübersicht Asphalteinlagensysteme

Die Anforderungen an Asphalteinlagen gemäß Bau-
produktenverordnung sind europäisch harmonisiert
in den DIN EN 15381 beschrieben, welche auch die
Qualitätssicherung für den Einsatz in Deutschland
bestimmt. Für viele Eigenschaften sind darin jedoch
keine konkreten Anforderungswerte definiert. Mit
dem FGSV-Arbeitspapier 770 werden Anwen-
dungshinweise gegeben sowie die Anforderungen
der DIN EN 15381 spezifiziert.

In Deutschland sind zahlreiche Asphalteinlage-Pro-
dukte auf dem Markt verfügbar. Die Internetrecher-
che (Stand: 12.2017) ergibt folgende Hersteller
bzw. Anbieter:

im Bericht	Firmenname (Stand 2017)
Saint Gobain (Adfors)	Saint Gobain ADFORS
Beco-Bermüller	Bermüller & Co. GmbH
Bekaert	NV BEKAERT SA
Frank	FRANK GmbH
Huesker	Huesker Synthetic GmbH
Kebu	Kebulin-Gesellschaft Kettler GmbH & Co. KG
Maccaferri	Maccaferri Deutschland GmbH
Naue	Naue GmbH & Co. KG
Rehau	REHAU Industries SE & Co. KG
Tencate	Tencate Geosynthetics Deutschland GmbH
Tensar	Tensar International GmbH
S&P Clever Reinforcement GmbH	
Sytec	SYTEC Bausysteme AG

Anhand der im Internet angegebenen Produktinfor-
mationen sowie durch die Hersteller übersandten
Unterlagen konnten insgesamt 63 Asphalteinlagen
identifiziert werden:

- 3 Vliese,
- 40 Gitter und
- 20 Kombinationsprodukte.

Die durch die Hersteller angegebenen Eigenschaf-
ten dieser Produkte sind in Anhang 1 zusammenge-

stellt. Neben Angaben zu Produkttyp, Anwendungs-
bereich und Material sind dort die in FGSV-AP 770
geforderten Anforderungswerte zusammengefasst.

2.6.1 Materialkennwerte und Eigenschaften

Die Hersteller von Asphalteinlagen geben verschie-
dene Materialkennwerte zur Klassifikation ihrer Ein-
lagen an. Anhand dieser Kennwerte kann eine
grundsätzliche Eignung der Einlage für den ange-
strebten Verwendungszweck abgeleitet werden.

2.6.2 Vliese

Vliese sind mechanisch, durch Bindemittel oder
thermisch verfestigte Matten. Die Aufgabe Bitumen-
getränkter Vliese ist es, durch die versiegelnde Wir-
kung die in der Regel geschädigte Unterlage zu
schützen.. Eine weitere angestrebte Eigenschaft
von Vliesstoffen ist die spannungsabbauende Wir-
kung als SAMI (Stress Absorbing Membrane Inter-
layer). Je nach Qualität der Bitumenaufnahme bzw.
Durchtränkung der Einlage und Vliesdicke, kann
das Vlies nur versiegelnde oder versiegelnde und
spannungsabbauende Wirkungsweisen gewähr-
leisten.

Im FGSV Arbeitspapier Nr. 770 sind die Eigenschaf-
ten, Prüfverfahren und Richtwerte, welche für
Vliesstoffe eingehalten werden sollten, zusammen-
gefasst vgl. Tabelle 4.

Tabelle 4: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für
Vliese (FGSV 2013)

Nr.	Eigenschaft	Norm / Prüfverfahren	Einheit	Richtwerte
1	Masser pro Flächeneinheit	DIN EN ISO 9864	g/m ²	≥ 130
2	Dicke	DIN EN ISO 9863-1 und -2	mm	0,5 - 5
3	Höchstzugkraft	DIN EN ISO 10319	kN/m	≥ 9
4	Höchstzugkraftdehnung	DIN EN ISO 10319	%	55
5	Durchdrückverhalten	DIN EN ISO 12236	kN	IA
6	Durchschlagverhalten	DIN EN ISO 13433	mm	IA
7	Beschädigung beim Einbau	DIN EN ISO 10722	%	IA
8	Bitumenaufnahme	DIN EN 15381, Anhang C	kg/m ²	IA
9	Witterungsbeständigkeit	DIN EN 12224	%	≥ 60
10	Alkalibeständigkeit	ISO/TR 12960, DIN EN 14030	%	≥ 50
11	Schmelzpunkt	DIN EN ISO 3146	°C	≥ 160
12	Schichtenverbund, Abscheverhalten	TP Asphalt-StB, Teil 80	KN	≥ 10
13	Umweltbedenklichkeit	M Geok E, Ausgabe 2005, Abschnitte 3.1, 6.28 und 7.6		

Vliesstoffe für den Straßenbau, sind auf dem deut-
schen Markt nahezu nicht vorhanden. Einzig die Fir-
men *Tencate* und *Adfors* bieten diese Form der As-
phalteinlagen an. Die Eigenschaften des GlasGrid
GP 25 und des GlasGrid GP 50 ähneln dabei auf-
grund der hohen Zugfestigkeit der eingesetzten Fa-
sern eher denen eines Kombinationsproduktes, wo-
hingegen das *TenCate* Polyfelt PGM 14 die
Eigenschaften eines „klassischen“ Vlieses besitzt.

2.6.3 Gitter

Gitter sind aus Fasern, extrudiertem Kunststoff oder Drahtgeflecht hergestellte Gitterstrukturen. Ihre primäre Aufgabe in Straßenbefestigungen ist es, auftretende Spannungen aufzunehmen und Fehlstellen zu überbrücken, um eine Rissbildung zu verzögern. Sie müssen in der Zugzone einer Befestigung angeordnet sein und einen ausreichend hohen Verbund zu den über und unter ihnen liegenden Schichten besitzen.

Tabelle 5: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für Gitter (FGSV 2013)

Nr.	Eigenschaft	Norm / Prüfverfahren	Einheit	Richtwerte
1	Masser pro Flächeneinheit	DIN EN ISO 9864	g/m ²	≥ 200
2	Maschenweite/Gitteröffnungsweite	TL Geok E-StB 05, Abschnitt 2	mm	≥ 10
3	Höchstzugkraft längs und quer	DIN EN ISO 10319	kN/m	≥ 20/20
4	Höchstzugkraftdehnung	DIN EN ISO 10319	%	≤ 15
5	Beschädigung beim Einbau	DIN EN ISO 10722	%	IA
6	Schichtenverbund	TP Asphalt-StB, Teil 80	kN	≥ 10
7	Witterungsbeständigkeit	DIN EN 12224	%	≥ 60
8	Alkalibeständigkeit	ISO/TR 12960, DIN EN 14030	%	≥ 50
9	Schmelzpunkt	DIN EN ISO 3146	°C	≥ 160
10	Umweltbedenklichkeit	M Geok E, Ausgabe 2005, Abschnitte 3.1, 6.28 und 7.6		

IA = ist anzugeben

Im FGSV Arbeitspapier Nr. 770 sind wie für die Vliesstoffe Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte angegeben, die für Gitter eingehalten werden müssen, vgl. Tabelle 5.

Die Produktvielfalt bei Gittern ist größer als bei Vliesen. Fast alle Hersteller bieten Gitter als Asphalteinlage in verschiedenen Spezifikationen an.

Insgesamt befinden sich zurzeit 40 Produkte auf dem deutschen Markt. Die empfohlenen Richtwerte halten jedoch nicht alle Produkte ein.

Wie in Anhang 1 abgebildet, ist die Spannweite der Eigenschaften der einzelnen Produkte beträchtlich:

- Die Zugfestigkeiten reichen von 31 kN/m bis zu 200 kN/m.
- Die maximale Zugdehnung reicht von 1,5 % bis 12 %.
- Die Maschenweite reicht von 1,25 mm bis zu 40 mm

Von den hier aufgeführten Varianten der Bewehrungsgitter gibt es verschiedene Kombinationen der Zugfestigkeiten oder Maschenweite. Daher kann davon ausgegangen werden, dass verschiedene Asphalteinlagen potenziell in unterschiedlichen Befestigungen eingesetzt und für den Anwendungsfall optimiert ausgewählt werden können.

2.6.4 Kombinationsprodukte

Kombinationsprodukte sollen die Eigenschaften der Gitter und Vliese verknüpfen. Analog zu den Gittern

und Vliesen sind im FGSV Arbeitsblatt Nr. 770 Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte angegeben und nachfolgend dargestellt (siehe Tabelle 6).

Die Produktvielfalt bei den Kombinationsprodukten ist ähnlich groß wie bei den Gitterprodukten. Fast alle oben aufgeführten Hersteller bieten Kombinationsprodukte als Asphalteinlage in verschiedenen Spezifikationen an.

Tabelle 6: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für Kombinationsprodukten (FGSV, 2013)

Nr.	Eigenschaft	Norm / Prüfverfahren	Einheit	Richtwerte
1	Masser pro Flächeneinheit - gesamt	DIN EN ISO 9864	g/m ²	≥ 300
2	Masser pro Flächeneinheit - Vliesstoff	DIN EN ISO 9864	g/m ²	≥ 130
3	Dicke	DIN EN ISO 9863-1 und -2	mm	1 bis 2
4	Maschenweite/Gitteröffnungsweite	TL Geok E-StB 05, Abschnitt 2	mm	≥ 10
5	Höchstzugkraft längs und quer	DIN EN ISO 10319	kN/m	≥ 20/20
6	Höchstzugkraftdehnung	DIN EN ISO 10319	%	≥ 2 und ≤ 15
7	Durchdrückverhalten	DIN EN ISO 12236	kN	IA
8	Durchschlagverhalten	DIN EN ISO 13433	mm	IA
9	Beschädigung beim Einbau	DIN EN ISO 10722	%	IA
10	Bitumenaufnahme	DIN EN 15381, Anhang C	kg/m ²	1,1
11	Witterungsbeständigkeit	DIN EN 12224	%	≥ 60
12	Alkalibeständigkeit	ISO/TR 12960, DIN EN 14030	%	≥ 50
13	Schmelzpunkt	DIN EN ISO 3146	°C	≥ 160
14	Schichtenverbund	TP Asphalt-StB, Teil 80	kN	≥ 10
15	Umweltbedenklichkeit	M Geok E, Ausgabe 2005, Abschnitte 3.1, 6.28 und 7.6		

IA = ist anzugeben

2.7 Zusammenfassung

Eine der Hauptaufgaben von Asphalteinlagen ist die Verzögerung oder Verhinderung der Reflexionsrissbildung in Verkehrsflächen. Zum Verständnis der Wirkungsweise wurde zunächst eine umfangreiche Analyse der Fachliteratur durchgeführt. In einem Großteil der betrachteten Studien wurden vergleichende Untersuchungen von Asphalteinlagensystemen und herkömmlichen Asphaltssystemen unter Labor- bzw. Praxisbedingungen untersucht. Als Ergebnis weisen die Studien fast ausschließlich positive Wirkung von Asphalteinlagen hinsichtlich der Verzögerung von Reflexionsrissbildung nach.

Die von manchen Herstellern angegebene erhöhte Tragfähigkeit wurde in der Literatur bisher in drei Veröffentlichungen nachgewiesen. (Correia & Zornberg, 2018; Raab et al., 2017; Sobhan et al., 2010) Es wird vereinzelt darauf hingewiesen, dass die vorhandene Tragfähigkeit länger auf einem höheren Niveau gehalten werden kann. Vermutlich ist von den Herstellern sowohl der Widerstand gegen kurzfristige als auch gegen bleibende / plastische Verformungen mit der erhöhten Tragfähigkeit gemeint. Da nur wenige Studien eine Aussage bezüglich der Tragfähigkeitseinwirkung von Asphalteinlagen beinhalten, bedarf es weiterer Forschung, um die Wirkung nachzuweisen und zu quantifizieren.

Der zum Teil von den Herstellern angegebenen erhöhte Verformungswiderstand wurde in fünf Studien

anhand von Spurbildungsversuchen überprüft. Die Ergebnisse dieser Versuche sind gegensätzlich. In drei Studien zeigte sich eine weitestgehend positive Beeinflussung des Verformungsverhalten und eine geringere Spurrinnentiefe, während sich bei zwei anderen kein Einfluss feststellen lässt. Repräsentativ ist jedoch nur eine dieser Studien, da die zweite von Arraigada et al. (2016) mit einer SAMI durchgeführt wurde, wodurch keine positiven Effekte zu erwarten waren. Dennoch zeigen diese Ergebnisse, dass Asphalteinlagen nicht generell einen eindeutig positiven Einfluss auf den Verformungswiderstand und die Spurrinnenbildung besitzen.

Einigkeit bei Herstellern und Forschern besteht über die Tatsache, dass der Einbau immer fachgerecht erfolgen muss, um ein qualitativ hochwertiges Ergebnis zu erzielen. Die Einbauhinweise der Hersteller sollten immer exakt eingehalten werden, um den Schichtenverbund und eine der Funktion entsprechende Position der Einlage in der Befestigung zu gewährleisten.

Zum weiteren Verständnis der Wirkungsweise von Asphalteinlagesystemen wurden die Beanspruchungen in Asphaltbefestigungen bei Variation des Einsatzes von Asphalteinlagen infolge einer Einzelast mittels Mehrschichtentheorie berechnet. Darin zeigt sich, dass Asphalteinlagen nur dann eine Verringerung der Beanspruchung bewirken können, wenn die Einlagen in der Zugzone der Befestigung angeordnet werden. Eine Reduzierung des Schichtenverbundes, z. B. durch die Wirkung eines Vlieses oder Kombinationsproduktes als spannungsabbauende SAMI-Schicht hat in ungeschädigten Systemen keine Verringerung der Beanspruchungen zur Folge sondern erhöht z. B. Biegebeanspruchungen an der Unterseite des gebundenen Oberbaus gegenüber monolithisch wirkenden Asphaltbefestigungen.

Diese gegenüber den Beobachtungen im Labor und In situ widersprüchlichen Ergebnisse der Modellrechnungen zeigen, dass die zur Berechnung verwendeten Annahmen sowie das verwendete Berechnungsmodell (Mehrschichtentheorie) für die Simulation der Beanspruchungsbedingungen in Asphalteinlage-Systemen auf rissgeschädigten Befestigungen nur bedingt geeignet sind, da insbesondere die Spannungsspitzen an Risspitzen sowie inhomogenen Befestigungseigenschaften nicht berücksichtigt werden können.

Im Rahmen einer Marktanalyse konnten 63 Asphalteinlage-Produkte von 13 Anbietern identifiziert werden. Die individuellen Eigenschaften der Produkte wurden tabellarisch erfasst und als Grundlage für eine Klassifikation verwendet. Im Rahmen von

Fachinterviews mit dem Großteil der Einlagenanbieter konnten über die im Rahmen der Klassifizierung bisher angewendeten Eigenschaften gemäß **DIN EN 15381** hinausgehenden Produkteigenschaften identifiziert werden sowie Praxiserfahrungen beim Einsatz von Asphalteinlagen berücksichtigt werden.

Anhand der relevanten Wirkungsweisen der Asphalteinlagen konnten sieben Eigenschaften identifiziert werden, welche eine Klassifikation der Asphalteinlagenprodukte ermöglichen:

- Zugfestigkeit
- Höchstzugkraftdehnung
- Maschenweite
- Bitumenaufnahme
- Steifigkeit
- Spannungsübertragung
- Querkraftempfindlichkeit

Anhand dieser Kriterien kann im weiteren Projektverlauf eine Auswahl von zu prüfenden Asphalteinlage-Produkten erfolgen.

2.8 Klassifikation

Die Klassifikation von Asphalteinlagen erfolgt gemäß **DIN EN 15381** hinsichtlich ihrer Art, Materialien und technischen Eigenschaften. Die Marktanalyse hat gezeigt, dass die verschiedenen Asphalteinlage-Produkte hinsichtlich der einzelnen Kennwerte sowie weiteren Eigenschaften, welche bisher nicht für die Klassifikation gemäß DIN EN 15381 genutzt werden, aufweisen. Im Folgenden soll eine Einteilung der Produkte in verschiedene Klassen erfolgen, welche eine objektive Auswahl von Asphalteinlage-Systemen für weitere Untersuchungen ermöglichen soll.

Eine Klassifizierung der Asphalteinlagen nach ihrer Art wurde durch die Einteilung in Vliese, Gitter und Kombinationsprodukte bereits vorgenommen. Bereits diese Einteilung ist bei einigen Produkten nicht eindeutig möglich, da ihre Eigenschaften durch Gitter mit Verlegehilfen oder zugfeste Vliese eine Mehrfacheinordnung zulassen können.

2.8.1 Vliese

Da nur drei Vlies Produkte auf dem Markt identifiziert werden konnten, ist eine Klassifikation hinsichtlich ihrer Bitumenaufnahmefähigkeit, Zugfestigkeit und Höchstzugkraftdehnung voraussichtlich ausreichend. Entscheidend ist besonders die Bitumenaufnahmefähigkeit aufgrund der damit verbundenen Wirkung für Abdichtung als auch für den Spannungsabbau als SAMI-Schicht.

2.8.2 Gitter

Aufgrund der vielfältigen technischen Eigenschaften, werden für Gitter und Kombinationsprodukte zunächst die im FGSV Arbeitsblatt Nr. 770 beschriebenen Eigenschaften und Anforderungswerte zur Klassifikation verwendet. Da eine Klassifizierung hinsichtlich eines Parameters nicht alle erforderlichen Eigenschaften beschreibt, werden die Kategorien Zugfestigkeit, Maschenweite und Höchstzugkraftdehnung betrachtet. Eine Klassifizierung nach der Materialart ist aufgrund der Verwendung der technischen Eigenschaften bisher nur von untergeordneter Bedeutung. Für die Beurteilung der Steifigkeit im geringen Dehnungsbereich, welche für die Spannungsaufnahme im Asphaltpaket als relevant erscheint, wird oft die Zugfestigkeit und Höchstzugkraftdehnung in Kombination betrachtet. Nicht berücksichtigt werden dabei jedoch etwaige Temperatureinflüsse auf die Steifigkeit, z.B. bei Gittern aus Kunstfasern oder bei nicht-linearem Spannungs-Dehnungsverhalten der Materialien.

Das zu erwartende Ergebnis - die Materialien mit der höchsten Zugfestigkeit besitzen ebenfalls die geringsten Höchstzugkraftdehnungen - lässt eine erste Einteilung der Gitter nach diesen Parametern zu. Passend zu diesem Ergebnis, sind auch die Maschenweiten der zugfesten Gitter tendenziell kleiner. Diese Eigenschaft ist aber auch herstellerabhängig. Auffällig ist, dass lediglich ein Hersteller Gitterprodukte mit einer Höchstzugkraftdehnung von mehr als 3% anbietet, da alle weiteren Produkte eine Höchstzugkraftdehnung zwischen 1,5% und 3% aufweisen. Es handelt sich dabei um Produkte aus PET (Polyethylenterephthalat) und PVA (Polyvinylalkohol).

Weitere Mess- und Anforderungswerte, welche sich für eine Klassifikation eignen könnten, wären der Schichtenverbund, die Torsionssteifigkeit der Knoten, die Widerstandsfähigkeit gegen orthogonal zur Faser wirkender Belastung sowie ein Rauheitswert oder Herausziehwiderstand. Diese Messwerte sind jedoch systemabhängig, hängen von der Einbindung der Gitter in das Asphaltpaket ab und sind daher keine Materialeigenschaften.

2.8.3 Kombinationsprodukte

Die Kombinationsprodukte können ebenfalls nach ihrer Zugfestigkeit, Maschenweite und Höchstzugkraftdehnung eingeteilt werden. Wie zu erwarten ergibt sich ein zu den Gitterprodukten ähnliches Ergebnis.

2.8.4 Vorschlag für eine Klassifikation von Asphaltteinlagen-Systemen

Neben den möglichen weiteren Mess- und Anforderungswerten, welche sich bei Gittern für die Klassifizierung eignen, sollte bei Kombinationsprodukten die Bitumenaufnahme als zusätzliche Klassifizierungsgröße herangezogen werden.

Mögliche Klassen für die Einteilung der Gitter und Kombinationsprodukte sind:

- Zugfestigkeiten
 - unter 50 kN/m (Z 50)
 - 50 bis 100 kN/m (Z 100)
 - über 100 kN/m (Z>100)
- Höchstzugkraftdehnung
 - kleiner gleich 3 %
 - größer 3 %
- Maschenweite
 - unter 20x20 mm, (M 20)
 - 20x20 mm bis 30x30 mm (M 30)
 - über 30x30 mm (M > 30).
- Bitumenaufnahme
 - unter 1,1 kg/m² (B 1)
 - 1,1 bis 2 kg/m² (B 2)
 - über 2 kg/m² (B > 2).

Ergänzend erfolgt eine weitere Einteilung hinsichtlich der Eigenschaften:

- Steifigkeit
 - hohe Steifigkeit
 - geringe Steifigkeit
- Spannungsübertragung
 - adhäsiv
 - strukturell
- Querkraftempfindlichkeit
 - unempfindlich
 - empfindlich – Faserschutz
 - empfindlich – geringer Faserschutz.

Da für die aufgeführten Eigenschaften (noch) keine Prüfverfahren oder allgemein abgestimmte Klassifikationsregeln existieren erfolgt die Einteilung vorläufig anhand der eingesetzten Materialien (Steifigkeit / Querkraftempfindlichkeit) sowie der Knotenstruktur (starr/flexibel), vgl. Tabelle 7 / Tabelle 8.

Mithilfe einer solchen Einteilung wäre es möglich repräsentative Produkte für jede dieser Klasse zu prüfen und die Ergebnisse zu vergleichen.

Tabelle 7: Klassifikation der Produkte Teil 1

Namensschlüssel	Hersteller	Produktname	Produkttyp	Material	Klasse nach Zugfestigkeit längs	Klasse nach Bitumen-aufnahme-fähigkeit	Klasse nach Kraftaufnahme (strukturell /adhäsiv)	Klasse nach Maschenweite	
A1	Adfors (Saint Gobain)	GlasGrid GG	100	Gitter	G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 20
A2			200	Gitter	G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 20
A3			50	Gitter	G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 30
A4		GlasGrid	CG 100	Kombip.	G + EP	Z>100	B 1	adhäsiv	M 30
A5			CG 200	Kombip.	G + EP	Z>100	B 1	adhäsiv	M 30
A6			TF 100	Kombip.	G +EP	Z>100	k.I.	adhäsiv	M 20
A7			CG 50	Kombip.	G + EP	Z 100	B 1	adhäsiv	M 30
A8		GlasGrid GP	50	Vlies	G + EP + P	a.K.	k.I.	adhäsiv	k.I.
A9			25	Vlies	G + EP + P	a.K.	k.I.	adhäsiv	k.I.
B1	Beco	Bebit	G100	Gitter	G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M>30
B2			G100plus	Gitter	G + G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M>30
B3			G50	Gitter	G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M>30
B4			G50plus	Gitter	G + G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M>30
C1	Bekaert	Fortfix	1 - C	Gitter	S + PET	Z 100	B 1	strukturell	M>30
C2			1 - O	Gitter	S + PE	Z 100	k.A.	strukturell	M>30
C3			2 - C	Gitter	S + PET	Z 50	B 1	strukturell	M>30
C4			2 - O	Gitter	S + PE	Z 50	k.A.	strukturell	M>30
C5		Mesh Track	Heavy Duty	Gitter	S	a.K.	k.A.	strukturell	M>30
C6			Regular	Gitter	S	a.K.	k.A.	strukturell	M>30
D1	Frank	FAG-BO-SP	501	Gitter	G + PP	Z 100	k.A.	k.I.	M 20
D2			1001	Gitter	G + PP	Z>100	k.A.	k.I.	M 20
D3			1222	Gitter	G + PP	Z>100	k.A.	k.I.	M 30
D4		FAG P	20/20-150	Kombip.	PP + PP	Z 50	k.I.	k.I.	M>30
E1	Huesker	HaTelit*	G 100	Gitter	G + G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 30
E2			G 50	Gitter	G + G	Z 50	k.A.	adhäsiv	M 30
E3			XP 50	Gitter	PVA + PVA	Z 50	k.A.	adhäsiv	M>30
E4			BL 50	Gitter	PET + PET	Z 50	k.A.	adhäsiv	M>30
E5			C 40-17	Gitter	PET + PET	Z 50	k.A.	adhäsiv	M>30
E6		SamiGrid	XP 50 S	Kombip.	PVA + PVA	Z 50	k.I.	adhäsiv	M>30

k.I. = keine Information

k.A. = keine Anforderung

Tabelle 8: Klassifikation der Produkte Teil 2

Namensschlüssel	Hersteller	Produktname		Produkttyp	Material	Klasse nach Zugfestigkeit längs	Klasse nach Bitumenaufnahmefähigkeit	Klasse nach Kraftaufnahme (strukturell/adhäsiv)	Klasse nach Maschenweite
F1	kebu	Corabit		Kombip.	G	Z 100	k.I.	k.I.	k.I.
G1	Maccafferri	Road Mesh	AR	Gitter	G/P	Z>100	k.A.	strukturell	M>30
G2				Gitter	S	Z>100	k.A.	strukturell	M>30
G3			AR G	Kombip.	G/P	Z>100	k.I.	strukturell	M>30
H1	Naue	SecuGrid	Q	Gitter	PP	Z>100	k.A.	k.I.	k.I.
H2			R	Gitter	PP	Z>100	k.A.	k.I.	k.I.
H3			CombiGrid	Q	Kombip.	PP	Z>100	k.I.	k.I.
I1	Rehau	Armopal S	G 100/100-20	Gitter	G	Z 100	k.A.	k.I.	M 20
I2			GL 100/100-30	Gitter	G	Z 100	k.A.	k.I.	M 30
I3			G 50/50-30	Gitter	G	Z 50	k.A.	k.I.	M 30
I4			GL 50/50-30	Gitter	G	Z 50	k.A.	k.I.	M 30
L1	S&P Clever Reinforcement GmbH	Carbophalt	G 200/200	Gitter	CC	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 20
L2			G 120/200	Gitter	GC	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 20
L3		Glasphalt	G 120	Gitter	G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 20
L4			G 65	Gitter	G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 20
L5			GBM 110	Kombip.	G + G	Z>100	k.I.	adhäsiv	M 20
M1	Sytec	Gridseal Patch		Gitter	G	Z 100	k.A.	k.I.	k.I.
M2		Gridseal		Kombip.	G + ?	Z 100	k.I.	k.I.	k.I.
J1	TenCate	PG-G*	100/100	Gitter	G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 30
J2		PGL-G*	100/100	Gitter	G + PP	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 30
J3		PG-G*	50/50	Gitter	G	Z 50	k.A.	adhäsiv	M 30
J4		PGL-G*	50/50	Gitter	G + PP	Z 50	k.A.	adhäsiv	M 30
J5		PGM - G	150/150	Kombip.	G + PP	Z>100	B 2	adhäsiv	M 30
J6		PGM - B	100/100	Kombip.	B + PP	Z 100	B 2	adhäsiv	M 20
J7			100/200	Kombip.	B + PP	Z 100	B 2	adhäsiv	M 20
J8		PGM - G	100/100	Kombip.	G + PP	Z 100	B 2	adhäsiv	M 20
J9			50 / 50	Kombip.	G + PP	Z 50	B 2	adhäsiv	M 30
J10		PGM 14	PGM 14	Vlies	PP	a.K.	k.I.	adhäsiv	k.I.
K1	Tensar	GlasstexGrid RN	120	Gitter	G	Z>100	k.A.	adhäsiv	M 30
K2			60	Gitter	G	Z 100	k.A.	adhäsiv	M 30
K3		Glasstex P	100	Kombip.	G + PP	Z>100	k.I.	adhäsiv	M>30
K4			50	Kombip.	G + PP	Z 100	k.I.	adhäsiv	M>30
K5		AR-GN	Geogrid	Kombip.	PP	Z 50	k.I.	strukturell	M>30
K6		Glastex Patch	880 / 440	Kombip.	G + G	Z>100	k.I.	adhäsiv	M 30

k.I. = keine Information

k.A. = keine Anforderung

2.9 Praxiserfahrungen mit Asphalteinlagen

Zur Ermittlung der Wirksamkeit, der Einsatzgrenzen, der Anforderungen an den Einbau und die Planung von Maßnahmen mit Asphalteinlagen wurde eine Expertenumfrage durchgeführt. Das Ergebnis dieser Praxisauswertung ist eine Dokumentation des vorhandenen Erfahrungshintergrundes der Auftraggeber, Auftragnehmer und weiterer in der Baubranche tätigen Personen hinsichtlich der Einsatzbedingungen für Asphalteinlagen. Insgesamt haben 73 deutschsprachige Experten ihre Erfahrungen mit Asphalteinlagensystemen in den folgenden Bereichen mitgeteilt:

- Allgemeine Erfahrungen beim Einsatz von Asphalteinlagensystemen
- Einflüsse auf die Wirkungsweise von Asphalteinlagen
- Erfahrungen beim Rückbau und Recycling von Asphaltsschichten mit Asphalteinlagen

2.9.1 Allgemeine Erfahrungen beim Einsatz von Asphalteinlagensystemen

Im ersten Teil der Befragung wurden Grunddaten abgefragt, durch welche Informationen über die Erfahrungen der Befragten gewonnen werden konnten. Darüber hinaus können die Auswahlgründe und Erwartungen an die Asphalteinlagen ermittelt werden.

Erfreulich ist, dass mehr als die Hälfte der 73 Teilnehmer aus dem Bereich der Auftraggeber und Auftragnehmer kamen, die anderen Teilnehmer zählten sich zu aus Ingenieurbüros, Asphaltherstellern, Einlagenherstellern und -lieferanten sowie Prüfinstituten und wissenschaftlichen Einrichtungen. Etwa zwei Drittel der Umfrageteilnehmer haben bereits mehr als 10 Projekte mit Asphalteinlagen betreut und verfügen somit über fundierte Erfahrungen mit der Bauweise. Die betreuten Projekte verteilen sich über alle Straßentypen und Verkehrsbelastungen.

Die Teilnehmer wurden gefragt, ob sie es für möglich halten, die Nutzungsdauer von Befestigungen durch den Einsatz von Asphalteinlagen bei Instandhaltungs- und Neubaumaßnahmen zu verlängern. 90 % der Befragten meinen, dass der Einsatz von Asphalteinlagensystemen bei Instandhaltungsmaßnahmen die Nutzungsdauer verlängern kann. Bei Neubaumaßnahmen glauben nur 63 % der Befragten, dass eine Verlängerung der Lebensdauer möglich ist. Eine Analyse der Antworten nach Akteursgruppen zeigt zudem, dass die Asphalthersteller von der Verwendung von Asphalteinlagen zur Verlängerung der Nutzungsdauer weniger überzeugt

sind als die Verlegefirmen, Ingenieurbüros und Hersteller der Einlagen.

Der Einsatz von Asphalteinlagen in der Straßenbau-praxis ist vielfältig. Am häufigsten werden die Einlagen bei der Instandhaltung und Instandsetzung von rissgeschädigten Oberflächen eingesetzt. Sie werden auch häufiger eingesetzt, wenn eine weitere Fahrspur hinzugefügt wird um einen Riss entlang der Längsnaht zu verhindern. Ein oft angegebener Grund für den Einsatz von Asphalteinlagen ist die Schädigung durch Netz- und Einzelrisse. In einigen Fällen wurden die Einlagen aber auch wegen Verformungen, Tragfähigkeitsproblemen und Flickstellen von den Befragten eingesetzt.

Die Einsatzgründe von Asphalteinlagen können vielfältig sein. Die Wahl eines bestimmten Einlageproduktes sollte jedoch von den Bedingungen der Unterlage abhängig gemacht werden. Die Befragten gaben als Gründe für den Einsatz zu 62 % Hinweise der Hersteller und eigene Erfahrungen an. Darüber hinaus sind bekannte Referenzen, Rat-schläge von Ingenieurbüros und ein Literaturstudium weitere Gründe für die Auswahl. Die haupt-sächlich verwendeten Gittermaterialien sind Glasfasern und Kunststofffasern (PP/PET/PVA). Gelegentlich werden auch Carbon- oder Basaltfasern verwendet. Andere Fasermaterialien haben nur sehr geringe Marktanteile.

Neben fachlichen Fragen wurde auch nach der Zufriedenheit mit den Einlagen und den Gründen für Unzufriedenheit gefragt. Einige der Befragten waren aufgrund von Verzögerungen des Baufortschritts, witterungsbedingte Schwierigkeiten, dem Einbau und der Produktauswahl sowie der unzureichenden Beratung und Transparenz unzufrieden. Auch der Schichtenverbund wurde häufiger als Grund für die Unzufriedenheit mit Asphalteinlagen genannt, wobei es möglich ist, dass diese Unzufriedenheit aus nicht eingehaltenen Anforderungswerten der Regelwerke resultiert.

2.9.2 Einflüsse auf die Wirkungsweise von Asphalteinlagen

Im zweiten Teil der Befragung wurden spezifischere Fragen zur Wirkung und Anordnung von Asphalteinlagensystemen gestellt. Dadurch wird der Wissensstand der Befragten zu diesen Themen ermittelt.

Zunächst wurde das grundsätzliche Wissen zur Wirkungsweise von Asphalteinlagensystemen ermittelt. Dabei zeigte sich, dass die meisten Befragten über theoretisches Hintergrundwissen verfügen und in der Lage sind, den Unterschied zwischen spannungsaufnehmenden und spannungsabbauenden Systemen zu verstehen und die erforderlichen Schichtvarianten der jeweiligen Wirkung zuzuordnen

können. Nur etwa 10 % der Befragten gaben un-plausible Antworten. Aufgrund der unterschiedlichen Materialien und deren Eigenschaften war es zudem von Interesse, welche Produkteigenschaften die Umfrageteilnehmer im Oberbau einer gewissen Unterlage bevorzugen würden. Folgende Präferenzen werden hier ersichtlich:

- Eher geringe Steifigkeit der Asphalteinlage bevorzugen 38% der Auftraggeber und 62% der Auftragnehmer. Die Hersteller der Asphalteinlagen tendieren eher hoher Steifigkeit.
- Etwa 30% der Befragten sind der Meinung, dass kein Einfluss der Parameter Zugfestigkeit, Maschenweite, Material, Ummantellung und der Ausführung mit und ohne Verlegehilfe auf die Wirkung der Einlagen existiert. Da dieser Wert über alle Parameter hinweg konstant ist, kann davon ausgegangen werden, dass die Antworten von den gleichen Personen stammen.
- Grundsätzlich werden Zugfestigkeiten von 50 bis 100 kN und Maschenweiten von 2 bis 4 cm bevorzugt.
- Die Befragten favorisierten die Fasermaterialien Glas, Kunststoff und Carbon mit ähnlichen Anteilen.
- Mehr als 50% der Teilnehmer favorisierten Bitumen für die Beschichtung der Fasern. Nur 10 % der Befragten würden eine synthetische Ummantellung wählen.
- 65% der Befragten bevorzugen ein Gitter mit Verlegehilfe.

Ein kontroverses Thema im Zusammenhang mit Asphalteinlagen ist der Schichtverbund. Nachdem sich der erste Teil der Fragestellung mit der allgemeinen Auswirkung von Asphalteinlagen auf den Schichtenverbund befasst hat, soll in diesem Teil der Einfluss des Schichtenverbundes auf die Dauerhaftigkeit detaillierter betrachtet werden. Von den Umfrageteilnehmern sind 16 von 69 der Meinung, dass ein schlechterer Schichtenverbund der Grund für eine geringere Dauerhaftigkeit ist. Dass die Einlagen keinen Einfluss auf den Verbund haben, meinen 6 der 69 Befragten. Die deutliche Mehrheit der Befragten ist der Meinung, dass Asphalteinlagen der Grund für einen geringeren Schichtenverbund sind, aber dass daraus keine reduzierte Dauerhaftigkeit resultiert.

2.9.3 Erfahrungen beim Rückbau und Recycling von Asphalt-schichten mit Asphalt-einlagen

Der Rückbau als erster Teil des Recyclings ist ein zentraler Punkt im Stoffkreislauf und sollte so unkompliziert wie möglich ablaufen. Asphaltbefestigungen werden in der Regel gefräst, da dies die kostengünstigste und schnellste Methode des Rückbaus ist. Das Fräsen der Schichten mit Asphalteinlagen wird von 70% der Teilnehmer bei einem Fräshorizont unterhalb der Einlage als machbar angesehen. Bei einem Fräshorizont in der Tiefe der Einlage halten je nach Asphalteinlagenprodukt nur 10% bis 30% der Teilnehmer das Fräsen für möglich. Grundsätzlich sehen viele Teilnehmer der Umfrage das Fräsen von Kunststoffgittern und -vliesen sowie Kombinationsprodukten als nicht möglich an, bei Glasprodukten sehen es die meisten Teilnehmer jedoch als möglich an.

Das Recycling des Fräsgutes muss möglich sein, damit die Bauweise wirtschaftlich ist. Grundsätzlich ist die Meinung der Teilnehmer hier geteilt, die Hälfte der Teilnehmer hält eine Aufbereitung und Wiederverwertung des Asphalts für möglich. 66% dieser Teilnehmer halten es für möglich, das Granulat mit Glasprodukten als Einlagerungsreste zu verwenden, etwa 33% halten es bei Kunststoff oder Vlies und Kombinationsprodukten für möglich. Glasprodukte werden generell als weniger problematisch für die Wiederverwendung angesehen. Anschließend wurden die Umfrageteilnehmer nach ihrer Meinung zu verbesserten Asphalteigenschaften von Asphalten mit Einlageresten gefragt. Eine große Mehrheit findet, dass die Asphalteigenschaften durch Faserreste nicht verbessert werden. Nur bei Glasfasern sind ca. 25 % der Teilnehmer der Meinung, dass es eine Verbesserung der Gebrauchseigenschaften gibt.

Eine Bewertung der allgemeinen Zufriedenheit mit dem Rückbau und Recycling der Befestigungen fällt in den verschiedenen Akteursgruppen unterschiedlich aus. Während die Einlagenhersteller und Lieferanten recht zufrieden sind, sind die Verlegefirmen, Asphalthersteller und Auftraggeber unzufrieden. Etwas zufriedener sind die Bauunternehmer/Baufirmen. Generell besteht eine geringe Zufriedenheit mit Rückbau und Recycling.

Die detaillierten Umfrageergebnisse befinden sich in Anhang 1.

3 Performanceprüfungen im Labormaßstab

In diesem Kapitel werden potentielle Prüfverfahren für die differenzierte Ansprache von Asphalt einlage-Systemen identifiziert und für die Adaption ausgewählt. Durch Anwendung der Performanceprüfungen auf ausgewählte Asphalt einlagen-Typen (insbesondere hinsichtlich Einsatzzweck, Wirkungsweise, Material) bei Variation der Asphalt einlagen-Systeme (Kombination mit Bitumenemulsion und Asphaltmischgut, Zustand der Unterlage) und der Prüfbedingungen (Temperatur) wird die Eignung der Prüfverfahren im Labor getestet, als optimal erkannte Prüfverfahren ausgewählt und speziell für die Prüfung von Asphalt einlagen angepasst.

Zielgrößen für die Auswahl von geeigneten Performanceprüfungen sind die Differenzierbarkeit der Asphalt einlage-Typen, die Möglichkeit aussagekräftige (bruch-)mechanische Kennwerte für die Dimensionierung abzuleiten sowie die Übertragbarkeit der im Labor ermittelten Ergebnisse auf das großmaßstäbliche Verhalten der Asphalt einlagen.

3.1 Probefelder

Für die durchzuführenden Prüfungen zur Identifizierung von geeigneten Prüfverfahren sind eine hohe Anzahl von Probekörpern herzustellen. Eine Erkenntnis der Literaturstudie war ein relevanter Einfluss der Unterlage der Asphalt einlage auf die Ergebnisse von Performance-Prüfungen. Da zunächst keine realistische Simulation von gefrästen Oberflächen im Labor möglich war, wurde ein Probefeld angelegt, aus der die benötigte Anzahl an Probekörpern gewonnen werden konnte. Außerdem konnte so die Herstellung der Probekörper für den großen Versuchsumfang, mit der Vielzahl an Einlagenprodukten und Einbauanforderungen sowie den verschiedenen Geometrien der Prüfkörper bei gleichbleibender Qualität gewährleistet werden.

3.1.1 Konzeption

Auf Grundlage der Einlagenklassifizierung aus Kapitel 2.8 und der charakteristischen Eigenschaften der Produkte wurden die in Tabelle 9 beschriebenen Produkte ausgewählt.

Diese Varianten besitzen unterschiedliche Eigenschaften und bilden somit eine große Spanne der im Markt verfügbaren Asphalt einlagen ab.



Bild 5: Probefeld vor Asphaltüberbau

Tabelle 9: Varianten innerhalb des Probefelds

Bezeichnung	Einlagen-Typ	gefräst	Zugfestigkeit [kN/m]	Material
I (k)	Kombi	nein	100	G + PP
II (v)	Vlies	nein	9,1	PP
III (g)	Gitter	nein	120	G
IV (g)	Gitter	nein	50	G
V (Ref.)	---	nein	---	---
VI (K)	Kombi	ja	20	PP
VII (K)	Kombi	ja	100	G + PP
VIII (V)	Vlies	ja	9,1	PP
IX (G)	Gitter	ja	120	G
X (G)	Gitter	ja	50	PET +
XI (G)	Gitter	ja	50	G + EP
XII (Ref.)	---	ja	---	---
XIII (G)	Gitter	ja	50	G

Die Wirksamkeit der Asphalt einlagen ist von den Eigenschaften der Unterlage abhängig. Im Labor wäre eine direkte Simulation des Einbaus einer Asphalt einlage auf einer Fräsfläche nicht möglich. Daher wurden die Einlagen auf den Probefeldern sowohl auf einer gefrästen, wie auch auf einer ungefrästen Unterlage verlegt. In Bild 5 sind alle Einlagen und Probefelder dargestellt. Insgesamt ergab sich so ein Probefeld einer Fläche von circa 300 m².

Das Probefeld konnte auf dem Gelände der Firma Strabag in Bad Hersfeld errichtet werden. Ein Unterbau in Form einer Asphaltbeton-Deckschicht (AC 8) war dort bereits vorhanden, sodass die Einlagen nach vorheriger Reinigung der Unterlage direkt auf diese verlegt werden konnten. Der Empfehlung fast aller Hersteller folgend, wurden diese von einer Fachverlegefirma eingebaut.

Die gewählten Asphalt einlagen wurden in Feldern von 9 m² bis 15 m², unterbrochen von Abstandstreifen, mit einer Länge von jeweils 3 m verlegt.

3.1.2 Bau

Am 02.05.2018 wurden die ausgewählten Einlagen von der Firma Bitunova mit Bitumenemulsion (C 70 OB) verlegt (siehe Bild 5). Die Verlegung wurde im Beisein der Einlagenhersteller durchgeführt, um Fehler bei der Verlegung zu vermeiden. Einzig eine zu große Anspritzmenge im gefrästen Feld mit dem Glasgitter ohne Ummantelung wurde von einem der Hersteller als nicht optimal angemerkt.

Die Überbauung der Probefelder erfolgte am darauffolgenden Tag mit einer Asphaltdeckschicht SMA 8 S.



Bild 6: Eingebautes Kombinationsprodukt

Um einen reibungslosen Einbau und eine Verklebung der Unterlage mit den Ketten der Einbaufahrzeuge zu gewährleisten, wurden die gefrästen Felder mit den Glasgittern mit Ummantelung abgesplittet. Die Mischguttemperatur lag beim Asphalteinbau bei über 170 °C und die erfolgte direkt nach dem Einbau durch den Fertiger mittels Glattmantelwalze.

Beim Überfahren der Produkte waren zunächst keine Ablösungserscheinungen zu erkennen. Nachdem der Fertiger jedoch durch die 3 Meter lange, angespritzte Fläche ohne Einlage, gefahren war, konnte beobachtet werden, dass das Vlies durch den Fertiger von der Asphaltunterlage gelöst und zum Teil zerrissen wurde. Ein leichtes Ablösen der Einlage und der Unterlage, konnte auch vereinzelt bei anderen Probefeldern beobachtet werden. Eine Beeinträchtigung der Funktion ist jedoch nach Meinung der Hersteller hierdurch nicht zu erwarten. (vgl. Bild 7 / Bild 8 / Bild 9)



Bild 7: Überfahrt der angespritzten Fläche ohne Asphalt-Einlage



Bild 8: Lösen und teilweises abreißen des Vlieses bei der Überfahrt



Bild 9: Gitter mit Verlegehilfe nach der Überfahrt

3.1.3 Ausbauproben

Nachdem die Probefelder errichtet waren, wurde mit der Kennzeichnung der Ausbauproben, welche in Form von Bohrkernen und Platten benötigt wurden, begonnen. Der konzipierte Probenplan wurde mit einer Real-Time-Kinematik-Ausrüstung (RTK-GPS) auf die Probefelder übertragen. Durch dieses Vorgehen wurde der Entnahmeort der Bohrkern auf den Probefeldern im CAD-Plan dokumentiert. Eine nach der Kennzeichnung erfolgte Einmessung der Kerne und Platten lässt zudem eine auf 3 cm genaue räumliche Zuordnung aller Ausbauproben zu. Die Kennzeichnung sowie der Ausbau und Transport zur den Prüflaboren der insgesamt 207 Asphaltplatten und über 500 Bohrkern wurde im Zeitraum vom 04.05.2018 bis zum 19.07.2018 durchgeführt. Im Bild 10 ist die Kennzeichnung der Proben ersichtlich.



Bild 10: Kennzeichnung der Probefelder



Bild 11: Probestrecke während der Probenentnahme

3.1.4 Rückbau

Der Rückbau wurde am 19.07.2018 durchgeführt und durch den Forschungsnehmer begleitet. Durch das Fräsen der Testflächen konnte so Ausbauphase mit Einlagerestern zur Beprobung entnommen werden. Die Fräsarbeiten verliefen trotz des Fräsens in der Lage der Einlage problemlos. In einem Gespräch mit dem Fräsenführer wurde deutlich, dass dieser das Fräsen von Asphalteinlagen für unproblematisch hält und bisher keine Probleme mit dem Fräsen von Asphaltbefestigungen mit Einlage hatte. Bild 12 zeigt dein Ausbau der letzten Platten und die Fräsarbeiten auf dem Probefeld.



Bild 12: Probestrecke nach der Probenentnahme, während des Fräsens

Eine genauere Betrachtung während des Fräsens zeigte, dass beim Fräsen in der Tiefe der Einlage diese nicht rückstandslos von der Unterlage entfernt werden konnte. Neben den auf der Befestigung verbleibenden Reststücken, wurden größere Faserreste aus der Fräsoberfläche gelöst und verblieben im Ausbauphase. (vgl. Bild 13 / Bild 14 / Bild 15).



Bild 13: Fräsrückstände des Vlieses

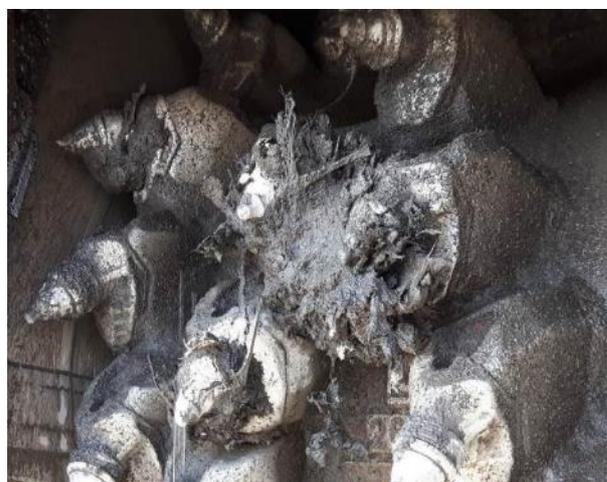


Bild 14: An der Fräse haftende Einlagenteile



Bild 15: Teile einer Asphalteinlage im Fräsgut

3.2 Angewendete Prüfverfahren (Labormaßstab)

Bei Entwurf des Forschungsprojektes wurden mehrere Prüfverfahren vorgeschlagen, welche in Abhängigkeit der gewünschten Wirkung als zielführend angesehen wurden. Neben bereits standardisierten Prüfverfahren sind dabei auch bestehende Prüfverfahren zu modifizieren.

Diese Prüfverfahren sowie deren Modifikationen werden in diesem Kapitel einzeln vorgestellt, Prüfungen mit Materialien des Probefelds durchgeführt und hinsichtlich ihrer Ergebnisse beurteilt. Abschließend werden für die jeweilige Wirkung zielführende Prüfverfahren für das weitere Vorgehen ausgewählt.

3.2.1 Abdichtende Wirkung - Durchlässigkeit

Die abdichtende Wirkung der Einlagen soll das Eindringen von Oberflächenwasser in die Befestigung verhindern und so indirekt einer Beschädigung durch Frost vorbeugen. In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine abdichtende Funktion mittels Durchlässigkeitsprüfung vorgestellt. Dazu wird das Prüfverfahren vorgestellt, die überprüften Varianten dargestellt, die Ergebnisse präsentiert und abschließend zusammengefasst und bewertet.

3.2.1.1 Prüfverfahren

Die Prüfung der Durchlässigkeit erfolgte nach der TP Asphalt-StB, Teil 19. Die Druckhöhe beträgt 30 cm und wird durch ein Rohr mit einem Ablauf in dieser Höhe gewährleistet. Der Prüfkörper wird zunächst wassergesättigt und durch eine Gummimembran, welche mit 0,5 bar Überdruck an die Probenflanken gedrückt wird, horizontal abgedichtet. So vorbereitet kann die Prüfung beginnen. Die Prüfeinrichtung ist in Bild 16 und Bild 17 zu sehen.

Das Ergebnis der Prüfung ist die Wassermenge, die den Probekörper vertikal innerhalb einer Minute durchströmt. Als Kennwert der Durchlässigkeit gemäß TP Asphalt StB, Teil 19 wird der vertikale Durchfluss Q_v in $[10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}]$ des Asphaltprobekörpers angegeben. Bei den hier durchgeführten Untersuchungen wurden mehrschichtige Probekörper mit Dichtungsschicht (Asphalteinlage) untersucht. Abweichend zur TP Asphalt-StB, Teil 19 wird dabei die Einheit $[\text{ml}/\text{min}]$ angewendet. Dies ermöglicht einen direkten Vergleich mit bestehenden Untersuchungsergebnissen.



Bild 16: Prüfeinrichtung Durchlässigkeit



Bild 17: Probekörper während der Wassersättigung vor Prüfung der Durchlässigkeit

3.2.1.2 Prüfplan und Modifizierung

Die aus den Probefeldern entnommenen Bohrkern wurden zunächst auf eine einheitliche Höhe von 9 cm zugeschnitten und sollten anschließend geprüft werden. Bei der Prüfung der Durchlässigkeit wurden an den Referenzproben ohne Asphalteinlage-System sehr geringe Durchflüsse (< 5 ml/min) gemessen. Somit war eine Prüfung der Durchlässigkeit an den Ausbauproben zur Identifikation von aus den Asphalteinlage-Systemen resultierenden Unterschieden aufgrund einer wasserdichten Deckschicht nicht zielführend.

Um zwischen den verschiedenen Asphalteinlage-Systemen hinsichtlich Durchlässigkeit differenzieren zu können, wurden im Labor unter Verwendung zweier wasserdurchlässiger Asphalte WDA 16 Binderschicht und WDA 8 Deckschicht gemäß dem Merkblatt für versickerungsfähige Verkehrsflächen MVV sowie verschiedenen Asphalteinlagen zweischichtige Asphalt-Probepplatten mittels Walzsektor-Verdichtungsgerät hergestellt. Daraus wurden jeweils zwei zylindrische Probekörper (Durchmesser 150 mm) herausgebohrt. Nach Herstellung der Binderschicht wird üblicherweise direkt die Bitumenemulsion aufgebracht. Dies ist bei einem wasserdurchlässigen Asphalt jedoch nicht zielführend, da die aufgetragene Emulsion nicht an der Oberfläche der Platte verbleiben würde und eine Verklebung und Durchtränkung der Einlagen nicht möglich ist. Folglich wurde lediglich eine kleine Menge Emulsion an der Oberseite der Unterlage aufgebracht und die Einlage auf die Oberfläche der WDA 16-Platte aufgeklebt. Anschließend wurde die weitere erforderliche Emulsionsmenge mit einer Lackierrolle gleichmäßig auf der Einlage verteilt. Die Verdichtung der WDA 8 Deckschicht auf die vorbereitete Platte erfolgte nach vollständigen Abtrocknen (Brechen) der Bitumenemulsion.

Für die Untersuchungen wurden folgende Asphalteinlagen-Varianten verwendet:

- Referenz ohne Einlage
- Glasgitter ohne Verlegehilfe
- Kunststoffgitter mit Verlegehilfe
- Vlies (II V)
- Kombinationsprodukt mit Glasgitter
- Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter

Aufgrund der Erfahrungen der ersten Versuche wurden weitere Probekörper hergestellt, konditioniert und geprüft. Auffällig war eine starke Streuung der Versuchsergebnisse, welche auf einen ungleichmäßigen Auftrag der Bitumenemulsion in den Randbereichen der Asphaltprobepplatten zurückgeführt werden konnte. In den folgenden Versuchen wurde

daher nur ein Probekörper aus der Plattenmitte gebohrt. Hierzu wurden folgende Einlagen verwendet:

- Referenz (ohne Asphalteinlage) (Ref.)
- Glasgitter ohne Verlegehilfe (XV G5)
- Kunststoffgitter mit Verlegehilfe (X G3))
- Vlies (II V)
- Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter (VI K2)
- Kombinationsprodukt mit Glasgitter (I K1)

Konditionierung der Probekörper

Eine Bitumenschicht, welche durch das Auftragen der Emulsion entsteht, ist unabhängig von ihrer Dicke ohne Fehlstellen wasserundurchlässig. Daher ist fraglich ob lediglich die Prüfung der frisch hergestellten Bohrkern zielführend ist.

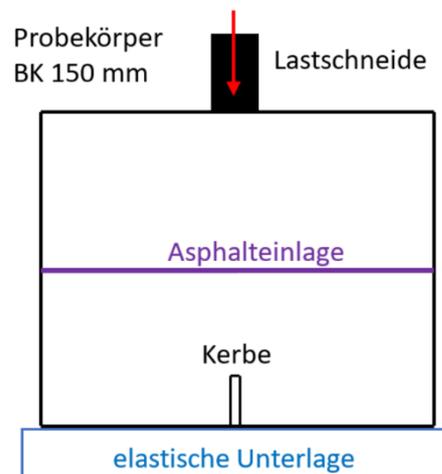


Bild 18: Biegeprüfung Durchlässigkeit

Zur Simulation der durch das Überfahren eines Risses entstehenden Spannungen, welche zu einer Rissöffnung führen, wurde der Prüfkörper im Labor geschädigt. Die Rissöffnung erfolgte durch einen modifizierten, weggesteuerten Biegeversuch (50 mm/min) auf elastischer Unterlage mit gekerbtem Probekörper bei 20°C (vgl. Bild 18). Sofort nach Durchschreiten der Maximalkraft wurde die Belastung abgebrochen, um unzulässig hohe Verformungen zu vermeiden. Der rissgeschädigte Bohrkern wird direkt im Anschluss erneut auf seine Durchlässigkeit geprüft.

Nach der erneuten Prüfung wurden die Probekörper weitere 7 Tage bei 40°C gelagert. Durch diese Lagerung sollte ein „Heilungseffekt“, also das Schließen des Risses durch Zusammenfließen der Bitumen-/Zwischenschicht simuliert werden. Zur Überprüfung des Temperatureinflusses und weiterer Optimierung der Konditionierung wurden die Versuche mit dem Gitter mit Verlegehilfe und dem Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter zusätzlich

nach einer weiteren, 7 tägigen Lagerung bei 60°C durchgeführt.

3.2.1.3 Ergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Prüfungen dargestellt und bewertet. Abschließend wird die optimale Prüfkonfiguration für die weiteren Prüfungen bestimmt.

Erste Prüfreihe

Die Referenzproben ohne Asphalteinlage sowie die Proben mit einem Gitter ohne Verlegehilfe weisen eine große Durchlässigkeit auf, vgl. Tabelle 10. Daneben weisen die Proben mit eingebautem Vliesstoff und größerer Emulsionsmenge eine vollständige Dichtigkeit auf.

Insbesondere an den geprüften Kombinationsprodukten wurden jedoch stark streuende Durchlässigkeiten gemessen. Ursächlich dafür ist vermutlich eine schlechtere Verteilung der Emulsion an den Rändern der Asphalt-Probepalte aufgrund der verwendeten Auftragung der Bitumenemulsion mittels Lackierrolle. Damit diese Randbereiche keinen Einfluss auf die Versuchsergebnisse haben, wurden im Folgenden jeweils nur ein zylindrischer Probekörper aus der Mitte einer Asphaltprobepalte gewonnen. Die Ergebnisse der anschließenden Versuche zeigen, dass die aus der Plattenmitte entnommenen Probekörper undurchlässig sind. Eine Differenzierung der Einlagen ist mit diesem Verfahren jedoch noch nicht möglich, daher ist eine Konditionierung der Probekörper unumgänglich um eine abdichtende Wirkung bei einer längeren Liegezeit und auftretenden Rissbildung der Befestigung nachzuweisen.

Tabelle 10: Ergebnisse Durchlässigkeit erste Prüfreihe

Probe	Durchlässigkeit in (ml/min)				
	Probekörper 1	Probekörper 2	Probekörper 3	Probekörper 4	Mittelwert
Referenz	3515,9	2959,2	---	---	3237,6
Glasgitter ohne Verlegehilfe	3161,1	1459,8	1725,4	1776,4	2030,7
Kunststoffgitter mit Verlegehilfe	1,6	27,2	11,2	36,5	19,1
Vlies	14,5	27,1	16,7	15,4	18,4
Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter	14,7	334,4	1487,2	935,4	692,9
Kombinationsprodukt mit Glasgitter	1118,1	193,2	735,0	123,0	542,3
Nachprüfungen					
Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter	---	---	899,0	1504,9	---
Kombinationsprodukt mit Glasgitter	1052,9	---	---	---	---
Prüfung aus der Mitte der Probepalte gezogener Bohrkerne (Probekörper)					
Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter	2,8	---	---	---	---
Vlies	11,9	---	---	---	---

Zweite Prüfreihe

Das entwickelte Konzept ist in Kapitel 3.2.1.2 beschrieben. Im Folgenden werden die Ergebnisse der Prüfungen beschrieben.

Die Untersuchungsergebnisse dieser Durchlässigkeitsprüfungen an den verschiedenen Asphalteinlage-Systemen sind in Bild 18 dargestellt. Die Referenzproben ohne Asphalteinlage weisen eine hohe Durchlässigkeit (≥ 250 ml/min) auf. Alle Proben mit Asphalteinlagen besitzen eine deutlich geringere Durchlässigkeit (≤ 200 ml/min). Werte um 100 ml/min werden hier als quasi-undurchlässig angenommen. Die verbleibende Durchflussmenge kann auf Durchsickerungen am Randbereich der porösen Probenoberfläche zurückgeführt werden, welcher durch die Membran nicht vollständig abgedichtet werden kann. Aufgrund der Ergebnisstreuung ist eine klare Unterscheidung der Produkte jedoch nicht möglich. Es ist lediglich die Tendenz zu erkennen, dass Vliesstoffe und Kombinationsprodukte etwas geringere Durchlässigkeiten aufweisen als Gitter.

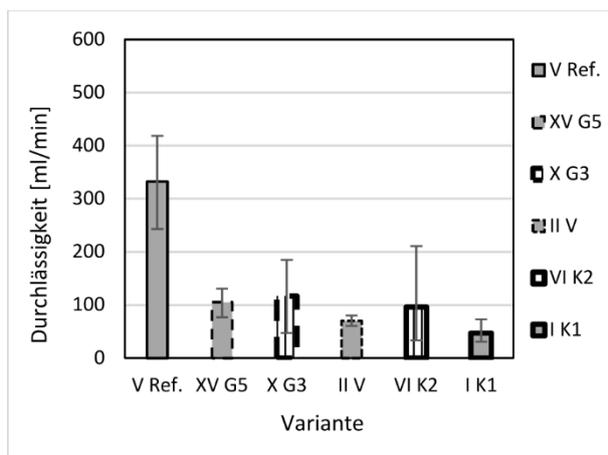


Bild 19: Durchlässigkeit unbelastet

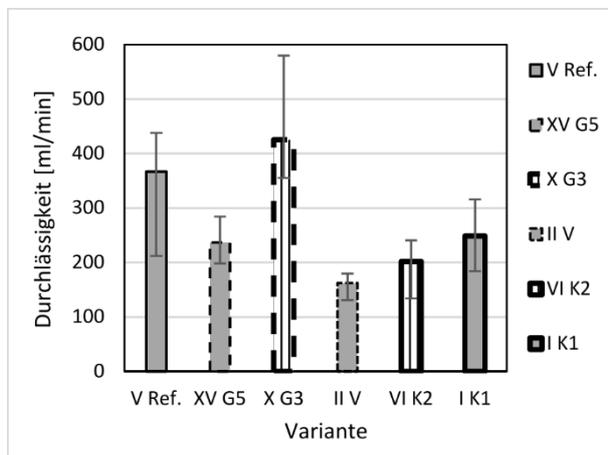


Bild 20: Durchlässigkeit nach Schädigung

Direkt im Anschluss an die Schädigung durch die Risserzeugung wurden die Probekörper erneut geprüft. Die Ergebnisse dieser Prüfungen zeigt Bild 19. Es ist ersichtlich, dass sich bei allen Proben mit Asphalteinlage die Durchlässigkeit erhöht. Tendenziell weisen die Systeme mit Vlies und Kombinationsprodukten geringere Zunahmen der Wasserdurchlässigkeit auf als die Gitterprodukte.

Beim Vliesprodukt treten auch hier die geringsten Prüfstreuungen auf. Auffällig ist, dass das Gitter mit Verlegehilfe sehr große Durchlässigkeiten aufweist, die Steigerung beim Gitter ohne Verlegehilfe jedoch geringer ausfällt.

Im Anschluss an die Wasserdurchlässigkeitsprüfungen der rissgeschädigten Probekörper wurden jeweils zwei Probekörper bei 20 °C bzw. 40 °C für 7 Tage gelagert um ein mögliches eigenständiges Wiederverschließen der entstandenen Risse zu erzeugen. In Bild 21 und Bild 22 sind die Ergebnisse der anschließenden Prüfungen dargestellt. Weder die Lagerung bei 20 °C noch die Lagerung bei 40 °C hat zu einer Verringerung der Wasserdurchlässigkeit geführt. Aus diesem Grund wurde bei drei Varianten eine Lagerung bei 60 °C zur Initiierung eines möglichen Wiederverschließens des Risses ergänzt.

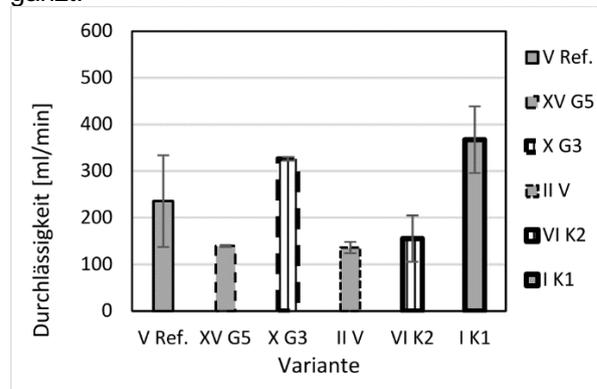


Bild 21: Prüfung nach Lagerung bei 20 °C

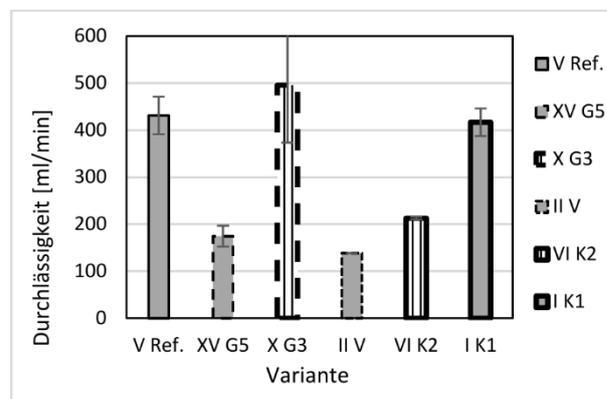


Bild 22: Prüfung nach Lagerung bei 40 °C

Bei den Proben, welche zur Lagerung bei 60 °C hergestellt und konditioniert wurden, wurde zusätzlich der Probekörper im Bereich der Schichtgrenze bzw. der Lage der Asphalteinlage mit einem Bitumendichtband sowie Klebeband abgedichtet, um die seitliche Sickerströmung zu reduzieren. Die Ergebnisse der Prüfungen mit den zusätzlichen Probekörpern sind in Bild 23 bis Bild 25 dargestellt.

Es ist zu erkennen, dass die Referenz auch hier eine deutlich höhere Durchlässigkeit aufweist. Sowohl Gitter als auch Kombinationsprodukte verringern die Durchlässigkeit signifikant, unter allen Prüf- und Konditionierungsbedingungen.

Durch die zusätzliche seitliche Abdichtung mittels Bitumenband (BB) konnte der seitliche Durchfluss bei den Proben nicht reduziert werden (siehe Bild 23), sodass auf diese Abdichtung bei zukünftigen Prüfungen verzichtet werden kann.

Die vergleichsweise ungünstigen Durchlässigkeits-ergebnisse nach risserzeugender Beanspruchung der Probekörper mit Gitter X G3 und Kombinationsprodukt VI K2 konnten bei der Wiederholungsprüfung nicht bestätigt werden. Auch durch die Lagerung bei 60 °C ist kein Verschluss des Risses zu beobachten.

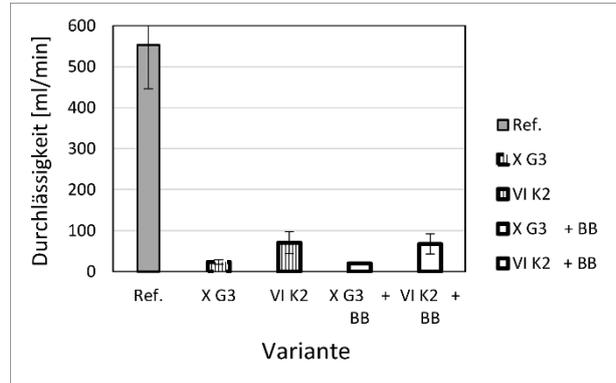


Bild 23: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - Frischzustand

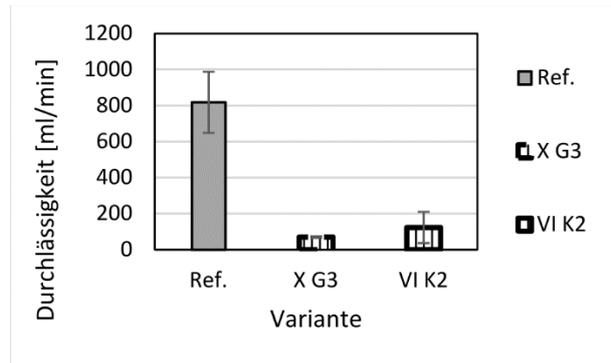


Bild 24: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - nach Lagerung (7 Tage / 60 °C)

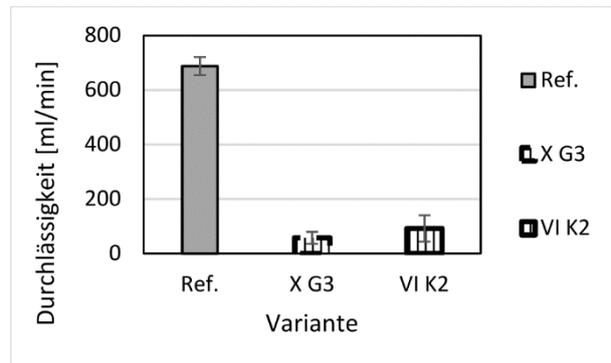


Bild 25: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - nach Schädigung

3.2.1.4 Schlussfolgerungen zur Bestimmung der Durchlässigkeit

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass die Durchlässigkeit von wasserdurchlässigem Asphalt durch den Einsatz von Asphalteinlagen signifikant geringer wird. Eine Unterscheidung zwischen Vliesen, Gittern und Kombinationsprodukten ist jedoch nur tendenziell und nicht quantitativ möglich. Nachdem die Probekörper geschädigt und gelagert wurden, besteht kein systematischer Zusammenhang mehr zwischen den verschiedenen Produkten (siehe Bild 26).

Weiterhin sind die Prüfstreuungen beim Vlies deutlich geringer als bei den geprüften Gittern und Kombinationsprodukten.

Als Verfahren zur Untersuchung des Abdichtungserfolges hat sich die Durchlässigkeitsprüfung nach TP Asphalt-StB, Teil 19 an wasserdurchlässigen Asphalt-Probekörpern mit Asphalteinlage vor und nach einer risserzeugenden Beanspruchung als geeignet erwiesen. Dabei ist jedoch nur eine qualitative Aussage möglich, ob eine Abdichtungswirkung vorliegt, oder nicht.

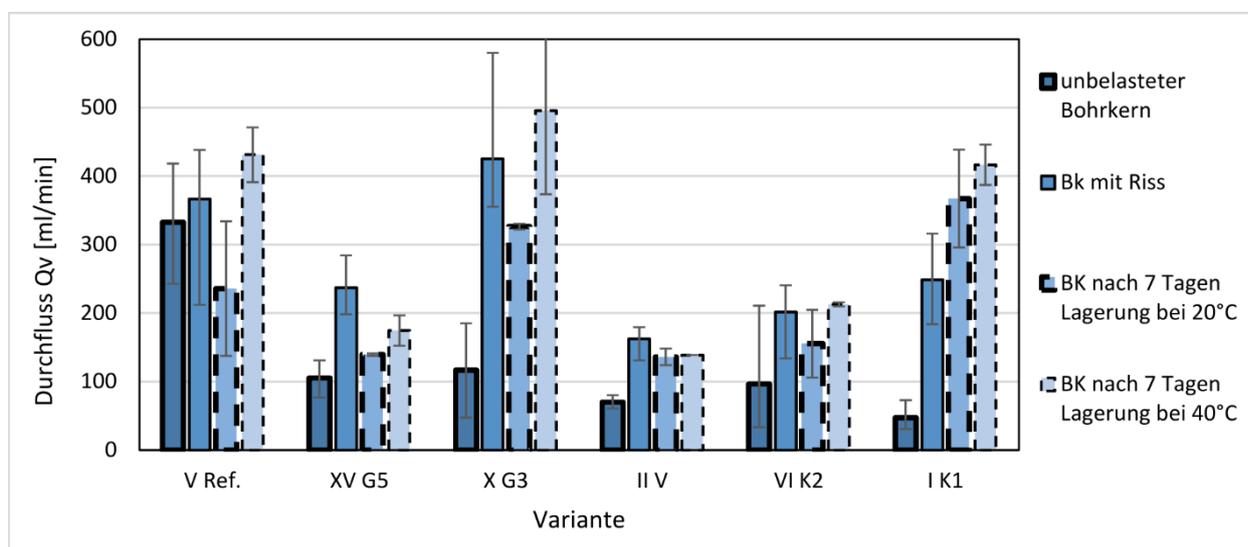


Bild 26: Zusammenstellung der Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche

3.2.2 Spannungsabbauende Wirkung und Schichtenverbund

Zur Bewertung der spannungsabbauenden Wirkung der Auswirkungen auf den Schichtenverbund verschiedener Asphalteinlagen werden verschiedene Ansätze von Versuchsaufbauten verfolgt. An der TU Braunschweig erfolgte eine Überprüfung der spannungsabbauenden Wirkung mittels Scherversuchen. Als Prüfmethode werden zyklische Schersteifigkeitsprüfungen in Anlehnung an die DIN EN 12697-48, sowie statische Schersteifigkeitsprüfungen, in Anlehnung an die TP Asphalt-StB Teil 80 eingesetzt. Die IFB Gauer Ingenieurgesellschaft MbH führte statische und dynamischer Keilspaltversuche in Anlehnung an die Versuche zur Bruchmechanik nach Tschegg durch (Tschegg 1997).

3.2.2.1 Zyklische Scherversuche – Steifigkeit

In diesem Kapitel wurden zyklische Scherversuche zur Bestimmung der Schersteifigkeit in der Schichtgrenze an ausgewählten Varianten des Probefelds eingesetzt.

Im Entwurf der DIN EN 12697-48 (2013) ist im informativen Anhang ein Prüfverfahren genannt, welchem das hier eingesetzte Prüfverfahren nahe kommt. Die Scherhaftfestigkeitsprüfung unter zyklischer Druckbelastung (CCSBT) basiert auf Untersuchungen von (Wellner und Ascher 2007). Im Forschungsprojekt von (Wistuba et al. 2016) wurde das Verfahren zur Steifigkeitsprüfung präzisiert und um die Bestimmung des Ermüdungswiderstandes erweitert. Dieses präzisierte Prüfverfahren soll als Technische Prüfvorschrift erscheinen.

Zur Ermittlung der Schersteifigkeit wurde somit die Prüfvorrichtung und die Prüfverfahren gemäß (Wistuba et al. 2016) genutzt. Nach diesen Verfahren werden zur Steifigkeitsprüfung des Schichtenverbundes von Probekörpern diese einer direkten zyklischen Scherbeanspruchung (S_1 , Bild 63) und einer zusätzlichen statischen Normalspannung (σ_2 , Bild 27) ausgesetzt.

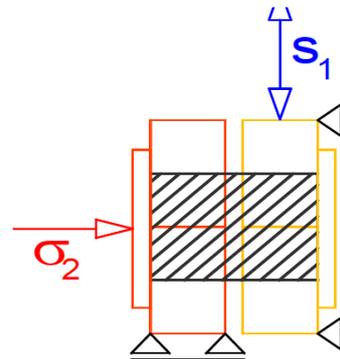


Bild 27: Mechanisches Modell des zyklischen Scherversuchs zur Steifigkeitsprüfung; s_1 - zyklische Scherbeanspruchung; σ_2 - Normalspannung (Wellner und Ascher 2007).

Die zyklische Scherbeanspruchung des Probekörpers wird durch den Hydraulikzylinder der servohydraulischen Prüfmaschine realisiert (Bild 28). Diese Scherbelastung wird weggeregelt in Form eines Sinusimpulses aufgebracht. Die vorgegebene Verformungsamplitude wird über zwei induktive Wegaufnehmer gesteuert, die jeweils auf jeder Seite der Prüfvorrichtung platziert sind (vertikale Wegaufnehmer 1 und 2, Bild 28). Die statische Normalkraft bzw. Normalspannung wird über einen pneumatischen Zylinder im Widerlager der Prüfvorrichtung aufgebracht, dessen Kraft, über ein Manometer eingestellt wird. Um das nicht vermeidbare Spiel des horizontal beweglichen Teils infolge Normalbeanspruchung zu erfassen, wird auf einer Seite der Prüfvorrichtung der horizontale Weg aufgezeichnet (horizontaler Wegaufnehmer, Bild 28).

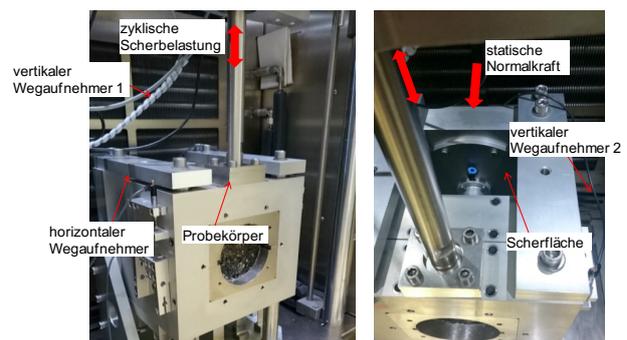


Bild 28: Zyklische Schervorrichtung am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig.

Die zweischichtigen Probekörper mit einem Durchmesser von 99 mm werden vor der Prüfung mit einem 2-Komponenten-Epoxidharzkleber in einer Klebevorrichtung (siehe Bild 29) in jeweils 4 Stahl-Halbschalen eingeklebt und 24 Stunden bei Raum-

temperatur zur vollständigen Aushärtung des Klebers gelagert. Die Spaltbreite, die einer direkten Scherbelastung ausgesetzt ist, beträgt 1 mm.

Vor dem Versuchsbeginn wird der Probekörper auf die vorgegebene Prüftemperatur temperiert.

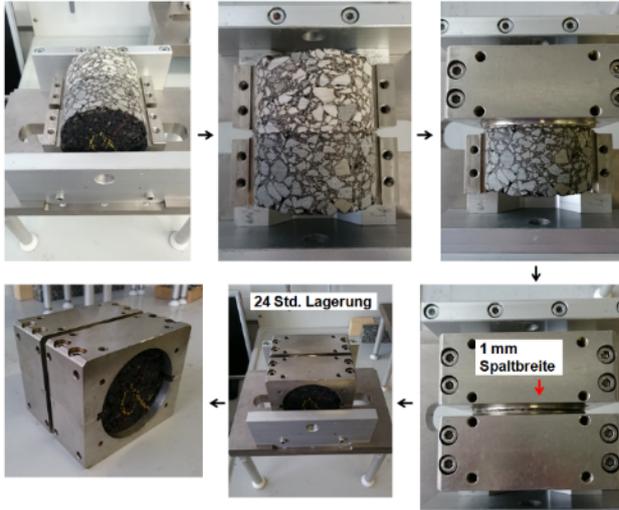


Bild 29: Probekörpervorbereitung für den zyklischen Scherversuch.

Als Ergebnis wird zunächst die Scherspannung wie folgt berechnet:

$$\tau_i = \frac{F_i}{A_{\text{eff}}} \quad \text{Gl. 1}$$

mit:

τ_i : Amplitude der Scherspannung bei Lastwechsel i [MPa],

F_i : Kraftamplitude bei Lastwechsel i [N],

A_{eff} : wirksame Querschnittsfläche [mm²].

Die Schersteifigkeit ergibt sich aus der Scherspannung und der relativen Verschiebung zwischen den Schichten wie folgt:

$$K_{s,i} = \frac{\tau_i}{U_i} \quad \text{Gl. 2}$$

mit:

$K_{s,i}$: Schersteifigkeit bei Lastwechsel i [N/mm³],

τ_i : Amplitude der Scherspannung bei Lastwechsel i [MPa],

U_i : Amplitude der relativen Verschiebung zwischen den Schichten bei Lastwechsel i [mm].

Für diesen Teil werden 5 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- Variante I, ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt
- Variante II, ungefräste Unterlage, Vlies
- Variante V, ungefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage
- Variante VI, gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt
- Variante VII, gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt.

Im Prüfumfang waren 3 Prüftemperaturen (20 °C, ±0 °C und -10 °C) vorgesehen. Bei jeder Prüftemperatur wurde ein Frequenz-Sweep (10 - 5 - 1 - 0,1 Hz) sowie ein Normalspannungs-Sweep (0,5 - 0,25 - 0,0 MPa) geprüft. Die Ergebnisse waren 3-fach belegt, so dass 9 Einzelversuche je Variante durchgeführt werden und in Summe 45 Einzelversuche

Ergebnisse jeder Variante sind die ermittelten Schersteifigkeiten in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung. Die Ergebnisse werden je Variante in einem Diagramm zusammengefasst. Die detaillierten Ergebnisse können den Anhängen 3.1 in tabellarischer Form entnommen werden.

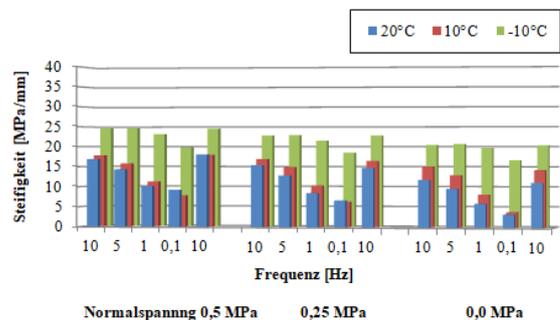


Bild 30: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante I (k) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

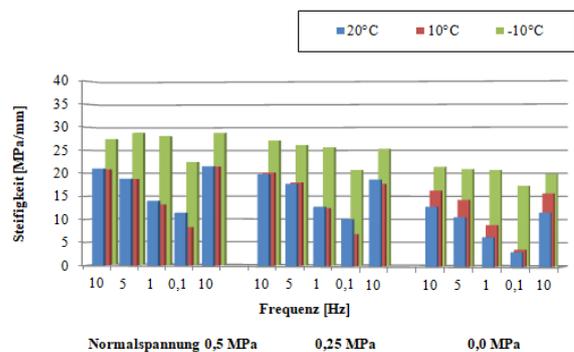


Bild 31: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante II (v) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

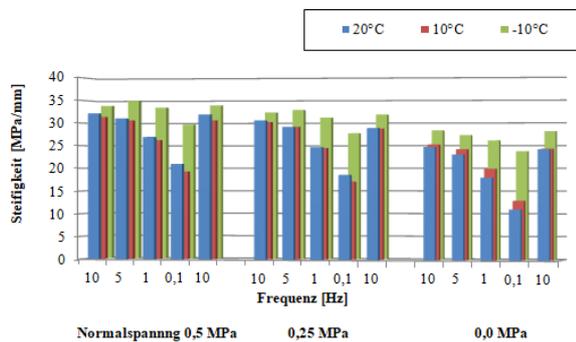


Bild 32: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante V (Ref.) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

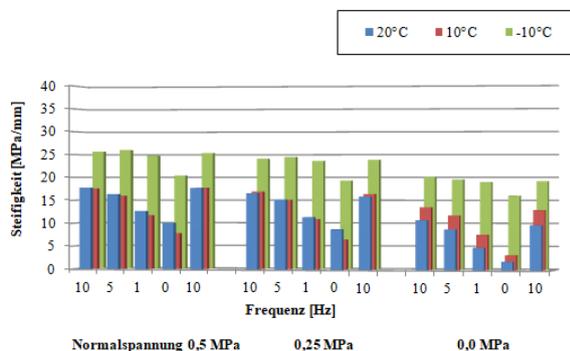


Bild 33: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante VI (K) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

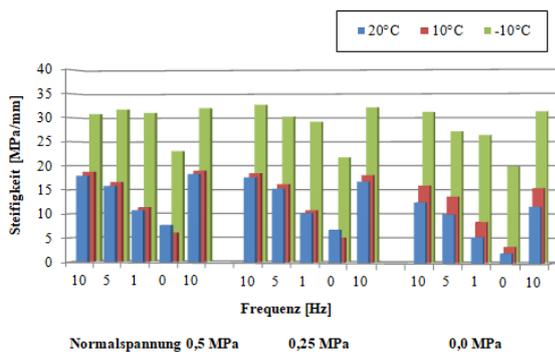


Bild 34: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante VII (K) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Die Frequenz, Temperatur und Normalspannung üben jeweils Einfluss auf die Steifigkeit aus. Des Weiteren beeinflussen sich die einzelnen Faktoren wechselseitig. Es sind folgende Zusammenhänge zu beobachten:

- Die Schersteifigkeit nimmt mit steigender Belastungsfrequenz zu.

- Die Schersteifigkeit nimmt mit zunehmender Temperatur ab.
- Mit zunehmender Normalspannung nimmt die Schersteifigkeit zu.

Diese Zusammenhänge lassen eine weitere Zusammenfassung und Bewertung der Ergebnisse über die Masterfunktion zu.

Aufgrund der plausiblen Temperatur- und Frequenzabhängigkeit der Ergebnisse kann eine Temperatur-Frequenz-Äquivalenz bestimmt werden (Hürtgen 1982). Damit kann z. B. die gleiche Steifigkeit bei unterschiedlichen Prüffrequenzen und -temperaturen ermittelt werden. Durch die horizontale Verschiebung der bei unterschiedlichen Temperaturen bestimmten Steifigkeiten entsteht eine Masterkurve, die für eine bestimmte Temperatur gültig ist. Unter Zuhilfenahme dieser Masterfunktion ist es möglich, Steifigkeitsmodule für sämtliche Kombinationen aus Temperatur und Frequenz zu prognostizieren.

Die horizontale Verschiebung der Messwerte erfolgt durch die Multiplikation der jeweiligen Prüffrequenz mit einem Verschiebungsfaktor α_T , der mit der physikalisch begründeten Arrhenius-Funktion nach Gl. 2 bestimmt werden kann (Schindler 2008). Das Ergebnis der Multiplikation ist die korrigierte Frequenz f_{korr} gemäß Gl. 3 und Gl. 4.

$$f_{\text{korr}} = f \cdot \alpha_T \quad \text{Gl. 3}$$

$$\alpha_T = e^{m \cdot \left(\frac{1}{T+273,15} - \frac{1}{T_R+273,15} \right)} \quad \text{Gl. 4}$$

Die unabhängige Variable x^* wird aufgrund der Temperatur-Frequenz-Äquivalenz nach Gleichung Gl. 5 berechnet (Dragon et al., 2013):

$$x^* = \log_{10}(f \cdot \alpha_T) = \log_{10}\left(e^{m \cdot \left(\frac{1}{T+273,15} - \frac{1}{T_R+273,15} \right)} \cdot f\right) \quad \text{Gl. 5}$$

Die Masterfunktion kann abschließend durch eine Sigmoidfunktion gemäß Gleichung Gl. 6 angenähert werden:

$$s = S_{\text{min}} + \frac{S_{\text{max}} - S_{\text{min}}}{1 + e^{(a \cdot x^* + b)}} \quad \text{Gl. 6}$$

mit:

- α_T = Verschiebungsfaktor [-],
- f = Belastungsfrequenz [Hz],
- f_{korr} = korrigierte Frequenz [Hz],
- m = Verschiebungsfaktor für die Temperaturabhängigkeit [-],
- S_{min} = minimale Steifigkeit [MPa/mm],
- S_{max} = maximale Steifigkeit [MPa/mm],
- T = Versuchstemperatur [°C],
- T_R = Referenztemperatur = 20°C,
- a = Regressions-Parameter [-],
- b = Regressions-Parameter [-].

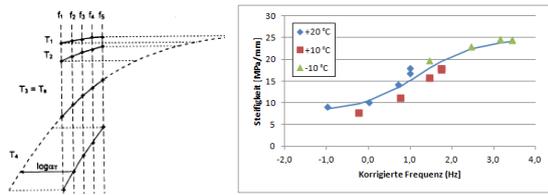


Bild 35: Prinzipielle Herleitung der Masterfunktion, Ergebnisse bei unterschiedlichen Temperaturen und Frequenzen (links) können über die Frequenz so verschoben werden, dass für eine Referenztemperatur eine stetige Kurve entsteht (rechts).

Für die Referenztemperatur 20 °C werden alle ermittelten Masterfunktionen, getrennt nach Normalspannung, vergleichend in Diagrammen zusammengestellt. Die Parameter der Masterfunktionen können dem Anhang 3.2 entnommen werden.

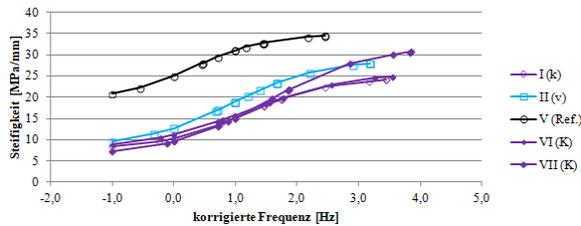


Bild 36: Masterfunktionen der dyn. Schersteifigkeiten der überprüften Varianten, Normalspannung: 0,5 MPa, Referenztemperatur: 20 °C.

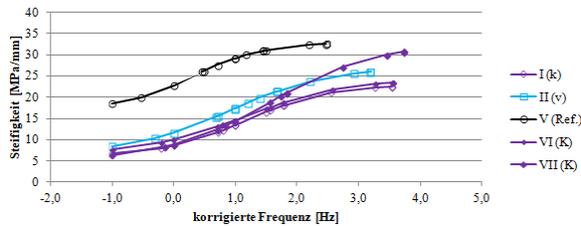


Bild 36. Masterfunktionen der dyn. Schersteifigkeiten der überprüften Varianten, Normalspannung: 0,25 MPa, Referenztemperatur: 20 °C.

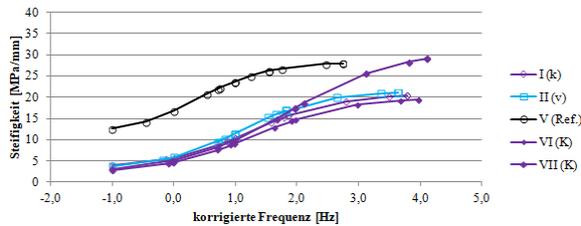


Bild 37: Masterfunktionen der dyn. Schersteifigkeiten der überprüften Varianten, Normalspannung: 0,0 MPa, Referenztemperatur: 20 °C.

Die Auswertung über die Masterfunktionen von Bild 35 bis Bild 37 lässt folgende Aussagen zu:

- Die Referenzvariante V, ohne Asphalteinlage, weist immer die höchsten Steifigkeiten auf.
- Jede Asphalteinlage vermindert die Schersteifigkeit.
- Im Bereich niedriger Frequenzen / hoher Temperaturen weist die Variante II (Vlies, ungefräst) die höchsten Steifigkeiten auf.
- Im Bereich höherer Frequenzen / niedriger Temperaturen weist die Variante VII (Kombi, gefräst) die höchsten Schersteifigkeiten auf.
- Variante VI (Kombi, gefräst) weist stets die geringsten Steifigkeiten auf.

Für eine einfache Bewertung der Ergebnisse kann eine Rangfolge angegeben werden:

$$V \Rightarrow (I + II + VII + VI),$$

für geringe Frequenzen, hohe Temperaturen und

$$V \Rightarrow VII \Rightarrow (II + I + VI),$$

für hohe Frequenzen, geringe Temperaturen.

Die Trennung mit einem Pfeil \Rightarrow stellt einen deutliche Differenz zwischen den Varianten dar, die Varianten innerhalb einer Klammer können als praktisch gleich angesehen werden.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass mit den hier gewählten Prüfbedingungen eine Bewertung der dynamischen Schersteifigkeit möglich ist. Es wird eine plausible Rangordnung bzgl. der untersuchten Varianten erzielt. Die Berechnung der Masterfunktion bei einer Referenztemperatur von 20 °C wird als zielführend angesehen.

3.2.2.2 Statische Scherversuche - Steifigkeit

Zur Prüfung der statischen Schersteifigkeit wurden die Abscherversuche gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80 so modifiziert, dass eine Schersteifigkeit ermittelt werden konnte. Abschließend wurde eine Auswahl der Probekörper aus dem Probefeld bzgl. der Schersteifigkeit bewertet.

Das in Deutschland üblicherweise verwendete Verfahren zur Bestimmung des Schichtenverbundes ist der statische, direkte Abscherversuch, der gemäß der Technischen Prüfvorschrift für Asphalt in Teil 80 (FGSV 2012a) beschrieben ist. Da dieser Versuch lediglich eine Maximalkraft aufzeichnet und den Probekörper während der Prüfung schädigt, muss der Prüfverlauf grundlegend verändert werden, um eine Schersteifigkeit zu ermitteln.

Bild 38 zeigt den Aufbau der Schervorrichtung, der sich aus zwei halbkreisförmigen Scherbacken (3) zusammensetzt, die aus Aluminium bestehen und

den Hauptrahmen bilden. Die Scherbacken werden parallel durch zwei Führungsstangen (2) gehalten.

Die Scherbacken (auswechselbar) sind geeignet für Bohrkern mit einem Durchmesser von 148-152 mm.

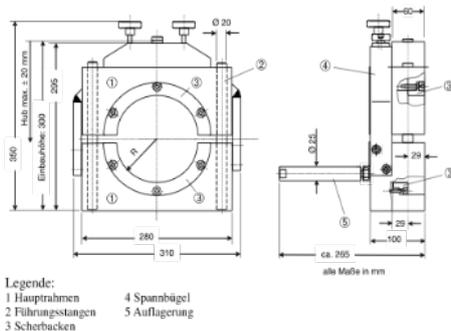


Bild 38: Aufbau einer Schervorrichtung gemäß TP Asphalt-StB Teil 80 (FGSV 2012a).

Zur Lasteinleitung wird eine Druckprüfmaschine mit einer Höchstlast von 50 kN eingesetzt, welche eine Vorschubgeschwindigkeit von 50 mm/min bis 0,001 mm/min erzeugen kann.

Die Bohrkern werden für mindestens 12 Stunden auf die entsprechende Prüftemperatur (im Regelfall 20° C) temperiert.

Der Versuchsablauf wurde so zu modifiziert, dass die Prüfungen unter kontrollierten Temperaturbedingungen durchgeführt werden und Scherspannungen bzw. Kräfte so aufgebracht werden konnten, dass nur geringe Verformungen erzwungen werden.

Ergebnis des Prüfverfahrens ist eine berechnete Scherspannung in der Schichtgrenze, welche ggf. Eingang in Dimensionierungsrechnungen finden kann.

Es wurden 6 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- Variante I, ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante II, ungefräste Unterlage, Vlies,
- Variante V, ungefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage,
- Variante VI, gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante VII, gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt und
- Variante XII, gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage.

Der Prüfumfang umfasste drei 3 Prüftemperaturen (20 °C, 15 °C, 10 °C). Je Prüftemperatur erfolgte jeweils eine Prüfung weggeregelt (3 Geschwindigkeiten) sowie kraftgeregelt (3 Geschwindigkeiten). Die Ergebnisse waren 3-fach belegt, so dass 6 Varianten in 18 Einzelversuche überprüft wurden, in Summe 108 Einzelversuche.

Modifikation des Prüfverfahrens

Es mussten Prüfbedingungen ermittelt werden, mit denen sowohl im weg- als auch im kraftgeregelt Prüfmodes Scherspannungen ohne Schädigung des Probekörpers gemessen werden können.

Als Bewertungsgrundlage wurde hierbei die Scherspannung in der Schichtgrenze ermittelt. Die Scherspannung ist gemäß Gleichung 1 definiert als der Quotient der maximalen Scherkraft durch die Fläche des Probekörpers.

Zum Ausgleich der Abhängigkeit der Schersteifigkeit von der Verformung bzw. Dehnung wurde mit dem Schermodul eine zweite Bewertungsgrundlage eingeführt:

$$\text{Schermodul} = \frac{\text{Schersteifigkeit}}{\text{Dehnung}} \text{ [MPa]} \quad \text{Gl. 7}$$

mit

$$\text{Dehnung} = \frac{\text{Scherverformung}}{\text{Durchmesser des Probekörpers}} \text{ [-]} \quad \text{Gl. 8}$$

In Bild 39 sind die Ergebnisse als Schersteifigkeit über die Zeit für unterschiedliche Schergeschwindigkeiten dargestellt.

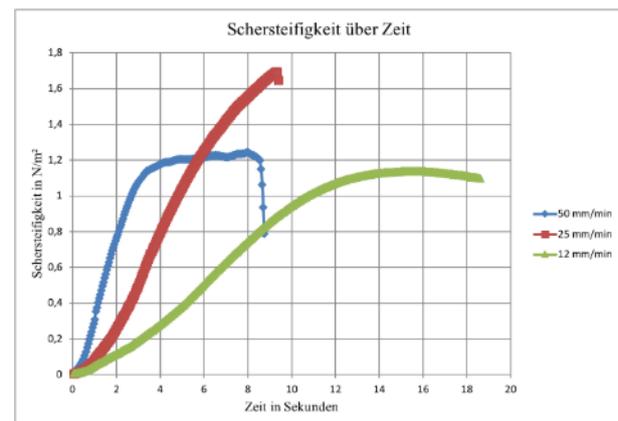


Bild 39: Ergebnisse von Scherversuchen: Scherspannung (Schersteifigkeit) über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Der Einfluss der Verformung des Probekörpers kann über die Darstellung des Schermoduls eliminiert werden, siehe Bild 42. Im Idealfall finden sich Abschnitte konstanter Moduln. Innerhalb dieser Abschnitte ist die erzwungene Verformung so gering, dass keine Schädigung auftritt und somit charakte-

ristische Eigenschaften in der Schichtgrenze bewertet werden können. Weiterhin wurde der gleiche Probekörper mit unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten schädigungsfrei überprüft.

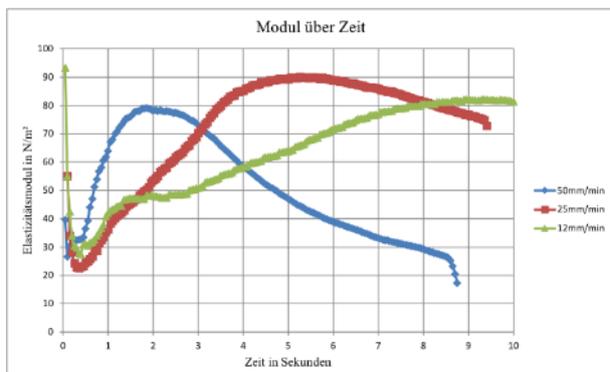


Bild 40: Schermodul über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Die Schermodulverläufe in Bild 42 zeigen keine konstanten Abschnitte, so dass davon ausgegangen werden kann, dass die Schergeschwindigkeiten zu hoch gewählt wurden.

In Testreihen wurde folglich die Geschwindigkeit mehrfach reduziert und bzgl. des Schermoduls bewertet. Als zielführend wurden die Geschwindigkeiten 0,1 mm/min, 0,2 mm/min und 0,3 mm/min angesehen. Der Vorschub wurde jeweils bei Erreichen einer Maximalkraft von 150 N angehalten, um eine Schädigung des Probekörpers auszuschließen.

Bild 43 zeigt ein Beispiel für die Abhängigkeit des Schermoduls von der aufgetragenen Dehnung des Probekörpers. Es stellt sich der gewünschte lineare, überwiegend konstante Verlauf ein.

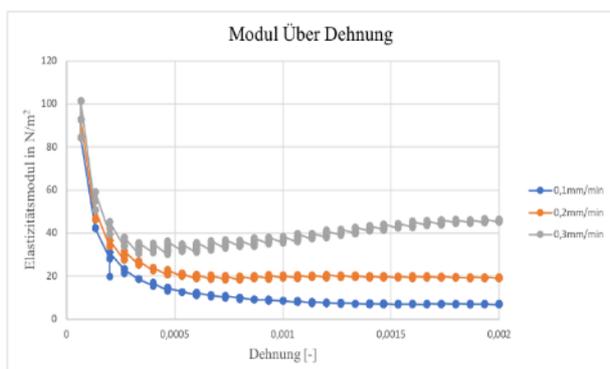


Bild 41: Schermodul über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Die Abhängigkeit von der Schergeschwindigkeit ist plausibel und liegt in einer als realistisch angesehenen Größenordnung. Auch nach mehrfacher Durchführung der Prüfung an der gleichen Stelle des Probekörpers konnten keine Veränderungen in den

Ergebnissen ermittelt werden, so dass die Prüfungen als schädigungsfrei angesehen werden.

Neben den weggeregelten Prüfungen wurde auch untersucht, ob kraftgeregelte Prüfungen möglich sind. Es musste also, analog zur Wegregelung, eine schädigungsfreie kraftgeregelte Belastungsgeschwindigkeit gefunden werden.

Dazu wurden in mehreren Testreihen die Belastungsgeschwindigkeiten [N/s] variiert. Als zielführend haben sich die drei Geschwindigkeiten 2 N/s, 3 N/s und 4 N/s erwiesen, siehe Bild 42. Als Maximalkraft wurde wiederum 150 N gewählt.

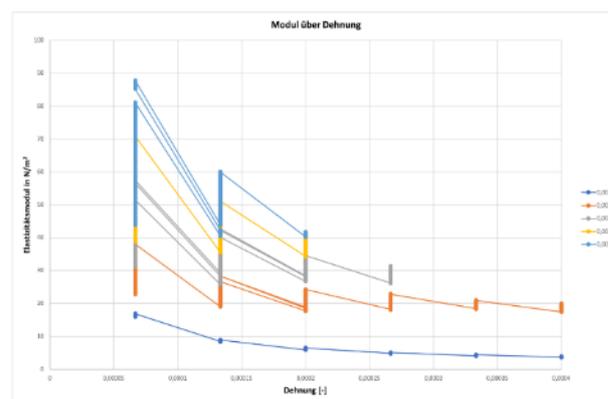


Bild 42: Schermodul über die Zeit unter Variation der Belastungsgeschwindigkeit.

Bild 42 zeigt Sprünge im Verlauf des Schermoduls in Abhängigkeit von der Dehnung. Diese sind technisch bedingt. Die Auflösung des Wegaufnehmer beträgt 0,01 mm, so dass bei dieser geringen Belastungsgeschwindigkeit über einen längeren Zeitraum (wenige Sekunden) keine Veränderungen gemessen werden. Werden die Messwerte über die Zeit bzw. über die Kraft dargestellt ergeben sich Kurvenverläufe ohne Sprünge.

Für die Kraftregelung kann eine feste Versuchsdauer angegeben werden: Bei 0,002 kN/s werden 75 s, bei 0,003 kN/s werden 50 s und bei 0,004 kN/s werden 37,5 s benötigt.

Prüfergebnisse

Typische Verläufe der Schermoduln für die überprüften Varianten zeigt Bild 43 für eine Wegregelung mit 0,1 mm/min und mit einer Prüftemperatur von $T = 20 \text{ }^{\circ}\text{C}$.

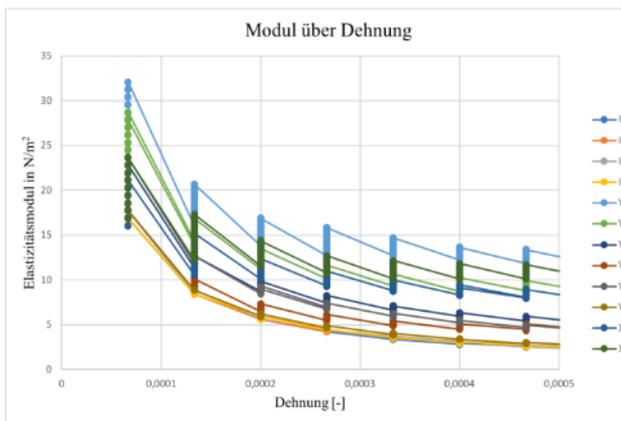


Bild 43: Beispiel für den Schermodul über die Dehnung der verschiedenen Varianten, Wegregelung bei 0,1 mm/min, $T = 20\text{ °C}$.

Da eine Auswertung über die Kurvenverläufe nicht praktikabel ist, wurde ein repräsentativer Zahlenwert des jeweiligen Kurvenverlaufes definiert: Der Schermodul bei einer Dehnung von 0,0002, sowohl für weg- als auch kraftgeregelten Prüfungen.

Die so gewonnenen Ergebnisse der weggeregelten Prüfungen sind in den folgenden Bildern getrennt nach Prüftemperatur dargestellt.

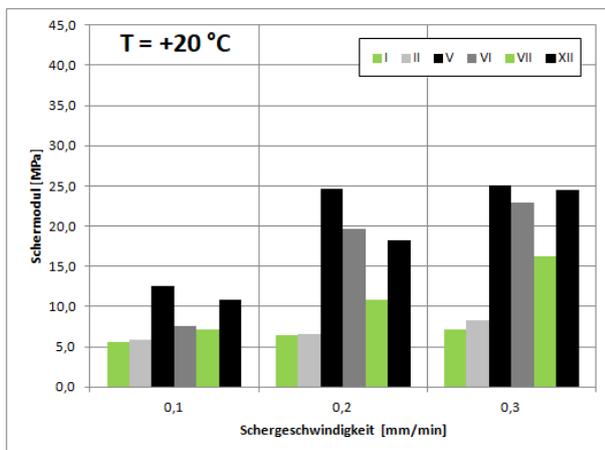


Bild 44: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 20\text{ °C}$.

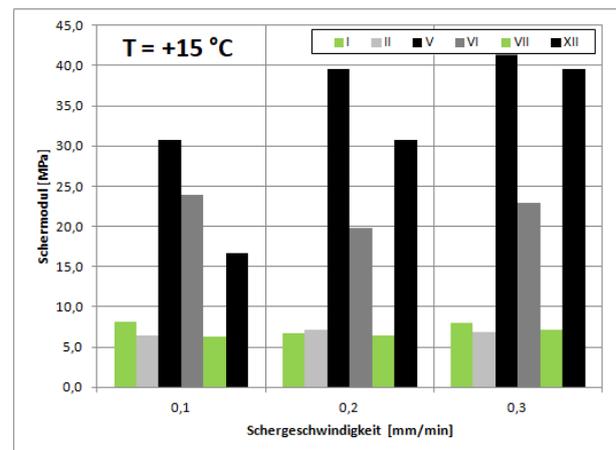


Bild 45: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 15\text{ °C}$.

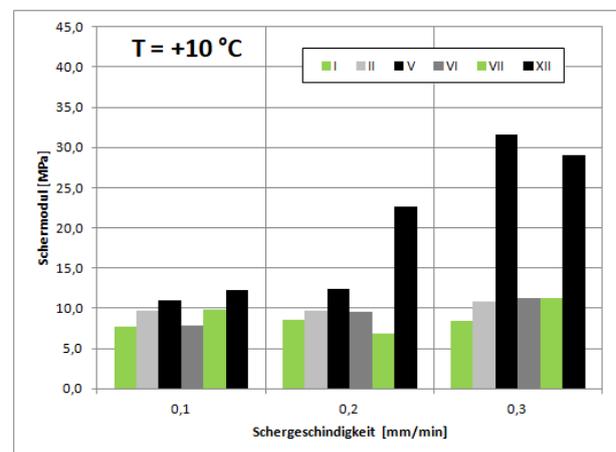


Bild 46: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 10\text{ °C}$.

Generell wiesen die Referenzvarianten V und XII (ohne Einlage) eine Abhängigkeit von der Schergeschwindigkeit auf. Bei einer Prüftemperatur von 20 °C (Bild 44) auch die Varianten VI und VII.

Die beiden Referenzvarianten V und XII wiesen über alle Temperaturen die höchsten Werte auf, gefolgt von Variante VI.

Bei einer Prüftemperatur von 10 °C (Bild 46) lagen die vier Varianten mit Einlagen (I, II, VI und VII) alle auf einem vergleichbaren Niveau, bei 15 °C (Bild 45) wies Variante VI ein höheres Niveau auf, bei 20 °C (Bild 44) stiegen auch die Werte von Variante VII etwas an.

Zur Bewertung der Varianten wurde die Rangordnung als Summe über die Schermoduln bestimmt. In Abhängigkeit der Prüftemperatur ergibt sich folgende Reihung in absteigender Reihenfolge:

20 °C : V - XII - VI - VII - II - I

15 °C : V - XII - VI - I - II - VII

10 °C: XII - V - II - VI - VII - I

Generell wiesen die Referenzvarianten V und XII die höchsten Schermoduln auf, gefolgt von Variante VI. Variante II (Vlies) lag knapp über Variante I. Der Vergleich der Variante I und VII (gleiches Produkt) wies leichte Vorteile der Variante VII auf, also der gefrästen Variante.

Eine Rangordnung über alle Prüftemperaturen durch Darstellung der Summe der Schermoduln zeigt Bild 47. Demnach wies die Referenzvariante V (ungefräst) die höchsten Moduln auf, dicht gefolgt von Referenzvariante XII (gefräst). Variante VII lag mit Abstand vor den weiteren Varianten mit Einlage. Der Unterschied der verbleibenden drei Varianten war nicht sehr deutlich. Variante VII lag etwas oberhalb der Varianten II und I.

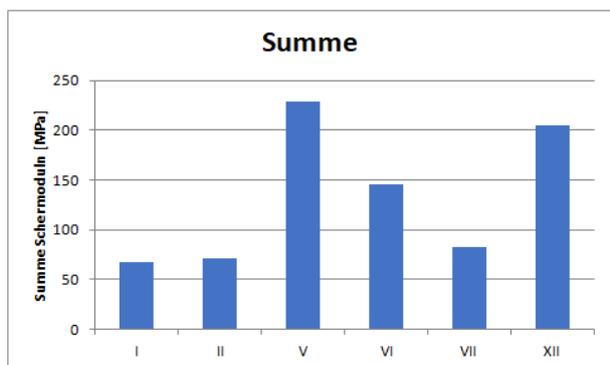


Bild 47: Summe aller Schermoduln als Bewertungsmaß der weggeregelten Prüfungen.

Ergänzend sind die Ergebnisse der kraftgeregelten Prüfungen in den folgenden Bildern getrennt nach Prüftemperatur dargestellt.

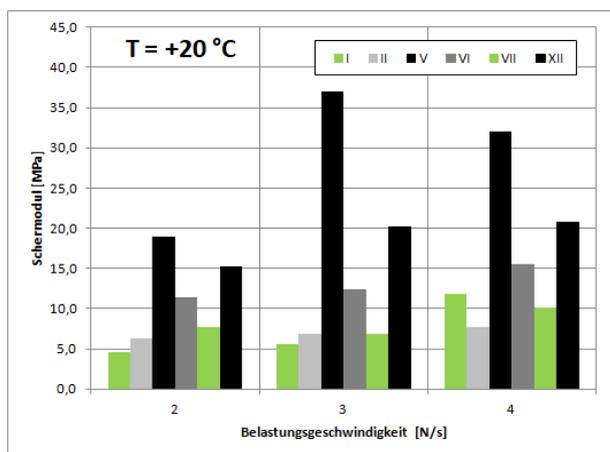


Bild 48: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, T = 20 °C.

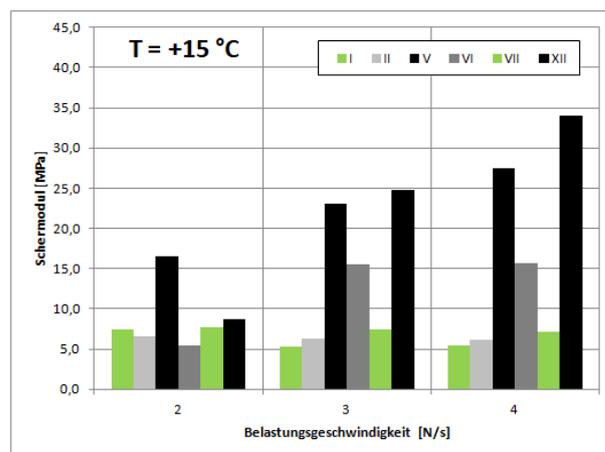


Bild 49: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, T = 15 °C.

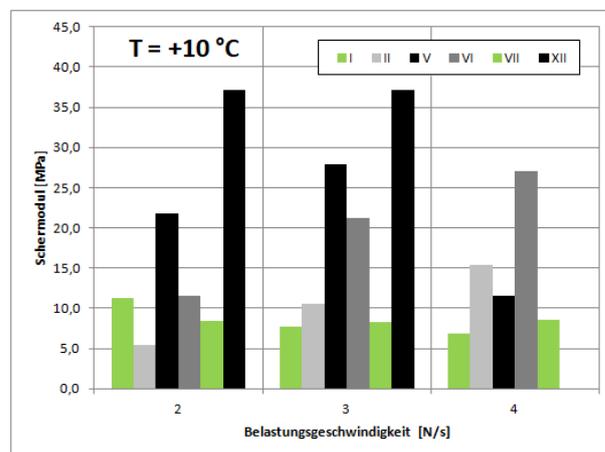


Bild 50: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, T = 10 °C.

Auch im kraftgeregelten Modus wiesen die Referenzvarianten V und XII (beide ohne Einlage) die höchsten Schermoduln auf (Ausnahme: T = 10 °C, 4 N/s), gefolgt von Variante VI. Prinzipiell konnte für diese beiden Varianten eine Abhängigkeit von der Belastungsgeschwindigkeit erkannt werden. Auch Variante VI wies diese Abhängigkeit auf.

Sowohl innerhalb einer Prüftemperatur, als auch über alle Prüftemperaturen hinweg waren Tendenzen bzgl. der Varianten kaum erkennbar.

Daher wurde auch hier zur Bewertung der Varianten die Rangordnung anhand der Summe über die Schermoduln bestimmt. In Abhängigkeit der Prüftemperatur ergab sich in absteigender Reihenfolge:

20 °C: V - XII - VI - VII - I - II

15 °C: XII - V - VI - VII - II - I

10 °C: XII - V - VI - II - I - VII

Generell wiesen wiederum die Referenzvarianten V und XII die höchsten Schermoduln auf, gefolgt von

Variante VI. Variante II (Vlies) lag wieder knapp über Variante I. Der Vergleich der Variante I und VII (gleiches Produkt) wies leichte Vorteile der Variante VII auf, also der gefrästen Variante.

In Bild 51 ist wieder die Rangordnung über alle Prüftemperaturen anhand der Summe der Schermoduln dargestellt. Die Reihenfolge entspricht qualitativ, wie auch quantitativ der Reihenfolge der weggeregelter Prüfungen. Demnach wies die Referenzvariante V (ungefräst) die höchsten Moduln auf, dicht gefolgt von Referenzvariante XII (gefräst). Variante VII lag mit Abstand vor den weiteren Varianten mit Einlage. Der Unterschied der verbleibenden drei Varianten war auch hier nicht sehr deutlich. Variante VII lag etwas oberhalb der Varianten II und I.

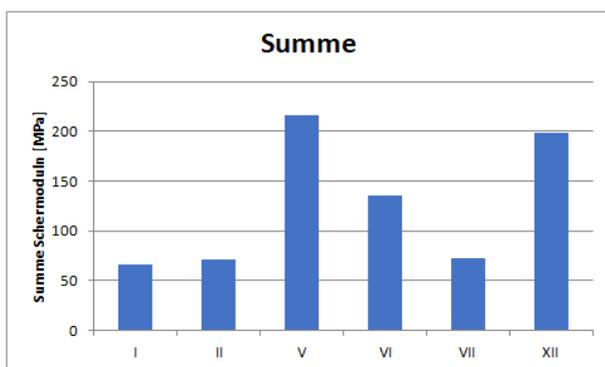


Bild 51: Summe aller Schermoduln als Bewertungsmaß der kraftgeregelten Prüfungen.

Insgesamt weist die Gruppe mit den beiden Referenzvarianten (V und XII) stets die höchsten Schersteifigkeiten auf. Danach folgt Variante VI (Kombiprodukt, gefräste Unterlage). Die Varianten VII (K), II (v) und I (k) bilden wiederum die Gruppe mit den geringsten Schersteifigkeiten.

Demnach ist jeder Einsatz von Asphalteinlagen von Nachteil für die Schersteifigkeit. Die Variante VI (Kombiprodukt) wurde im Gegensatz zu den weiteren Varianten in der Schichtgrenze nur einmal mit Emulsion besprüht. Weiterhin weist die Struktur des Gitters eine sogenannte „Rippenform“ auf. Einer dieser Unterschiede, oder eine Kombination daraus, bewirkt die höheren Schersteifigkeiten gegenüber den Varianten VII (K), II (v) und I (k). Die Varianten I und VII (gleiches Produkt mit hoher Anspritzmenge) unterscheiden sich kaum voneinander. Variante VII (gefräster Untergrund) weist gegenüber Variante I (ungefräster Untergrund) nur gering höhere Schersteifigkeiten auf. Die Variante II (Vlies auf ungefrästem Untergrund) liegt auf einem vergleichbaren Niveau. Dies lässt die Schlussfolgerung zu, dass die Bitumenfilmdicke zwischen den Schichten einen relevanten Einfluss auf die Scherfestigkeit ausübt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass mit den hier gewählten Prüfbedingungen die Bewertung der Schersteifigkeit möglich ist. Sowohl weggeregelt als auch kraftgeregelt wird eine vergleichbare Rangordnung bzgl. der untersuchten Varianten erzielt.

Dabei wird der weggeregelter Prüfung der Vorzug gegeben, da gleichmäßigere Ergebnisse über alle Temperaturen erreicht werden. Bei Wahl einer einzigen Prüftemperatur wird 20 °C vorgeschlagen, da diese die beste Annäherung an die Reihenfolge über alle Prüftemperaturen darstellt.

3.2.2.3 Abscherversuch - Schichtenverbund

Zusätzlich zum geplanten Prüfprogramm wurde überprüft, ob eine Korrelation der ermittelten Schersteifigkeiten mit den Ergebnissen aus Abscherversuchen besteht. Dazu wurden die Ergebnisse der Schersteifigkeit (statisch) bei $T = 20\text{ °C}$ den Ergebnissen aus Abscherversuchen gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80 verglichen. Es wurden jeweils zwei Bohrkern der bereits überprüften Varianten eines Abscherversuchs unterzogen. Die Prüfung der statischen Schersteifigkeit ist im Regelfall zerstörungsfrei, so dass von keiner bzw. einer nur sehr geringen Belastung der Bohrkern ausgegangen wurde.

Korrelationen der ermittelten maximalen Scherkraft zu den Schersteifigkeiten bei $T = 20\text{ °C}$ und unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten sind in Bild 52 dargestellt. Die Einzelergebnisse der Abscherversuche können dem Anhang 3.4 entnommen werden.

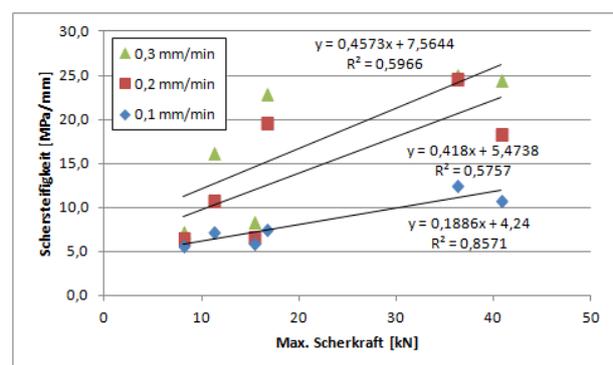


Bild 52: Korrelationen der max. Scherkraft aus Abscherversuchen (TP A, Teil 80) und Schersteifigkeiten (statisch, $T = 20\text{ °C}$) bei unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten.

Bild 52 zeigt die beste Regression für eine Schergeschwindigkeit von 0,1 mm/min. Diese Ergebnisse sind in Bild 53 detailliert dargestellt.

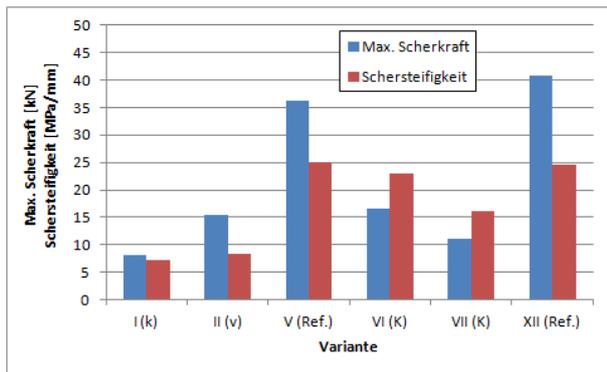


Bild 53: Vergleich der max. Scherkraft aus Abscherversuchen (TP A, Teil 80) und der Schersteifigkeit (statisch, $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$; $0,1\text{ mm/min}$).

Grundsätzlich erzielte der Abscherversuch für die Referenzvarianten V und XII (ohne Einlage) die höchsten Scherkräfte, wie auch bei der Schersteifigkeit. Variante VI (Kombiprodukt), welche hohe Schersteifigkeiten erreichte, fiel bei den Abscherversuchen auf das Niveau der Variante II (Vlies). Das niedrigste Niveau erreichte Variante I (Kombiprodukt, ungefräst) in beiden Prüfverfahren.

Die hohen Scherkräfte der Variante II (Vlies) beim Abscherversuch können mit der guten Klebkraft des Bitumens der Bitumenemulsion begründet werden. Hinzu kommt ein gleichmäßiger Querschnitt, ohne den Verbund behindernde Einlagen (siehe Varianten I und VII (gleiches Kombiprodukt)). Die Scherkräfte der Variante VI (Kombiprodukt) werden als gering angesehen. Aufgrund der besonderen Struktur des Gitters wurden höhere Kräfte erwartet. Wiederholungen der Abscherversuche bestätigten das eher geringe Niveau.

Insgesamt konnte mit einem Bestimmtheitsmaß von $\sim 86\%$ (Bild 52) eine vermeintlich gute Korrelation zu den Schersteifigkeiten bei $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$ nachgewiesen werden. Dies betraf jedoch im Wesentlichen den Unterschied zwischen den Referenzvarianten ohne Einlage und alle weiteren Varianten mit Einlagen. Im Detail bestehen signifikante Unterschiede.

3.2.2.4 Zyklische Scherversuche - Ermüdung

Die zyklische Scherermüdungsprüfung (entwickelt am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig, dokumentiert in (Wistuba et al. 2016) diente der Bestimmung der Scherermüdung in der Schichtgrenze.

Vor den Prüfungen zum Scher-Ermüdungswiderstand wird mit einem verkürzten Test die Schersteifigkeit der Proben ermittelt. Damit wird der Amplitudenbereich für die Scher-Ermüdungsprüfungen festgelegt.

Die Prüfvorrichtung und auch die Probenpräparation entsprechen den Angaben aus Kapitel 3.2.2.1 und können dort entnommen werden.

Bild 54. Beispiel einer Scher-Steifigkeitsprüfung in Form eines Amplitudensweeps, Stufenweise Erhöhung der Scheramplitude, insgesamt 25 Stufen und jeweils 200 Lastwechseln, bis zum Bruch des Probekörpers. Bild 54 zeigt ein Beispiel für eine Scher-Steifigkeitsprüfung, in dem die Amplitude stufenweise erhöht wird, bis zum Bruch des Probekörpers.

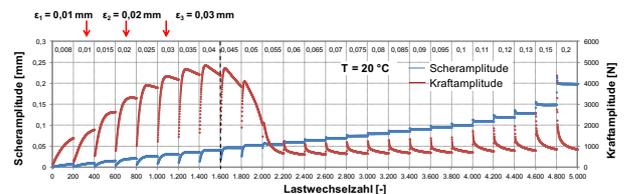


Bild 54. Beispiel einer Scher-Steifigkeitsprüfung in Form eines Amplitudensweeps, Stufenweise Erhöhung der Scheramplitude, insgesamt 25 Stufen und jeweils 200 Lastwechseln, bis zum Bruch des Probekörpers.

Anhand der Ergebnisse aus der Scher-Steifigkeitsprüfung werden (im Regelfall) drei Scheramplituden ausgewählt, welche eine möglichst große Spreizung bzgl. der Scher-Ermüdungseigenschaften erwarten lassen. Im obigen Beispiel (Bild 54) wurden Scheramplituden von $0,01\text{ mm}$, $0,02\text{ mm}$ und $0,03\text{ mm}$ ausgewählt. Mit diesen Scheramplituden wurden üblicherweise drei Prüfungen zum Scher-Ermüdungswiderstand bei $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$, ohne Normspannung, durchgeführt. Als Ergebnis einer Einzelprüfung wurde das Kriterium N_{f50} (siehe dazu Kapitel 3.2.3.1) herangezogen. Die so erhaltenen Ergebnisse werden in einem Diagramm zusammengestellt und über eine Regression als sogenannte Wöhler-Linie ausgewertet, wie in Bild 55 dargestellt.

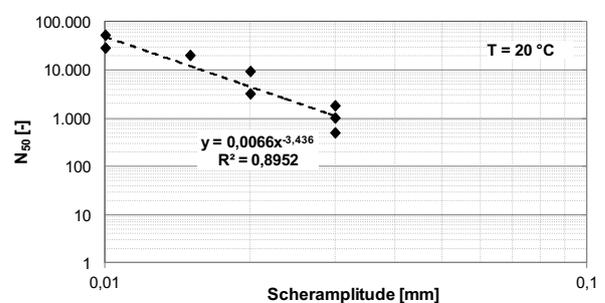


Bild 55: Beispiel für das Ergebnis aus einer Scher-Ermüdungsprüfung zur Ermittlung des Scher-Ermüdungswiderstands in Form einer Wöhler-Linie.

Die ermittelten Wöhler-Linien werden abschließend vergleichend bewertet.

Zusätzlich wurde überprüft, ob eine Auswertung über den Makroriss nach (Rowe und Boulidin 2000) möglich ist. Dabei wurde für jeden Versuch eine vereinfachte Energy Ratio ER über die Anzahl der Lastwechsel aufgetragen und der Hochpunkt der Kurve als Zeitpunkt der Makrorissbildung definiert. Die zugehörige Lastwechselzahl wird als Ermüdungskriterium N_{Makro} definiert.

Es wurden 6 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- Variante II (v), ungefräste Unterlage, Vlies,
- Variante III (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante V (Ref.), ungefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage,
- Variante VIII (V), gefräste Unterlage, Vlies,
- Variante XI (G), gefräste Unterlage, Gitter und
- Variante XII (Ref.), gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage.

Der Prüfumfang umfasste je Variante 3 Scheramplituden bei mindestens zweifacher Belegung. Die Prüftemperatur betrug 20 °C bei einer konstanten Frequenz von 10 Hz.

Die Ergebnisse N_{f50} werden zunächst für jede Variante grafisch präsentiert. Ein tabellarische Darstellung kann dem Anhang 3.5 entnommen werden. Dort sind auch die Ergebnisse N_{Makro} dokumentiert. Dieses Kriterium wird jedoch nur in wenigen Fällen erreicht. Da diese wenigen Ergebnisse N_{Makro} die gleiche Tendenz wie die Ergebnisse N_{f50} aufweisen, wird von einer weiteren Auswertung abgesehen.

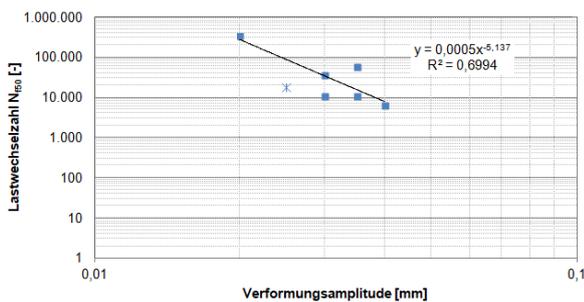


Bild 56: Variante II (Vlies, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

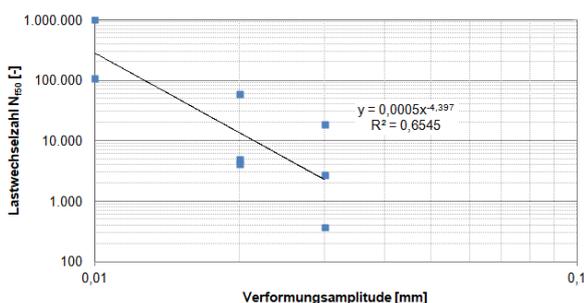


Bild 57: Variante III (Gitter, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

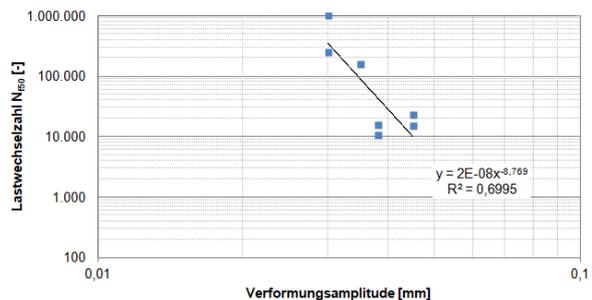


Bild 58: Variante V (Referenz, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

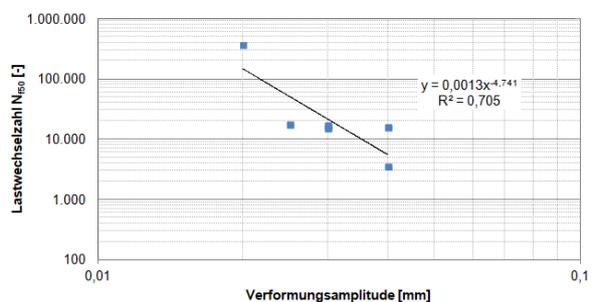


Bild 59: Variante VIII (Vlies, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

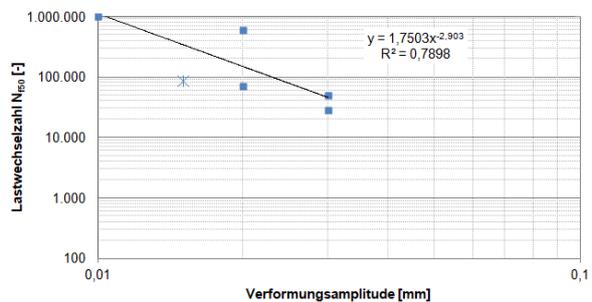


Bild 60: Variante XI (Gitter, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

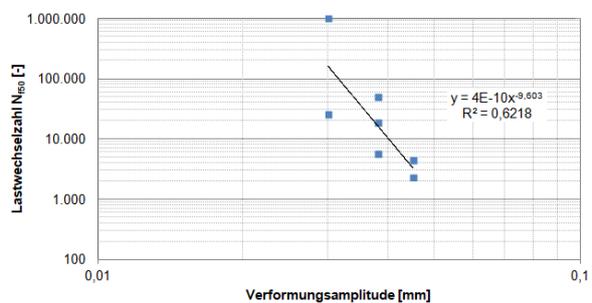


Bild 61: Variante XII (Referenz, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.

Die Betrachtung der einzelnen Varianten zeigt zum Teil verhältnismäßig hohe Streuungen der Einzel-

werte. Die Bestimmtheitsmaß der Regressionen liegen dementsprechend auf einem verhältnismäßig niedrigen Niveau von 62 % bis 79 %.

Die ermittelten Wöhler-Linien werden in Bild 75 zusammengefasst, um mögliche Unterschiede der Varianten zu erkennen.

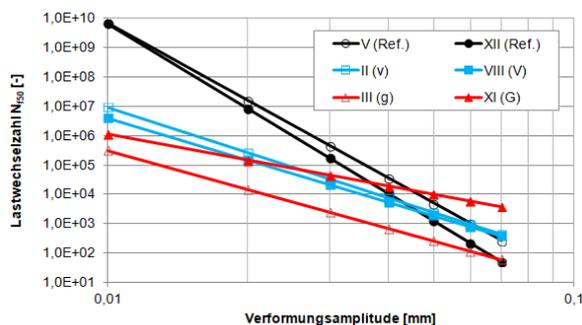


Bild 62: Ergebnisse zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands, Wöhler-Linien aller Varianten.

Die Analyse von Bild 75 zeigt zunächst ein deutlich abweichendes Verhalten der beiden Referenzvarianten (V und XII, ohne Einlagen). Für geringe Verformungsamplituden weisen beide Varianten einen deutlich höheren Ermüdungswiderstand gegenüber allen Varianten mit Asphalteinlagen auf.

Dieses Verhalten deckt sich mit den Ergebnissen zu den statischen und zyklischen Schersteifigkeiten.

Beide Referenzvarianten weisen eine stärkere Neigung auf, als alle Varianten mit Asphalteinlagen. Bei höheren Verformungsamplituden liegen die Ergebnisse auf Höhe der Varianten mit Asphalteinlage bzw. darunter. Der Einsatz von Asphalteinlagen mindert offensichtlich die Abhängigkeit von der Verformungsamplitude.

Die Varianten mit Vlies (II und VIII) weisen ein sehr ähnliches Verhalten auf, wobei die Variante auf ungefräster Unterlage (II) tendenziell ein besseres Ermüdungswiderstand aufweist.

Die Variante XI mit Gitter auf gefräster Unterlage liegt für geringe Verformungsamplituden noch unterhalb der Ergebnisse der Varianten mit Vlies, weist bei hohen Amplituden jedoch den höchsten Ermüdungswiderstand auf.

Die Variante III mit Gitter auf ungefräster Unterlage weist immer die geringsten Ermüdungswiderstände auf. Ursächlich könnte das nicht umhüllte Glasfasermaterial in Kombination mit der einmaligen Emulsionsaufbringung sein.

Insgesamt sind die Varianten mit Asphalteinlage erst bei höheren Verformungsamplituden den Varianten ohne Einlage gleichwertig.

3.2.2.5 Statische Keilspaltversuche – spannungsabbauende Wirkung

Der Keilspaltversuchs nach Tschegg (Tschegg 1986) ermöglicht die Analyse bruchmechanischer Materialeigenschaften im Labor. Während diese zunächst an Beton-Probekörpern durchgeführt wurden (Tschegg 1991), führte Tschegg bald den Keilspaltversuch an Asphaltprobekörpern ein (Tschegg 1997). Auch an Asphalteinlagen wurden mit verschiedenen Versuchsvarianten experimentiert, Bsp.: (Lugmayr 2010).

Prüfverfahren

In einer Variante des Keilspaltversuchs wird eine horizontale Spaltkraft in Verlegerichtung der Asphalteinlagen aufgebracht. Dadurch wird weggeregelt ein fortlaufender Rissprozess erzwungen. Der Versuch ist mit der Keilspalteinrichtung in einer Standard-Druckprüfmaschine realisierbar (siehe Bild 63).

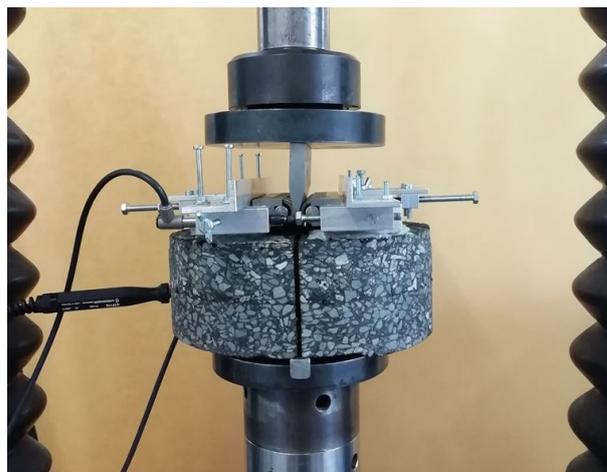


Bild 63: Bohrkern 220 mm mit Auflagerklötzen und Keilspalteinrichtung mit Wegaufnehmer und Thermometer in einer Standard-Druckprüfmaschine

Für die Auswertung werden die Rissöffnungsweite und die zugehörige Spaltkraft betrachtet. Bei homogenen Probekörpern verläuft die Rissausbreitung stetig. Dabei ändert sich durch Fortschreiten des Rissufers der Hebelarm zwischen Rissufer und Krafteinleitungspunkt. Die aufzubringende Spaltkraft wird demnach mit fortschreitender Rissfortpflanzung geringer.

Je nach Ausprägung des plastischen Verformungsanteils kann man anhand der Kurve ein nahezu sprödes bis ausgeprägt plastisches Materialverhalten erkennen (Siehe Bild 64).

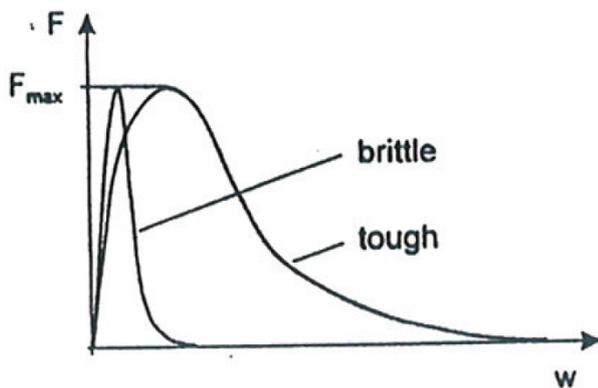


Bild 64: Last-Verformungs-Diagramm von sprödem (brittle) und zäh plastischem (tough) Materialverhalten (Tschegg 1999)

Versuchsvorbereitung

Für die Durchführung des statischen Keilspaltversuches wurden aus der Testfläche Bohrkerne mit einem Durchmesser von 220 mm entnommen. Da die Versuchsauswertung neben der Prüftemperatur stark von der Prüfgeometrie beeinflusst wird, wurde auf eine möglichst gleichartige Probenvorbereitung Wert gelegt. Dabei wurde angestrebt, die Bohrkerne bezüglich der Probekörpergeometrie, der Lage der Asphalteinlage und des Kräfteinleitungspunktes geometrisch vergleichbar herzustellen bzw. vorzubereiten. Um eine an die Praxis orientierte Rissausbreitung von Tragschicht in Richtung Deckschicht zu erzeugen, muss die Kraft in die Tragschichtebene eingeleitet werden. Dafür hat sich aus vorangehenden Versuchen die Applikation von Auflagerplatten bewährt. Diese dienen als Auflager sowie als Schablone zur Probenvorbereitung. Um Temperatureinflüsse gering zu halten, sind die Probekörper ausreichend lange auf die vorgesehene Prüftemperatur vorzutemperieren und während der Versuchsdurchführung ist laufend die Kerntemperatur zu messen.

Prüfplan

Es wurden 6 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- I (k),
- II (v),
- V (Ref.),
- VI (K),
- VII (K),
- XII (Ref).

Aufgrund unerwarteter Ergebnisse bei dynamischen Keilspaltversuchen wurden ausgewählte Probekörper folgender Varianten orientierend in einer Abwandlung des Versuchs getestet:

- I (k),

- II (v),
- V (Ref.),
- VII (K),
- XII (Ref).

Der Prüfumfang umfasste 2 Prüftemperaturen ($T_1 = 0\text{ °C}$, $T_2 = -10\text{ °C}$). Die Ergebnisse wurden 4-fach belegt, so dass 6 Varianten mit je 8 Einzelversuchen geprüft wurden; in Summe 48 Einzelversuche. Die zusätzlichen, orientierenden Prüfungen wurden bei $T_1 = 0\text{ °C}$ durchgeführt.

Die Versuchsreihe wurde nahezu wie geplant durchgeführt. Folgende Abweichungen ergaben sich zum geplanten Prüfumfang.

- I (k), $T_1 = 0\text{ °C}$; 2-fach belegt auf Grund eines Probekörperdefekts und eines Versuchsfehlers,
- V (Ref.), $T_1 = 0\text{ °C}$; 7-fach belegt auf Grund zusätzlicher Kapazitäten der Referenz-Probekörper,
- VI (K), $T_1 = 0\text{ °C}$; 3-fach belegt auf Grund eines Versuchsfehlers,
- XII (Ref.), $T_1 = 0\text{ °C}$; 5-fach belegt auf Grund zusätzlicher Kapazitäten der Referenz-Probekörper,
- I (k), $T_2 = -10\text{ °C}$; 2-fach belegt auf Grund zweier Probekörperdefekte
- VII (K), $T_2 = -10\text{ °C}$, 3-fach belegt auf Grund eines Versuchsfehlers.

Erwartete Versuchsergebnisse

Der statische Keilspaltversuch erlaubt eine Beurteilung der Bruchenergie, die für den Rissfortschritt im Probekörper aufgewendet werden muss.

In Bezug auf Asphalteinlagen mit spannungsabbauender Wirkung sollte deren Potential beurteilt werden, Spannung aus tieferliegenden Schichten durch Verformungen im Einlagensystem so abzubauen, dass eine Schädigung der darüber liegenden Schichten reduziert oder verhindert wird. Trifft das Rissufer auf die Asphalteinlage, ist ein zumindest zeitweiliger Stopp der Rissfortpflanzung bei fortwährender Öffnung der Rissbreite und tendenziell gleichbleibender Spaltkraft zu erwarten. Dies bildet sich im Beispieldiagramm mit einer Kurve ab, die im Verlauf länger auf höherem Spaltkraftniveau bleibt (siehe Bild 65).

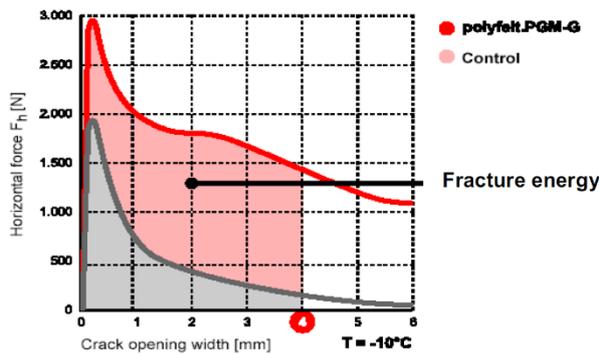


Bild 65: Darstellung der erhöhten Bruchenergie bei der Verwendung von Asphaltteinlagen (LUGMAYR 2002)

Aufgrund der unterschiedlich ausgeprägten spannungsabbauenden Wirkung der ausgewählten Asphaltteinlagen war eine bewertbare Änderung im Kurvenverlauf der Auswertung von Spaltkraft und Rissöffnungsweite zu erwarten. Dazu wurde die erbrachte spezifische Bruchenergie anhand der Fläche unter einem festgelegten Kurvenabschnitt ausgewertet.

Ein bekannter Einflussfaktor auf den Kurvenverlauf der Kraft-Weg-Diagramme ist der vom Rissfortschritt abhängig veränderliche Hebelarm in der Kraffteinleitung. Mit den zusätzlichen Versuchen außerhalb des vorgesehenen Prüfplans sollen Erkenntnisse über die wirkende Kraft am Rissufer gewonnen werden.

Versuchsergebnisse

Die optische Überprüfung der Versuchsergebnisse anhand der Kraft-Weg-Diagramme zeigt in Bezug auf die einzelnen Varianten bei beiden Prüftemperaturen reproduzierbare Ergebnisse (vgl. beispielhaft Bild 66 und Bild 67).

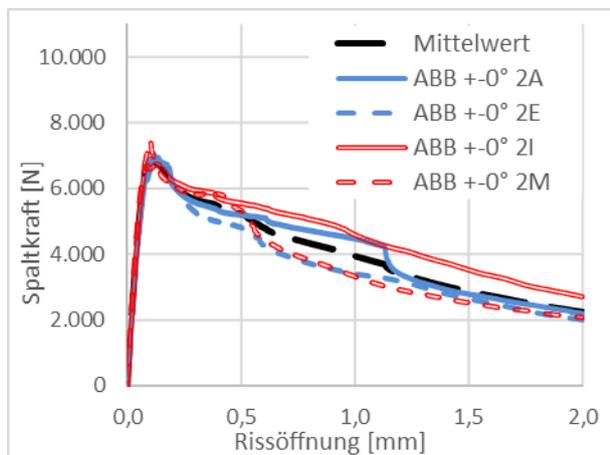


Bild 66: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante II (v), T1 = 0 °C

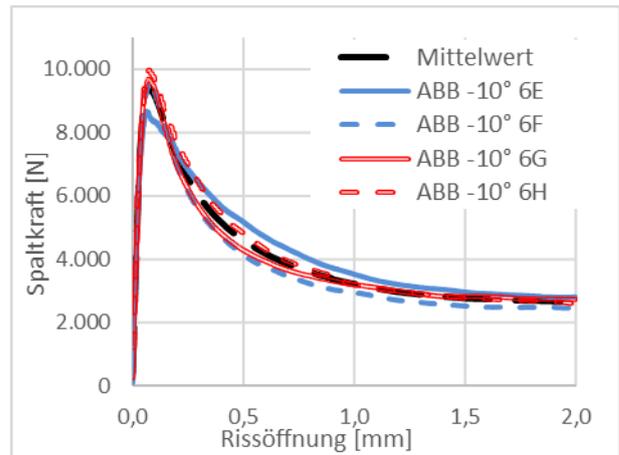


Bild 67: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante VI (K), T2 = -10 °C

Auch die Möglichkeit der qualitativen Unterscheidung des Rissverhaltens der unterschiedlichen Varianten ist bei beiden Prüftemperaturen gegeben (vgl. Bild 68 und Bild 69). Anhand der Versuchsergebnisse aller mit dem statischen Keilspaltversuch geprüften Varianten - Spannungsabbau und Spannungsaufnahme bei beiden Prüftemperaturen - erscheint eine Auswertung anhand der folgenden Parameter sinnvoll.

- spezifische Bruchenergie bis zu einer Rissöffnung von 2,0 mm $G_{f2,0}$ [Nmm/mm²]
- maximale Spaltkraft F_{max} [N]
- Spaltkraft bei einer Rissöffnung von 1,5 mm $F_{1,5}$ [N]

Die Ergebnisse werden in den Diagrammen Bild 70 bis Bild 75 dargestellt.

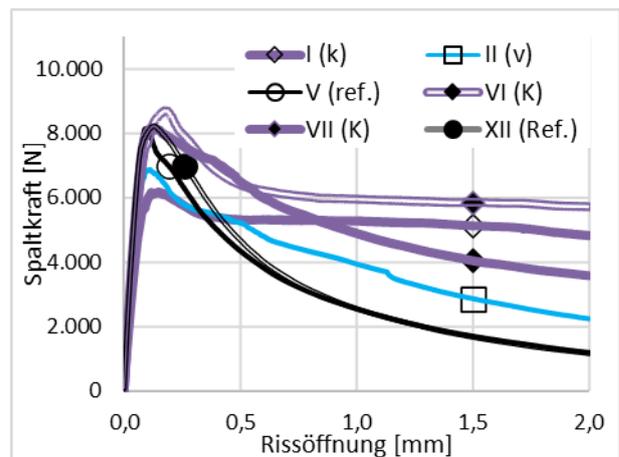


Bild 68: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsabbauenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, T1 = 0 °C

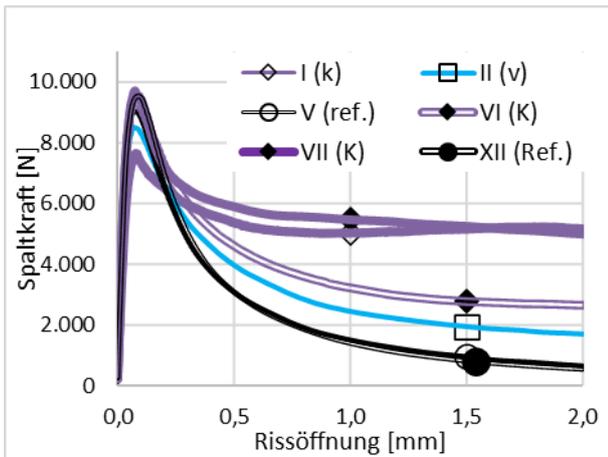


Bild 69: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsabbauenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, T2 = -10 °C

Bei der Auswertung der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$ sowie bei der Spaltkraft bei 1,5 mm Rissöffnung $F_{1,5}$ zeigen sich erhöhte Werte aller Einlagensysteme gegenüber der Referenzflächen. Dieser Effekt ist bei beiden Prüftemperaturen zu erkennen. Die maximale Spaltkraft F_{max} zeigt über alle Varianten keine wesentlichen Unterschiede auf. Dies lässt sich technisch dadurch erklären, dass bei Rissinitiation der Probekörper im Bereich der Einlage noch unversehrt ist und somit das Einlagensystem nicht kraftwirksam wird. Vielmehr wird möglicherweise durch Änderung im Schichtenverbund und damit einhergehender Änderung der Spannungsverteilung im Probekörper die maximale Spaltkraft F_{max} reduziert.

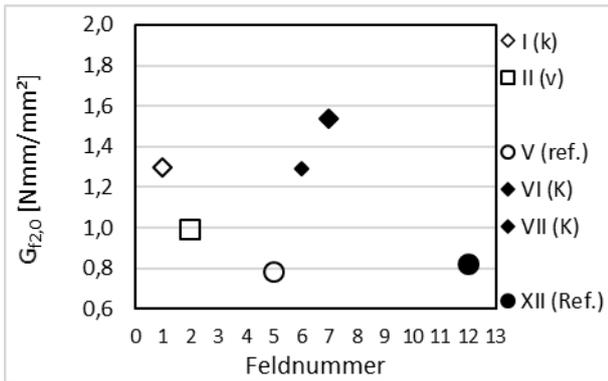


Bild 70: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, T1 = 0 °C

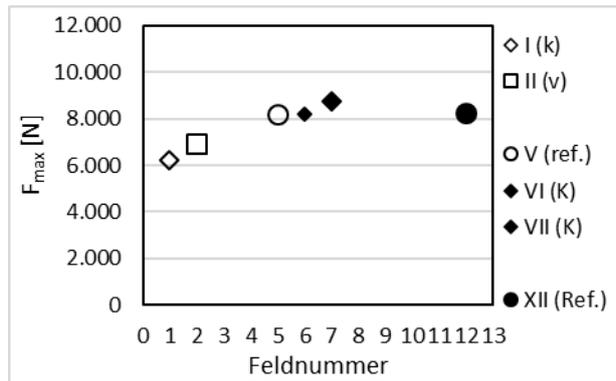


Bild 71: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , T1 = 0 °C

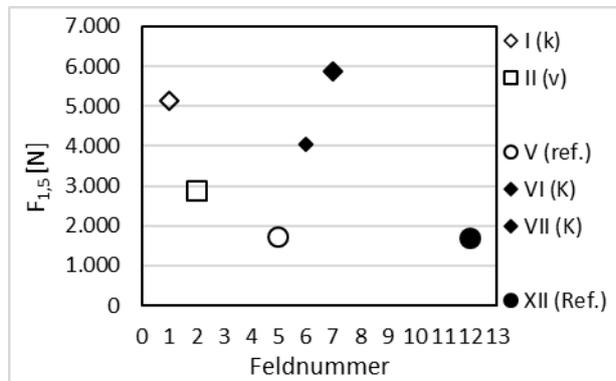


Bild 72: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, T1 = 0 °C

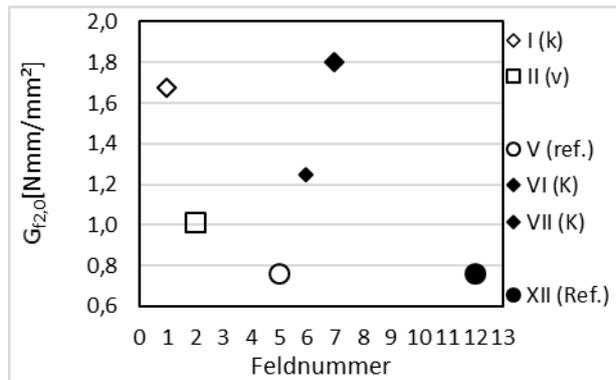


Bild 73: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, T2 = -10 °C

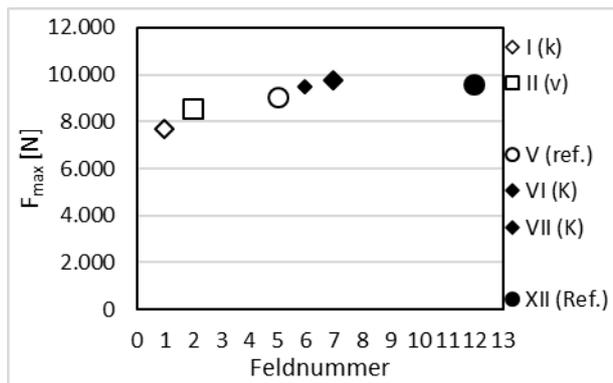


Bild 74: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{\max} , $T_2 = -10\text{ °C}$

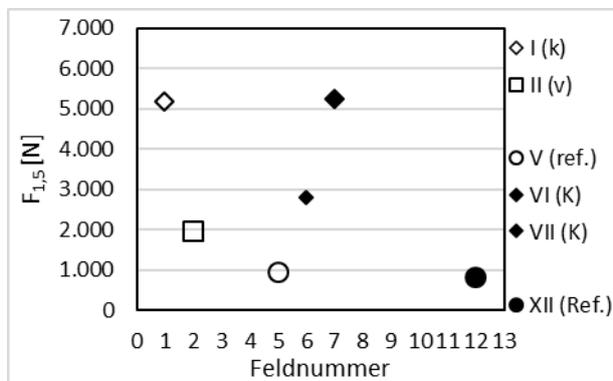


Bild 75: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_2 = -10\text{ °C}$

Die Auswertung der Ergebnisse der zusätzlichen Versuche erfolgt über ein vereinfachtes Modell der Kraftverteilung im Probekörper und die vereinfachte Annahme, dass in einem homogenen Probekörper die wirkende Kraft am Rissufer gleichbleibend ist. Unter diesen Annahmen wird ein idealisierter Kraftverlauf im Kraft-Weg-Diagramm als Modelllinie angesetzt (siehe Bild 76), aus dem ein rechnerischer Rissfortschritt ermittelt wird.

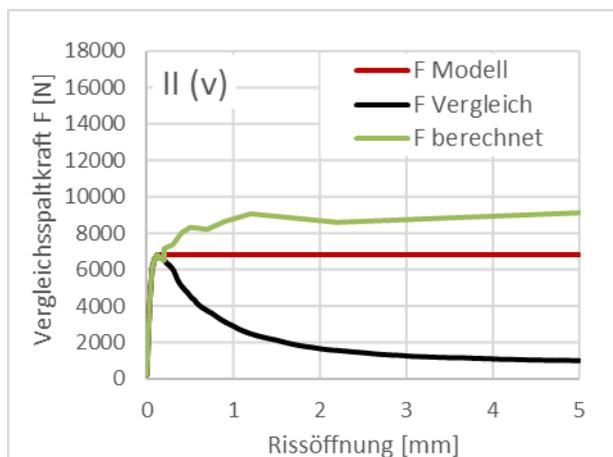


Bild 76: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); II (v)

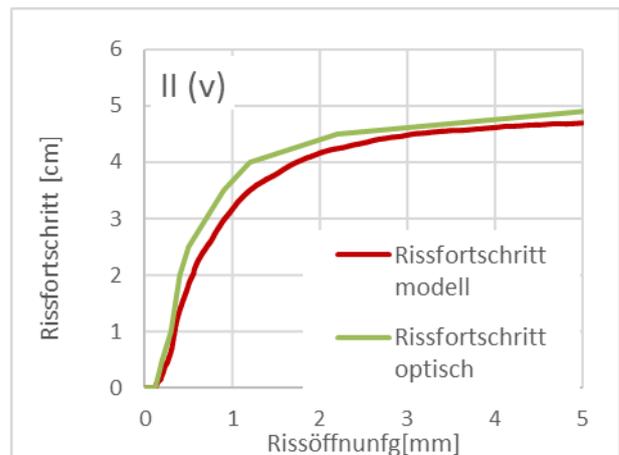


Bild 77: Darstellung des im Modell berechneten und optisch erfassten Rissfortschrittes; II (v)

Dieser kann mit dem optisch erfassten Rissfortschritt verglichen werden (siehe Bild 77). Zudem besteht die Möglichkeit, aus dem optisch erfassten Rissverlauf einen rechnerischen Kraftverlauf am Rissufer im Kraft-Weg-Diagramm zu bestimmen (siehe Bild 76). Die Differenz, zwischen der im Modell idealisierten und der berechneten Kraft-Weg-Kurve, weist auf eine zusätzliche, dem Riss entgegenwirkende Kraft hin. Diese wird aus den vorliegenden Ergebnissen einer spannungsaufnehmenden Wirkung der Einlage zugeschrieben. Aufgrund der stark vereinfachten Annahmen und der geringen Versuchszahlen kann keine quantitative Aussage zum spannungsaufnehmenden Anteil getroffen werden. Eine qualitative Unterscheidung zwischen den Varianten ist jedoch möglich. Deutlich wird dies beim Vergleich der Varianten VII (K) und I (k), die einen ähnlichen tatsächlichen Kurvenverlauf im Kraft-Weg-Diagramm aufweisen, in der hier beschriebenen Auswertung jedoch deutliche Unterschiede zeigen (siehe Bild 78 und Bild 79).

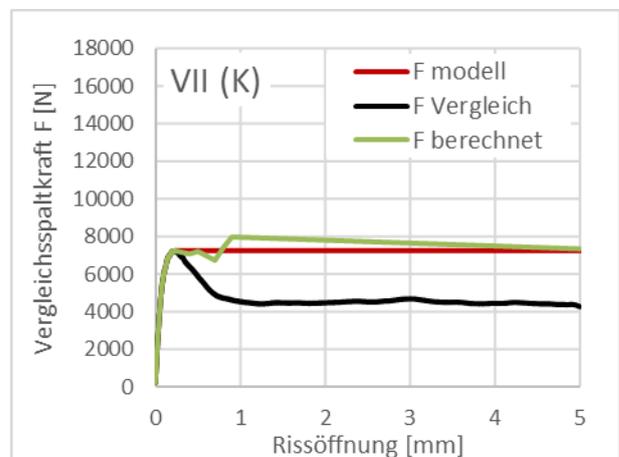


Bild 78: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); VII (K)

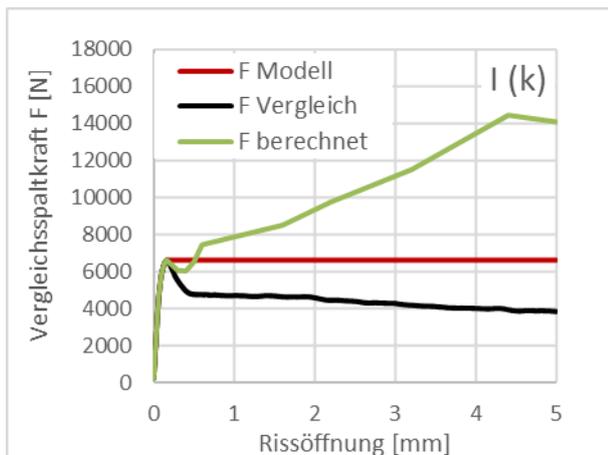


Bild 79: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); I (k)

Die Erkenntnisse aus der beschriebenen zusätzlichen Auswertung des optischen Rissverlaufs zeigen eine Möglichkeit auf, verschiedene Einlagensysteme hinsichtlich ihres spannungsaufnehmenden oder spannungsabbauenden Wirkprinzips zu unterscheiden.

3.2.2.6 Dynamische Keilspaltversuche – spannungsabbauende Wirkung

Prüfverfahren

Angelehnt an das in 3.2.2.5 beschriebene Prüfprinzip sollte in dieser Variante des Keilspaltversuchs durch dynamisch-zyklische Belastung ein Ermüdungsversagen auftreten. Die Belastung wurde unter Druckschwellbelastung kraft geregelt als Multistage-Versuch aufgebracht.

Das Ziel der Lasteinleitung im dynamischen Keilspaltversuch ist analog zu 3.2.2.5 die Einbringung einer zyklischen horizontalen Spaltkraft in die Trag-schicht des Probekörpers. Zur Einleitung der Spaltkraft wurde neben der Applikation von Auflagerplatten in Verbindung mit der Keilspalteinrichtung eine weitere Möglichkeit überprüft (vgl. Bild 80). Aufgrund des veränderlichen Lasteintragungswinkels im Versuchsablauf und der im Vergleich zum kugelgelagerten Keil höheren Reibungskräfte wurde diese Option verworfen. Die Lasteintragung erfolgt analog zu den Versuchen in 3.2.2.5.

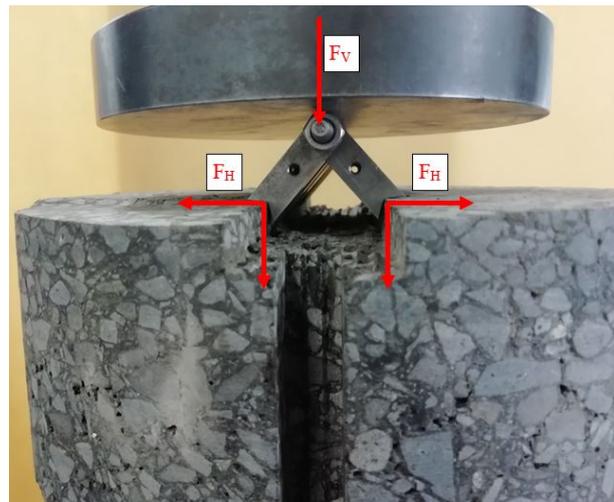


Bild 80: Kraftumlenkung mit direkter Einleitung in den Probekörper an Fräskante

Versuchsvorbereitung

Die Versuchsvorbereitung war angelehnt an die Vorbereitung der Proben unter 3.2.2.5. Die Bohrkern mit 220 mm Durchmesser wurden zunächst so zugeschnitten, dass die Prüfkörpergeometrie aller Proben möglichst gleich und die Asphalteinlage mittig im Probekörper situiert war.

Hinsichtlich der optischen Auswertung des Rissfortschritts ist ein Unterschied zu der Probenvorbereitung im statischen System gegeben. Statt der Ausbildung seitlicher Riss-Führungs-Kerben wurde eine Seite des Bohrkerns mit Weißlack besprüht und mit einer Skala versehen. Eine Rissentstehung und -fortpflanzung kann so optisch einfacher erkannt sowie zur Auswertung aufgezeichnet werden.

Prüfplan

Es wurden 6 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- I (k),
- II (v),
- V (Ref.),
- VI (K),
- VII (K),
- XII (Ref.).

Der Prüfumfang umfasste 2 Prüftemperaturen ($T_1 = 0\text{ °C}$, $T_2 = -10\text{ °C}$). Die Ergebnisse wurden 4-fach belegt, so dass 6 Varianten mit je 8 Einzelversuchen überprüft wurden - in Summe 48 Einzelversuche.

Die Versuchsreihe der Prüftemperatur $T_1 = 0\text{ °C}$ wurde weitestgehend wie geplant durchgeführt.

Die Versuchsreihe der Prüftemperatur $T_2 = -10\text{ °C}$ wurde zunächst an ausgewählten Probekörpern durchgeführt. Da sich aus den ersten Ergebnissen

bei tiefen Temperaturen keine signifikante Spreizung der Varianten erkennen ließ (vgl. Absatz Versuchsergebnisse), wurden die übrigen Probekörper verwendet, um orientierende Prüfungen anhand verschiedener Varianten des Versuchs durchzuführen:

- $T_1 = 0\text{ °C}$, tiefere Starterkerbe – geringere Lasten, annähernd gleiche Versuchsdauer
- $T_1 = 0\text{ °C}$, Langzeitversuch – deutlich geringere Lasten, erhöhte Frequenz, deutlich längere Versuchsdauer
- $T_3 = 5\text{ °C}$ – sonst gleiche Versuchsbedingungen wie im Standardversuch

Erwartete Versuchsergebnisse

Infolge der dynamisch-zyklischen Belastung des Probekörpers war ein Rissfortschritt durch die Tragschicht zu erwarten.

Allgemein gilt: Erreicht das Rissufer die Asphalteinlage, kann die wirkende Kraft durch die duktilen Eigenschaften der Einlage horizontal abgetragen und durch Verformung verteilt werden. Es besteht somit keine lokal eng begrenzte Spannungsspitze und die Rissausbreitung wird verzögert. Bei fortwährender Krafteinleitung ist eine Rissfortpflanzung hinein in die Deckschicht zu erwarten. Ausgehend von Schichtdicke und Materialeigenschaften der Einlagensysteme ist von Unterschieden in Art und Maß der Rissfortpflanzung in der Deckschicht auszugehen. Anhand dieses Rissfortschritts bezogen auf die Zahl der Belastungszyklen sollte quantitativ oder qualitativ eine Aussage über die Reduzierung der Rissfortpflanzung von Reflexionsrissen getroffen werden (vgl. Bild 81).

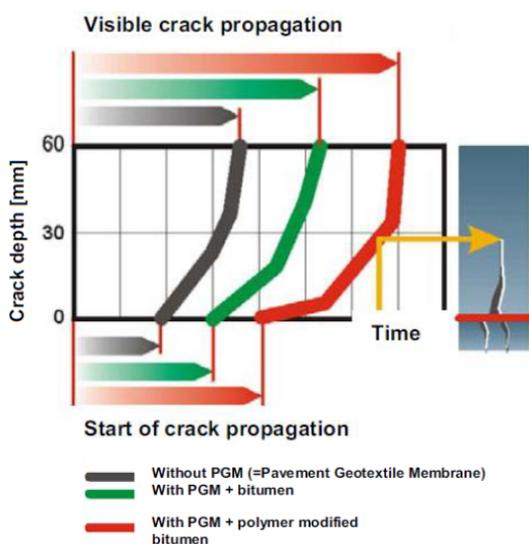


Bild 81: mögliche Auswertung des Rissfortschritts unter Betrachtung der Risstiefe zu der Prüfzeit/den Belastungszyklen (LUGMAYR 2002)

Versuchsergebnisse

Die Auswertung des Rissfortschrittes erfolgt planmäßig optisch anhand des sichtbaren Makrorissfortschrittes (vgl. Bild 82). Zudem kann teilweise der Verlauf des Risses unterschiedlich beschrieben werden.

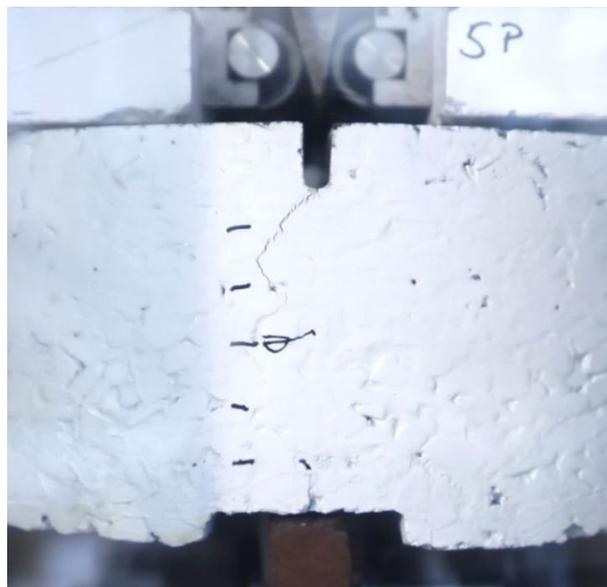


Bild 82: optische Auswertung des Rissfortschritts

Bild 83 zeigt die Auswertung des Rissfortschritts bei spannungsabbauenden Einlagensystemen bei Prüftemperatur $T_1 = 0\text{ °C}$.

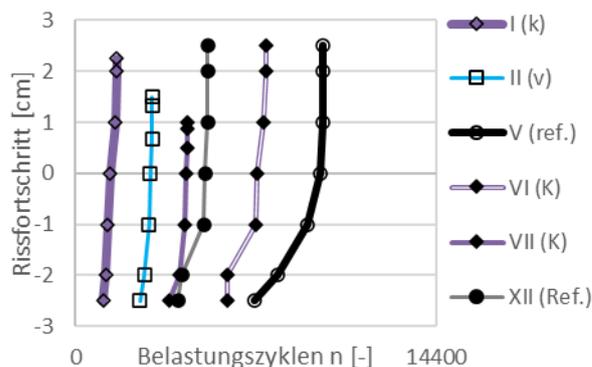


Bild 83: Zusammenstellung der Auswertungen des Rissfortschritts bei Verwendung spannungsabbauender Systeme, $T_1 = 0\text{ °C}$

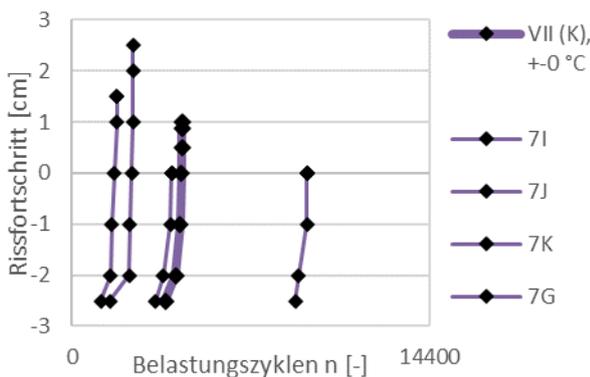


Bild 84: Darstellung Ergebnis der Mehrfachbelegung, Variante VII (K), $T_1 = 0^\circ\text{C}$; Streuung bei Versagenszeitpunkt und Rissfortschritt

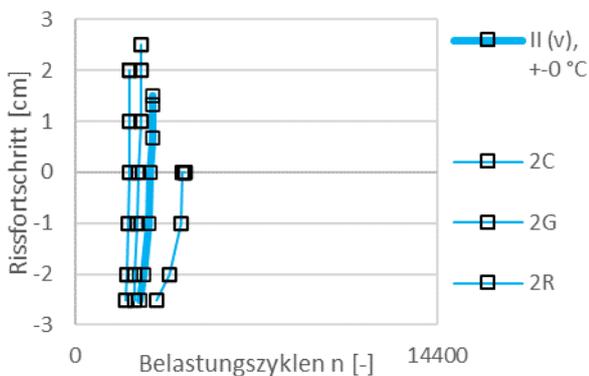


Bild 85: Darstellung Ergebnis der Mehrfachbelegung, Variante II (v), $T_1 = 0^\circ\text{C}$, Streuung bei Rissfortschritt

Der Rissfortschritt bezieht sich auf die Einlagenebene. Im Verlauf zeigt sich von unten nach oben der Rissfortschritt durch Tragschicht und Einlage hin zur Deckschicht. Der Wert 2,5 cm steht für das vollständige Reißen der Probe. Proben mit darunter endenden Kurven reißen bis über das Versagen hinaus nicht vollständig.

Bild 83 zeigt Tendenzen bezüglich unterschiedlicher Versagenszeitpunkte sowie eine Hinderung der vollständigen Rissdurchführung. Die Wiederholbarkeit der Ergebnisse fällt sehr unterschiedlich aus (vgl. Bild 84 und Bild 85). Eine nachvollziehbare Reihung der Ergebnisse und eine daraus folgende Wertungsmöglichkeit für die Wirkweise von Asphalteinlagen sind aus diesen Daten nicht ableitbar. Die Ergebnisse aus den zusätzlich durchgeführten Varianten, die zur Orientierung hinsichtlich verschiedener Einflüsse aus dem Prüfverfahren dienen sollten, zeigen keine entscheidenden Verbesserungsmöglichkeiten auf. Vielmehr ergeben sich Zweifel, ob die Versuchsbedingungen für die Beurteilung der Wirkweise der Asphalteinlagen geeignet sind. Zwei entscheidende Aspekte sind dahingehend zu nennen.

- Durch die geringen Lasten, die im Versuch dynamisch aufgetragen werden, ergeben

sich Fließbewegungen, die für einen teils erheblichen Verformungsanteil im Asphaltkörper sorgen, ohne dabei die Asphalteinlage zu aktivieren. Dies zeigt sich insbesondere bei Referenzprobekörpern ohne Einlage, die bis zum Versuchsende kein vollständiges Durchschlagen des Risses aufweisen.

- Die Spannungsverteilung im Probekörper hängt auch von der Beschaffenheit des Schichtenverbundes ab. Hohe Lastwechselzahlen bei den Referenzprobekörpern ohne Einlagen zeigen diesen Einfluss auf die Systemstatik.

Aufgrund der gesammelten Ergebnisse und Erfahrungen aller dynamischen Keilspaltversuche wird daher von weiteren Prüfungen abgesehen.

Die übrigen Probekörper wurden für ergänzende Betrachtungen im statischen Keilspaltversuch verwendet.

3.2.2.7 Statischer Keilspaltversuch - Schichtenverbund

Das Prinzip der Schichtverbundmessung im Abscherversuch nach TP Asphalt-StB Teil 80 beurteilt die aufzubringende Kraft bei Parallelverschiebung der Schichtgrenzen zueinander. Dieser Belastung stehen neben Adhäsions- und Kohäsionskräften auch geometrische Verteilungen der Schichtgrenzen entgegen. Da unklar ist, wie sich dieser Effekt in der Praxis bei Verwendung von Asphalteinlagen auswirkt, erscheint die Anwendung eines Prüfverfahrens lohnend, bei dem die geometrischen Einflüsse aus der Scherung weitgehend vermieden und somit lediglich Adhäsions- und Kohäsionskräfte im Systemverbund geprüft werden.

Prüfprinzip

Ziel des Verfahrens ist die Auswertung der maximalen Spaltkraft, die zur Trennung der Kontaktflächen des Einlagensystems notwendig ist. Abweichend von einem klassischen Zugversuch wird die Schichtverbundprüfung in Anlehnung an den Keilspaltversuch umgesetzt. Dabei ist die Krafrichtung ebenfalls flächensenkrecht zur Ebene der Asphalteinlage, verteilt sich jedoch nicht gleichmäßig auf die Kontaktfläche, sondern bildet ein Spannungsmaximum an einer Seite der Kontaktfläche. So wird die Ablösung richtungskontrolliert initiiert und schreitet dann, analog zum Rissfortschritt im Keilspaltversuch durch homogene Materialien, fort. Dies soll neben der erhofften Minimierung des Auf-

wands zur Probekörpervorbereitung gegebenenfalls auch zusätzliche Informationen in Bezug auf Rissöffnung und Rissfortschritt liefern.

Ein im Vorfeld geprüfter Versuchsaufbau wie in Bild 86 dargestellt, erwies sich bei der Durchführung von Vorversuchen als nicht zweckmäßig. Die Kräfteinleitung in die an die Asphalteinlage grenzenden Schichten war aus verschiedenen Gründen nicht bei allen Probekörpern möglich.

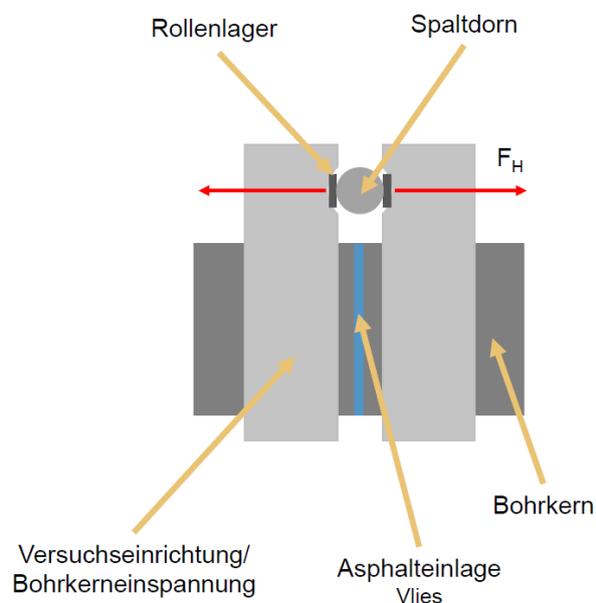
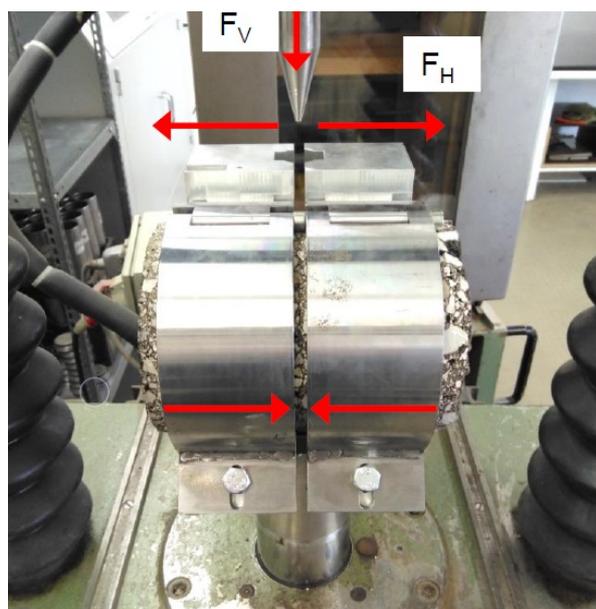


Bild 86: Versuchsaufbau 1 zur Prüfung des Schichtenverbunds in Anlehnung an den Keilspaltversuch

In der Bestrebung, die Probekörpervorbereitung möglichst einfach zu belassen, wurde ein zweites Prüfkonzept umgesetzt, das wie gehabt in einer Standardprüfmaschine verwendbar ist. Bild 87 und

Bild 88 zeigen Aufbau und Funktionsweise der Prüfung. Die Prüfvorrichtung besteht aus drei Teilen, die wie in den Abbildungen ersichtlich zusammengefügt werden.

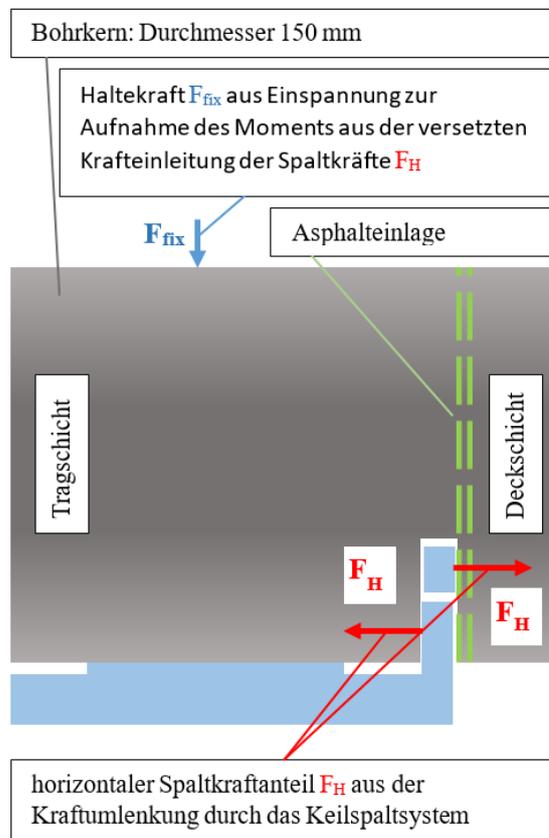


Bild 87: Schichtenverbundprüfung in Anlehnung an Keilspaltversuch, schematische Darstellung des Prüfprinzips 2

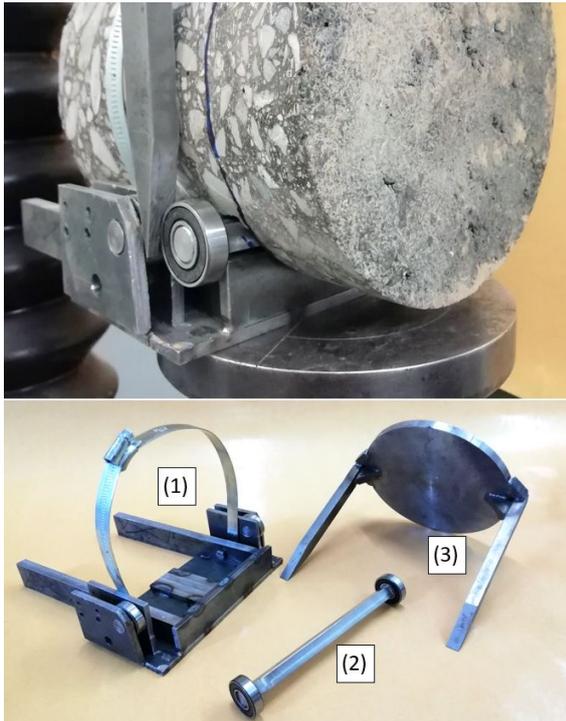


Bild 88: Versuchsaufbau 2 zur Prüfung des Schichtenverbands im Keilspaltprinzip

- Grundplatte mit Probekörperfixierung, Wegaufnehmer und erstem Widerlager aus kugelgelagerten Rollen (1)
- lose Zugstrebe mit zweitem Widerlager aus kugelgelagerten Rollen (2)
- Keilvorrichtung zur Übertragung der Vertikalkraft aus der Standard-Druckprüfmaschine in die Umlenkrollen der Widerlager (3)

Auch dieser Versuchsaufbau erwies sich nicht für alle Varianten tauglich. Ein dritter Versuchsaufbau wurde entwickelt, ausreichend getestet und letztendlich für die Bewertung der Schichtenverklebung über das Keilspalt-Prinzip verwendet. Im Rahmen der Probenvorbereitung wird entlang der Einlagen eine Ringnut von ca. 10 mm x 10 mm in den Bohrkern gefräst. In diese Nut greift die Prüfvorrichtung geometrisch ein, wodurch Gleiten und Verformen in der Apparatur weitestgehend verhindert werden. Zusätzlich wird die Prüfapparatur mit Schellen zu beiden Seiten der Schichtgrenze gesichert (vgl. Bild 89 und Bild 90).

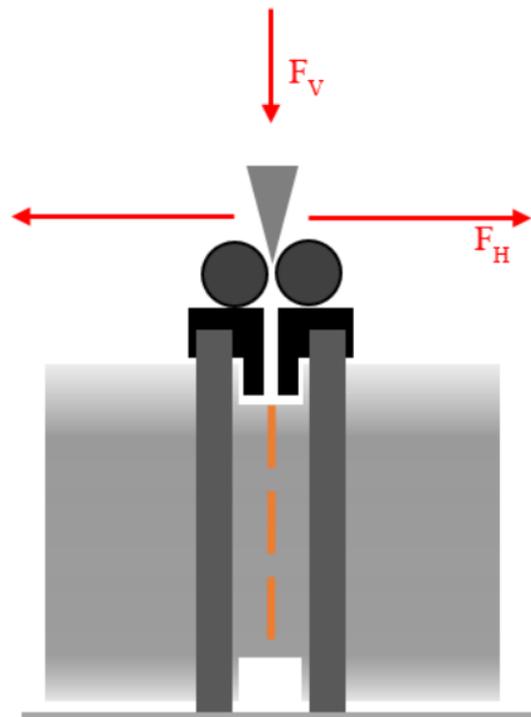


Bild 89: Prinzip 3, verwendeten Prüfeinrichtung zur Prüfung des Schichtenverbands im Keilspaltprinzip

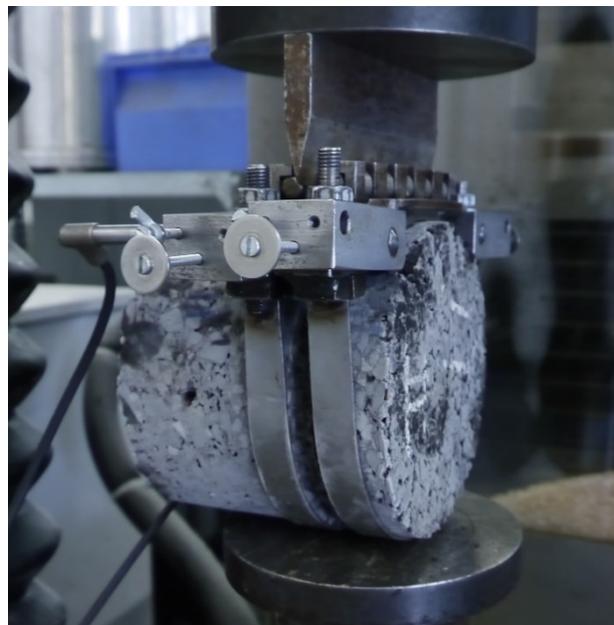


Bild 90: verwendete Prüfeinrichtung zur Prüfung des Schichtenverbands im Keilspaltprinzip in Standardprüfmaschine

Versuchsvorbereitung

Zur Prüfung des Schichtenverbundes im beschriebenen System wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm aus der Probestrecke entnommen. Die Versuchsvorbereitung beschränkt sich auf das Fräsen einer ca. 10 mm breiten Ringnut entlang

der Asphalteinlage sowie die ausreichende Vortemperierung.

Prüfplan

Es waren 6 Varianten aus dem Probefeld geplant:

- II (v),
- III (g),
- V (Ref.),
- VIII (V),
- XI (G),
- XII (Ref.).

Der Prüfumfang umfasst 2 Prüftemperaturen ($T_1 = 0\text{ °C}$, $T_2 = -10\text{ °C}$). Die Ergebnisse sind 4-fach belegt, so dass 6 Varianten à 8 Einzelversuche geprüft werden sollen, in Summe 48 Einzelversuche.

Die Versuchsreihe wurde nach Möglichkeit wie geplant durchgeführt. Folgende Abweichungen ergaben sich zum geplanten Prüfumfang.

- V (Ref), $T_1 = 0\text{ °C}$; 3-fach belegt auf Grund eines Probekörperdefekts,
- III (g), $T_2 = -10\text{ °C}$; 3-fach belegt auf Grund eines Probekörperdefekts,
- XII (Ref.), keine Auswertung auf Grund fehlender Probekörper.

Erwartete Versuchsergebnisse

Die Versuchsdurchführung liefert Werte für die Spaltkraft in Abhängigkeit von der Rissbreitenöffnung. Aus den Ergebnissen wird die für die Lösung des Schichtenverbunds notwendige maximale Spaltkraft F_{\max} [N] abgeleitet. Die Überlegung, aus den Kraft-Verformungs-Kurven weitere Aspekte auszuwerten, erwies sich als nicht zielführend.

Versuchsergebnisse

Planmäßig wurde die Spaltkraft F_{\max} der Varianten ausgewertet. Bild 91 zeigt die Auswertung der Abzugsprüfung mittels Keilspaltversuch anhand der erreichten maximalen Spaltkräfte F_{\max} [N].

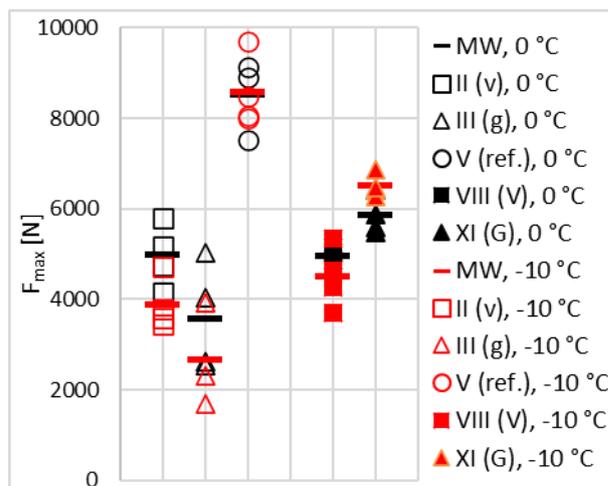


Bild 91: Auswertung des Schichtenverbunds mittels Keilspaltprinzip über maximale Spaltkraft F_{\max} , $T_1 = 0\text{ °C}$, $T_2 = -10\text{ °C}$

Durch die niedrigeren Werte aller geprüften Einlagensysteme in Relation von der Referenz zeigt sich deutlich eine Schwächung des Schichtenverbundes hinsichtlich der Kohäsion und Adhäsion. Beim Vergleich der Vlies-Varianten II (v) und VIII (V) werden keine erheblichen Einflüsse aus der Fräsfläche erkannt. Die Beurteilung der Schichtenverklebung anhand der Prüftemperaturen $T_1 = 0\text{ °C}$ und $T_2 = -10\text{ °C}$ unterscheidet sich nicht wesentlich

Analog zu bisher vorgestellten Ergebnissen wird auch hier zur Bewertung der Varianten eine Rangordnung anhand der Mittelwerte F_{\max} bei $T = 0\text{ °C}$ und $T = -10\text{ °C}$ bestimmt. In Abhängigkeit der Prüftemperatur ergab sich in absteigender Reihenfolge:

0 °C: V - XI - II+VIII - III

-10 °C: V - XI - VIII - II - III

3.2.3 Rissüberbrückende Wirkung

Die rissüberbrückende Wirkung wurde mittels Ermüdungsversuchen bewertet. Als Prüfmethode wurden jeweils zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen, 4-Punkt-Biegeprüfungen und 3-Punkt-Biegeprüfungen auf elastischer Unterlage an Balken und Platten eingesetzt. Darüber hinaus wurde das Prinzip der statischen und dynamischen Keilspaltversuche auf Einlagensysteme mit spannungsaufnehmender/behaltender Wirkung angewandt.

3.2.3.1 Zyklische 3PB-Prüfung von Balken

Die hier verwendete 3-Punkt-Biegeprüfung basiert auf dem Prüfverfahren der DIN EN 12697-24 „Asphalt - Prüfverfahren - Teil 24: Beständigkeit gegen

Ermüdung“. Entgegen den Prüfvorschriften wird hier eine reine Druck-Schwellbelastung aufgebracht, was eine Vereinfachung der Prüfapparatur zulässt (siehe Bild 86). Sowohl das Abbruchkriterium (Abfall auf 50 % der Amplitude / Modul), als auch die Berechnung des dynamischen Moduls MD (Gl. 5) werden gemäß den DIN EN 12697-24 angewandt.

(Ludwig 2009) benutze in seiner Dissertation eine 3-Punkt-Biegeprüfung, welche dem hier eingesetzten Verfahren entspricht. Abweichend setzte er kleine Probekörper ein ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$) und arbeitete mit einer geringeren Frequenz von 5 Hz. Die Prüfungen führte er an Asphalt-Probekörpern mit einem Bitumen/Exoxidharz-Gemisch durch. Dabei betrachtete er die Verformungen und ein mögliches Versagen (über die Rissbildung an der Unterseite) der Proben. Es erzielte sehr eindeutige Ergebnisse zum Vorteil der Exoxidharz-Gemische.

(Pérez-Jiménez, F. et al. 2009) nutzen ebenfalls das hier eingesetzte 3-Punkt-Biegeprüfverfahren bei 5°C . Sie führten die Versuche kraft geregelt aus und erkannten, dass Ermüdungseffekte erst nach einem kritischen Verformungsniveau auftreten. Dabei erzielen steifere Asphalte einen besseren Ermüdungswiderstand. Insbesondere bei weicheren Asphalten führt eine Auswertung über N_{f50} zu verfälschten Ergebnissen. Die Probekörper waren nur bedingt soweit geschädigt, dass dies als Versagen interpretiert werden kann. Weiterhin führten Sie den Nachweis, dass Messungen mit einem Extensometer direkt mit der aufgebrachten Last korrelieren.

(Pszczola et al. 2018) führten schließlich statische 3-Punkt-Biegeprüfungen bei Kälte durch. Wesentliche Erkenntnis ist, dass eine rheologische Auswertung mit dem Burgers-Modell möglich ist. Elastische, viskose und visko-elastische Anteile lassen sich präzise bestimmen. Weiterhin wurden Korrelationen zwischen Bitumen- und Asphaltprüfverfahren gefunden. Als Einschränkung wurde genannt, dass die Auswertung nicht das komplexe Verhalten eines Asphaltes repräsentiert, dies ermöglichen nur FE-Modelle.

Das eingesetzte, hydraulisch gesteuerte Prüfgerät zur Durchführung von zyklischen Belastungsversuchen zusammen mit dem eingesetzten Prüfrahmen zeigt Bild 92. Die eingesetzten Rollenlager haben einen Durchmesser von 20 mm. Der Abstand der Lager ist mit 282 mm so gewählt, dass auch Proben mit einer Länge von 300 mm, hergestellt mit einem üblichen Walzsektor-Verdichtungsgerät, geprüft werden können.



Bild 92: Prüfrahmen für zyklische 3-Punkt-Biege-Prüfungen.

Als Probekörper wurden aus dem Probefeld entnommene Platten zu prismatischen Probekörpern mit den Maßen $400 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ gesägt, sodass die Asphalteinlagen bzw. Schichtgrenzen $1,5 \text{ cm}$ oberhalb der Unterseite zu liegen kamen. Aufgrund des unregelmäßigen Einbaus in der Testfläche kann die Position der Schichtgrenze um bis zu $\pm 2 \text{ mm}$ variieren. Daher sind Streuungen der Ergebnisse zu erwarten.

Alle Probekörper erhielten mittig eine Kerbe, ca. $1,5 \text{ cm}$ tief (bis zur Einlage) und ca. $1,5 \text{ mm}$ breit.

Die Prüfungen erfolgten kraft geregelt, unter Variation der zyklischen Druck-Spannungen. Eine Wegregelung ist mit dieser Versuchsanordnung nicht möglich. Kriterium für die Auswertung und damit auch für die Versuchsdauer war neben der Durchbiegung des Probekörpers das konventionelle Abbruchkriterium N_{f50} .

Zur Berechnung des Ermüdungskriteriums wird neben der Durchbiegung der dynamische Modul MD gemäß Gl. 5 berechnet.

$$MD = \frac{L_A^3 \times F}{4 \times d \times b \times h^3} \quad [\text{MPa}] \quad \text{Gl. 9}$$

mit:

- MD = Dynamischer Modul [MPa]
- L_A = Abstand der Lager = 282 mm
- F = einwirkende Kraft [N]
- d = Durchbiegung [mm]
- b = Breite des Probekörpers [mm]
- h = Höhe des Probekörpers [mm].

Als Höhe des Probekörpers wurde die gesamte Höhe, ohne Berücksichtigung der Kerbe, eingesetzt. Eine Berücksichtigung der Kerbe führt zu einem aufwändigem Auswerteverfahren mittels FEM, was hier nicht realisiert werden kann. Trotz dieser Vereinfachung kann das Materialverhalten der Probe auf diese Weise präzise abgeschätzt werden.

Weiterhin wurde das Auswertungsverfahren nach (Rowe und Bouldin 2000) zur Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens eingesetzt. Dabei wird die Methode von (Hopman et al. 1989) vereinfacht, indem ein konstanter Phasenwinkel über die gesamte

Ermüdungsprüfung angenommen wird. Die vereinfachte Energy Ratio ER berechnet sich nach Gl. 10:

$$ER_n = n \times |E_n| \text{ [MPa]} \quad \text{Gl. 10}$$

mit:

ER_n = Energierate bei Lastzyklus n [MPa],

n = Lastzyklus [-],

|E| = Absoluter Elastizitätsmodul [MPa].

Als Ergebnis wurde die Lastzykluszahl für das Maximum der ER als Zeitpunkt des ersten Makrorisses mit N_{Makro} angegeben.

Zur Auswertung wurde weiterhin die maximale Durchbiegung (elastische und plastische Anteile) herangezogen.

Die Prüftemperatur betrug 10 °C. In den Versuchsreihen mit dem 4-Punkt-Biegeversuch wurde festgestellt, dass bei 20 °C bereits in der Einbauphase starke Verformungen der Probekörper auftraten. Daher wurde die Prüftemperatur für alle Ermüdungsversuche einheitlich auf 10 °C festgelegt.

Es wurden 9 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- Variante I (k), ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante III (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante IV (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante VI (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante VII (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante IX (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante X (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XI (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XII (Ref.), gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage

Die Prüfbedingungen waren:

- Prüftemperatur: 10 °C
- Druck-Schwell-Belastung
- Frequenz: 10 Hz
- Spannungsamplituden: 0,1 - 0,5 kN

Die Prüfungen umfassten, soweit möglich, 250.000 Lastzyklen, so dass mögliche Rissausbreitungen optisch miteinander verglichen werden können.

Eine erste Auswertung erfolgte anhand der gemessenen Durchbiegung d in Abhängigkeit der Anzahl der Lastzyklen n und der Lastamplitude. Dabei wurde die maximale Durchbiegung, d. h. plastische und elastische Anteile, berücksichtigt. Einzelne Kurvenverläufe, wie in Bild 93 dargestellt, und Zusammenstellungen über die Lastamplituden (Bild 234)

lassen eine präzise Auswertung zu. Die Ergebnisse können dem Anhang 3.6 in tabellarischer Form entnommen werden.

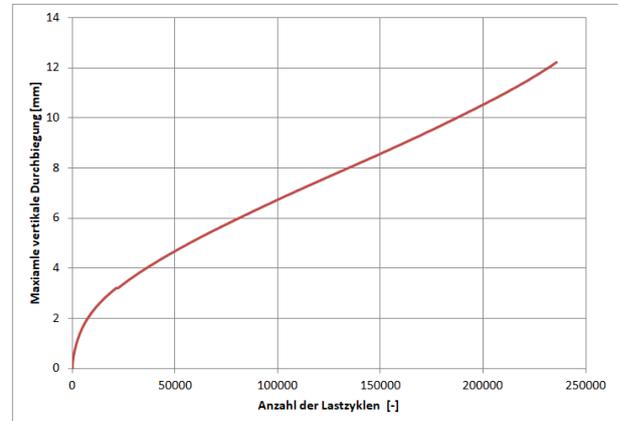


Bild 93: Beispiel für die Durchbiegung einer 3-Punkt-Biege-Prüfung, Variante IV (g), Lastamplitude: 0,4 kN.

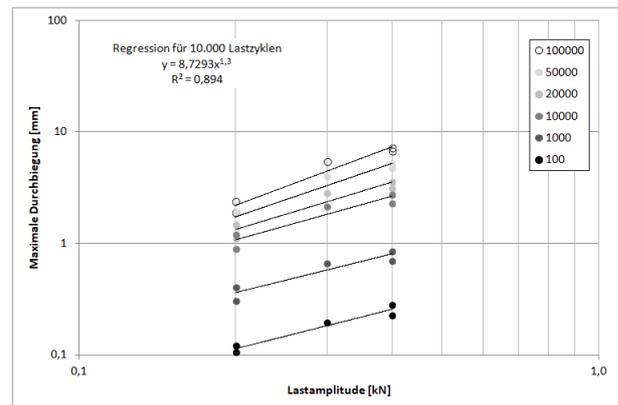


Bild 94: Beispiel für Durchbiegungen in 3-Punkt-Biege-Prüfungen bei unterschiedlichen Lastzyklen für mehrere Lastamplituden, Variante IV (g).

Aus den möglichen Regressionen über die Lastamplitude werden die Regressionen bei 10.000 Lastzyklen miteinander verglichen. Dies stellt die höchste Anzahl an Lastzyklen dar, welche alle Probekörper unter maximaler Lastamplitude ertragen konnten. Die minimale Anzahl an ertragbaren Lastzyklen lag bereits bei ca. 12.000 Lastzyklen (Variante XII (Ref.), Lastamplitude: 0,4 kN).

Die ermittelten Regressionen über die Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen über die eingesetzten Lastamplituden sind in Bild 95 dargestellt.

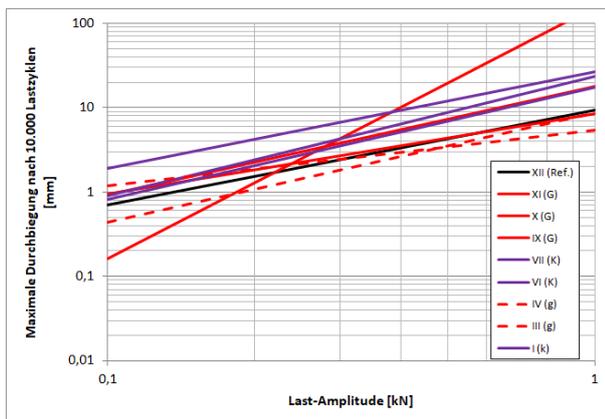


Bild 95: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für alle überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Mit einer Ausnahme weisen alle Varianten eine ähnliche Abhängigkeit von der Lastamplitude auf. Variante X (Gitter) weist eine deutlich größere Abhängigkeit (Steigung) von der Lastamplitude auf.

Zur besseren Übersicht zeigt Bild 277 nur die Regressionen der Varianten mit einem Gitter als Einlage.

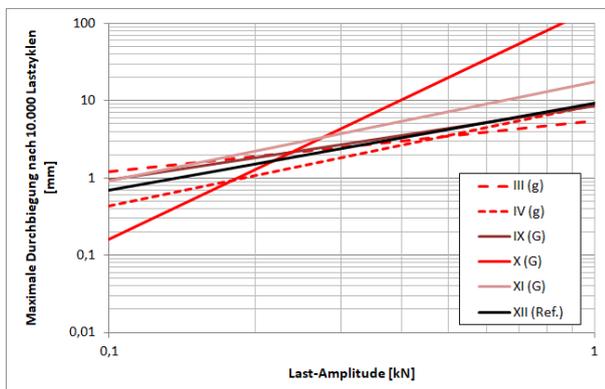


Bild 96: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für Varianten mit einem Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch.

Mit Ausnahme der Variante X (G) kann eine ähnliche Steigung, d. h. Abhängigkeit von der Lastamplitude erkannt werden. Im Vergleich zur Referenzvariante XII (Ref.) weist nur die Variante IV durchgängig geringere Durchbiegungen auf. Alle weiteren Varianten weisen im überprüften Bereich gleiche bis höhere Durchbiegungen auf. Variante IV ist das einzige Gitter ohne Verlegehilfe, d. h. ein reines Gitter mit freiem Raum zwischen den Maschen. Weiterhin ist zu beobachten, dass die Varianten III und IX (gleiches Produkt) auf einem annähernd gleichem Niveau liegen. Der Unterschied zwischen dem gefrästen (Variante IX) und ungefrästen Untergrund (Variante III) ist nicht signifikant.

Der Vergleich der Varianten mit einem Kombinationsprodukt ist in Bild 97 dargestellt.

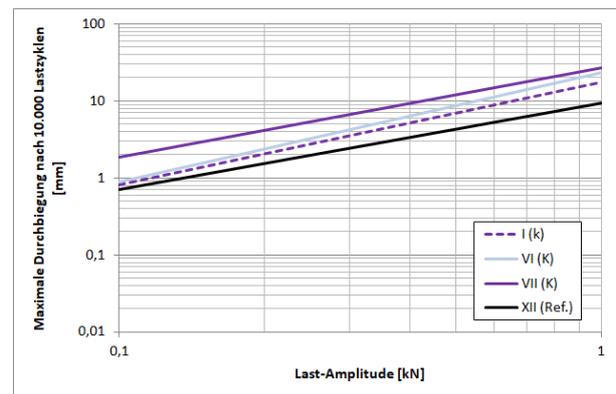


Bild 97: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für Varianten mit Kombinationsprodukten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Alle überprüften Varianten mit einem Kombinationsprodukt weisen größere Durchbiegungen gegenüber der Referenzvariante auf. Dabei erreicht Variante VII über den gesamten Bereich die größten Durchbiegungen. Eine mögliche Ursache wäre der dicke Bitumenfilm in der Schichtgrenze (optisch erkennbar), welcher den Schichtenverbund herabsetzt.

Eine weitere Möglichkeit der Auswertung besteht in der Berechnung des konventionellen Ermüdungskriteriums N_{r50} für den dynamischen Modul, wie in Bild 98 dargestellt.

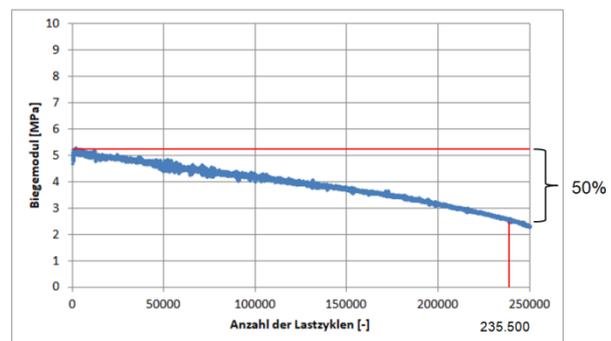


Bild 98: Beispiel für den Abfall des Elastizitätsmodul im 3-Punkt-Biegeversuch, Variante IV (g), Lastamplitude: 0,4 kN.

Für jede Variante kann mit den Lastzyklen N_{r50} eine Regression über die Lastamplituden gerechnet werden (Wöhler-Linie). Alle so ermittelten Regressionen sind in Bild 99 dargestellt.

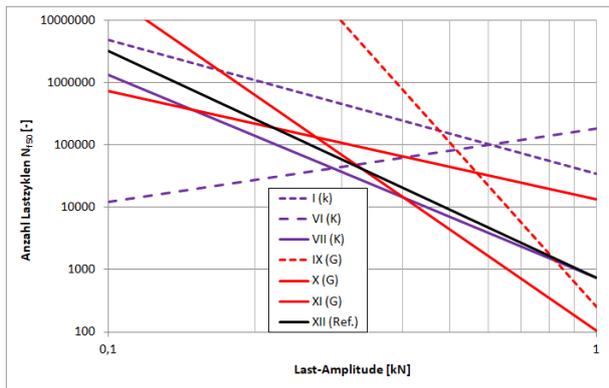


Bild 99: Regressionen für N_{f50} über die Lastamplituden aller überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 99 zeigt, dass eine Auswertung in dieser Form nicht zielführend ist:

- Das Kriterium N_{f50} wird bei Variante III (Gitter) in keinem Fall erreicht, weshalb diese Variante nicht eingezeichnet ist.
- Das Kriterium N_{f50} wird bei den Varianten I (k), IV (g) und IX (G) nur bei einer Lastamplitude von 0,4 kN erreicht. Eine Regression ist nicht möglich. In Bild 99 sind dennoch Regressionen eingezeichnet, welche, soweit möglich, über den Kurvenverlauf abgeschätzt werden.
- Variante VI (Kombiprodukt) weist einen abweichenden Kurvenverlauf auf.

Ein Vergleich des Abbruchkriterium N_{f50} nur für Prüfungen mit einer Lastamplitude von 0,4 kN lässt eine plausible Auswertung zu, siehe Bild 100. Die Variante III (Gitter), ohne Erreichen des Abbruchkriteriums, wird in diesem Fall mit 1.000.000 angesetzt.

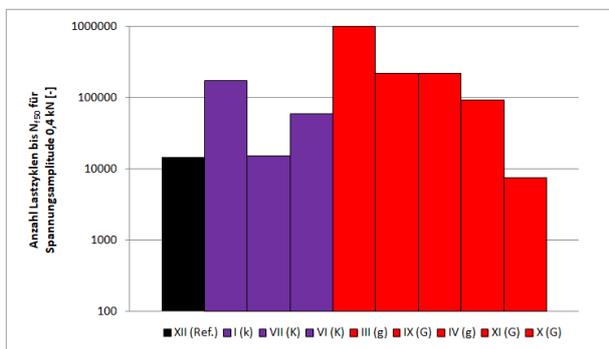


Bild 100: Abbruchkriterium N_{f50} bei der Lastamplitude 0,4 kN aller überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Im Gegensatz zu den Regressionen in Bild 99 zeigt die Auswertung in Bild 100 plausible Ergebnisse. Variante X (Gitter) weist die geringsten Lastzyklen auf, was auch optisch bestätigt werden kann. Demgegenüber weist Variante III (Gitter) die höchsten Lastzyklen auf, was sowohl optisch, als auch mit der

geringsten gemessenen Durchbiegung bestätigt wird.

Variante VII (Kombiprodukt, gefräst) fällt optisch mit einem dicken Bitumenfilm auf. Dieser scheint sich in diesen Prüfungen als nachteilig auf die Lastzykluszahl N_{f50} auszuwirken. Variante I (gleiches Produkt, ungefräst) weist deutlich höhere Lastzyklen auf.

Insgesamt ist zu beobachten, dass im Vergleich der gefrästen zu den ungefrästen Varianten stets die ungefrästen Varianten höhere Lastzyklen erreichen, vergleiche I (k) vs. VII (K) und III (g) vs. IX (G).

Mit Ausnahme der Variante X (G) erreichen die Varianten mit Gitter tendenziell höhere Lastzyklen gegenüber den Varianten mit Kombiprodukten.

Als weitere Möglichkeit zur Auswertung wird die Lastzykluszahl des Makrorisses N_{Makro} untersucht, siehe Beispiel in Bild 101.

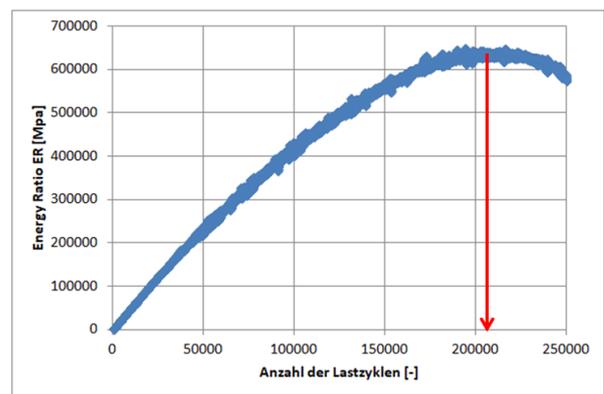


Bild 101: Beispiel für die Ermittlung von N_{Makro} über die Energy Ration ER im 3-Punkt-Biegeversuch.

Alle ermittelten Lastzyklen N_{Makro} über die Lastamplituden sind in Bild 102 dargestellt.

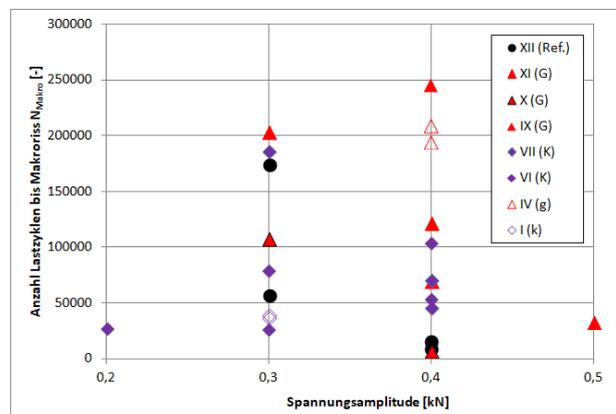


Bild 102: Alle ermittelten Lastzyklen N_{Makro} im 3-Punkt-Biegeversuch.

Wie auch für das Kriterium N_{f50} können nicht für alle Varianten eine Zahl N_{Makro} ermittelt werden, da das Abbruchkriterium oftmals nicht erreicht wird. Aus diesem Grund wird auch hier die Zahl N_{Makro} nur für Prüfungen mit einer Lastamplitude von 0,4 kN betrachtet, siehe Bild 103.

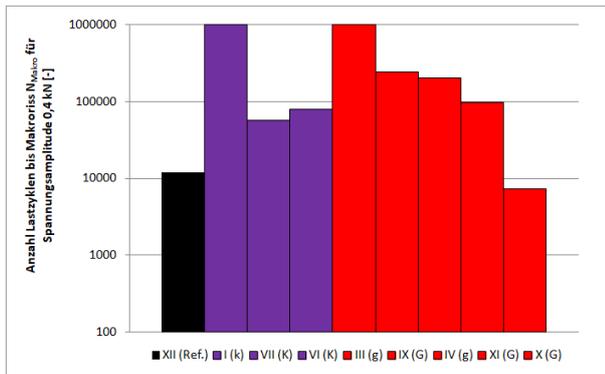


Bild 103: Ermittelte Lastzyklen N_{Makro} für Prüfungen mit einer Lastamplitude von 0,4 kN im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Ergebnisse N_{Makro} bei 0,4 kN Lastamplitude (Bild 103) sind den Ergebnissen N_{f50} (Bild 100) sehr ähnlich. Für die Varianten I (k) und III (g) wurde das Kriterium nicht erreicht, die Zahl N_{Makro} wurde mit 1.000.000 angesetzt.

Variante X (G) weist wiederum die geringste Lastzyklenzahl N_{Makro} auf, analog zu N_{f50} . Alle weiteren Varianten weisen höhere Zahlen N_{Makro} gegenüber der Referenzvariante auf. Der Eintritt des Makrorisses, d. h. einer großen Schädigung, tritt damit gegenüber der Referenzvariante später ein.

Analog zu den Ergebnissen für N_{f50} , weisen die ungefrästen Varianten, im Vergleich zu den gefrästen Varianten, stets höhere Lastzyklen auf, vergleiche I (k) vs. VII (K) und III (g) vs. IX (G).

In den folgenden Abbildungen sind ausgewählte Rissbilder bei Versuchsende dargestellt, um die gemessenen Ergebnisse mit den optischen Verformungen abzugleichen.



Bild 104: Variante XII (Referenz) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~20.000, durchgängiger Riss.



Bild 105: Variante I (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~201.000, kein Riss.



Bild 106: Variante VII (Kombiprodukt) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~47.000, Riss bis Mitte Probekörper.



Bild 107: Variante III (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~250.000, kein Riss.



Bild 108: Variante IX (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~250.000, Riss bis oberes Drittel des Probekörpers.



Bild 109: Variante X (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~12.000, Riss bis Mitte Probekörper.



Bild 110: Variante VI (Kombiprodukt) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~192.000, durchgängiger Riss.

Die Darstellung dieser ausgewählten Rissbilder zeigt sehr anschaulich die Wirkungsweise der Asphaltteinlagen.

Eine optimale Wirkung weisen die Varianten I (Kombiprodukt) und III (Gitter) auf.

Variante III (g) bewehrt die Proben offensichtlich sehr stark, dass nur geringere Durchbiegungen entstehen und damit eine Rissbildung verhindert wird.

Variante I (k) bewirkt eine geringere Bewehrung, so dass eine größere Durchbiegung erzielt wird. Dennoch ist das System so gut verklebt, dass der Riss nicht in die obere Schicht eingeleitet wird.

Variante X (Gitter) zeigt, dass eine hohe Durchbiegung erzielt wird, aber wahrscheinlich die bewehrende Funktion nicht zur Wirkung kommt. Bereits nach 12.000 Lastzyklen ist das innere Gefüge so stark gestört, dass der Versuch abgebrochen wird. Der Riss geht noch nicht durch die obere Schicht, ist jedoch bereits weit fortgeschritten. Als Ursache wird ein mangelnder Verbund der Einlage im Bereich der Kerbe und damit eine geringere bewehrende Wirkung vermutet.

Insbesondere Variante VII (Kombiprodukt) zeigt, dass - in Relation zur Referenzvariante - trotz des optisch dicken Bitumenfilms die Rissausbreitung verzögert wird.

Die Auswertung der 3-Punkt-Biegeprüfungen, lässt die Schlussfolgerung zu, dass für eine Lastamplitude von 0,4 kN der Makroriss detektiert werden soll. Wird er nicht erreicht, kann von einer optimalen Wirkung der Einlage ausgegangen werden. Zahlenwerte >100.000 weisen auf ein gutes Verhalten hin, Zahlenwerte >10.000 weisen auf ein besseres Verhalten gegenüber der Referenzvariante hin. Weiterhin kann die Verhinderung der Rissausbreitung visuell überprüft werden. Wird die Prüfung an zu vergleichende Varianten bei gleicher Lastzykluszahl abgebrochen (z. B. 250.000 Lastzyklen) kann das Rissbild direkt miteinander verglichen werden.

3.2.3.2 Zyklische 4PB-Prüfung von Balken

Die rissüberbrückende Funktion der Asphaltteinlagen wurde auch mittels zyklischer 4-Punkt-Biegeprüfungen anhand der Ermüdungsprüfung bewertet.

In der Forschungsarbeit von (Safavizadeh et al. 2015) wurde mit der Vier-Punkt-Biegeprüfung die Auswirkungen des Schichtenverbundes auf die Reflexionsrissbildung überprüft. Dabei wurden zwei verschiedene glasfaserverstärkte Gitterprodukte zwischen den Asphaltschichten eingebaut. Außerdem wurden die Tests mit zwei unterschiedlichen Asphaltvarianten durchgeführt. Zur Auswertung wurde unter anderem die digitale Bild-Korrelations-technik eingesetzt. Die Ergebnisse zeigen, dass mit Gittern bewehrte Probekörper bessere Ergebnisse erzielen als nicht gitterverstärkte Proben. Außerdem wird auf den erheblichen Einfluss des Schichtenverbundes hingewiesen und dass der Einsatz von hochwertigen Beschichtungen (polymermodifizierte Emulsion) die Ermüdungsbeständigkeit von bewehrten Asphaltschichten erhöhen kann.

(Canestrari et al. 2015) führten Vier-Punkt-Biegeversuche mit zyklischer Belastung mit kontinuierlicher Belastung an zweilagigen, balkenförmigen Probekörpern durch. Dabei wurde ein Gitter mit glasfaserverstärkten Polymerfasern und ein Gitter mit Glasfaser und Carbonfaser verwendet. Obwohl für beide Gitter in Biegeversuchen eine erhöhte Steifigkeit nachgewiesen wurde, waren die Versagensformen und die Rissausbreitung unterschiedlich. Der mit einem Carbon-Glasfaser-Gitter bewehrte Probekörper zeigte verzögerte Rissbildung, welche aber grundsätzlich mit der eines Probekörpers ohne Asphaltteinlage vergleichbar war, wodurch ein durchgehender vertikaler Riss entstand. Der mit dem Glasfaser-Polymer-Gitter ausgestattete Probekörper leitete den auftretenden Riss in horizontale Richtung ab. So wurden viele kleine Risse entlang der Einlage sowie ein Versagen des Schichtenverbundes beobachtet. Aus den Versuchsergebnissen ziehen Canestrari et al. den Schluss, dass Geogitter den Verformungswiderstand deutlich vergrößern. Beide Varianten nehmen die eingeleiteten Kräfte in die Gitter auf. Ein Ablösungseffekt tritt somit erst im Bereich des Scherveragens auf. Das Carbon-Glasfaser-Gitter reagiert spröde, während das Glasfaser-Polymer-Gitter ein duktileres Verhalten zeigt. Diese Eigenschaftsänderung führt zu einer signifikanten Verzögerung der Rissbildung. Diese Schlussfolgerungen beruhen wesentlich auf optischen Betrachtungen im Rissbild.

Ähnliche Untersuchungen wurden auch von (Vismara et al. 2012a) durchgeführt. Die Ergebnisse

von Ermüdungsversuchen in Form von zyklisch belasteten, gekerbten, zweilagigen Probeplatten zeigen, analog zu (Canestrari et al. 2015), eine erhöhte Rissresistenz und ein sich von spröde zu duktil veränderndes Materialverhalten.

(Safavizadeh und Kim 2017) entwickelten eine Methode für die Beschreibung, Modellierung und Voraussage des Einflusses von Asphalteinlagen auf die Rissöffnung unter Beachtung der Grenzflächenermüdung (zyklische Schersteifigkeit) mithilfe von 4-Punkt-Biegeversuchen. Mittels Bild-Korrelationstechnik konnten die horizontalen und vertikalen Risslängen zu bestimmten Zeitpunkten gemessen werden. Die Auswertung zeigte, dass ein vertikal fortschreitender Reflexionsriss durch eine Asphalteinlage in horizontale Richtung abgelenkt werden kann. Wesentliches Merkmal der Ergebnisse ist wiederum eine Korrelation zwischen optischen Messverfahren und der Belastung. Konventionelle Ergebnisse wurden nicht berücksichtigt.

Bild 111 und Bild 112 zeigen das am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig eingesetzte, hydraulisch gesteuerte Prüfgerät mit dem normgerechten Prüfraumen. Wie nur wenige andere Prüfraumen erfüllt dieser Prüfraumen sämtliche Normanforderungen und sorgt für eine hohe Wiederholpräzision.



Bild 111: Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig eingesetzter Prüfraumen für 4-Punkt-Biegeprüfungen gemäß DIN EN 12697-24.



Bild 112: Einbau eines präparierten Probekörpers in den montierten Prüfraumen zur 4-Punkt-Biege-Prüfung.

Die benötigten Probekörper wurden aus dem Probefeld entnommen und zu prismatischen Probekörpern mit den Maßen $400 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ gesägt, sodass die Asphalteinlagen bzw. Schichtgrenzen im Regelfall 1,5 cm oberhalb der Unterseite zu liegen kamen.

Alle Probekörper wurden mittig gekerbt, ca. 1,5 cm tief (bis zur Einlage) und ca. 1,5 mm breit ist. Aufgrund des unregelmäßigen Einbaus in der Testfläche konnte die Position der Schichtgrenze um bis zu $\pm 2 \text{ mm}$ variieren. Daher war mit Streuungen der Ergebnisse zu rechnen.

Die Prüfungen erfolgten weggeregelt, unter Variation der Amplituden. Ein entscheidender Unterschied zur Prüfung gemäß DIN EN 12697-24 war eine Druck-Schwell-Belastung. Zur Simulation der Durchbiegung des Fahrbahnaufbaus wurden nur Druckbelastungen eingesetzt, Zugkräfte wurden nicht aufgebracht.

Da eine optische Betrachtung aufgrund des Aufbaus des 4-Punkt-Biegeprüfraumens nicht möglich ist, wurden zur Auswertung überwiegend konventionelle Ergebnisse betrachtet. Eine Betrachtung der Rissausbreitung nach Versuchsende wurde ebenfalls vorgenommen.

Aktuelles Kriterium für die Auswertung und damit auch für die Versuchsdauer war der Wert N_{r50} .

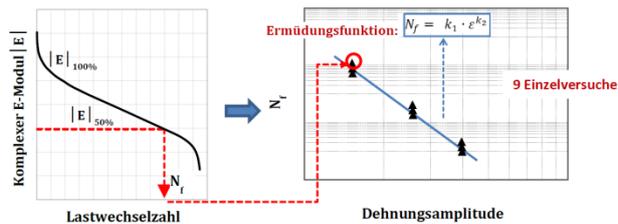


Bild 113: Konventionelles Ermüdungskriterium N_{f50} für 4-Punkt-Biege-Prüfungen gemäß DIN EN 12697-24.

Weiterhin wurde überprüft, ob das konventionelle Ergebnis der 4-Punkt-Biegeprüfung ϵ_6 eine plausible Auswertung zulässt. Das Ergebnis ϵ_6 gibt die rechnerisch ermittelte Anfangsdehnung wieder, bei der der $1.000.000 = 10^6$ Lastwechsel für das Ermüdungskriterium N_{f50} erreicht werden.

Es wurden 9 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- Variante I (k), ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante III (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante IV (G), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante VI (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante VII (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante IX (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante X (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XI (G), gefräste Unterlage, Gitter und
- Variante XII (Ref.), gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage.

Die Prüfbedingungen wurden gegenüber den DIN EN 12697-24 bzw. TP Asphalt-StB, Teil 24 dahingehend verändert, dass eine Prüftemperatur von 10°C eingesetzt wurde. Bei Prüftemperaturen von 20°C erfolgte noch während des Einbaus eine Verformung aufgrund des Eigengewichts. Die Temperatur von 10°C wirkte versteifend auf die Probekörper, so dass die kurze Zeit für den Einbau keinen relevanten Einfluss auf das Ergebnis ausübt.

Somit ergaben sich folgende Prüfbedingungen:

- Prüftemperatur: 10°C
- Frequenz: 10 Hz
- Druck-Schwell-Belastung
- Amplitude: mindestens 3-fach variiert
- Je Amplitude mindestens 2-fach belegt

Zunächst sind die Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeprüfungen, die Lastwechselzahlen N_{f50} , für alle Varianten in Bild 114 dargestellt. Die Ergebnisse können dem Anhang 3.7 in tabellarischer Form entnommen werden.

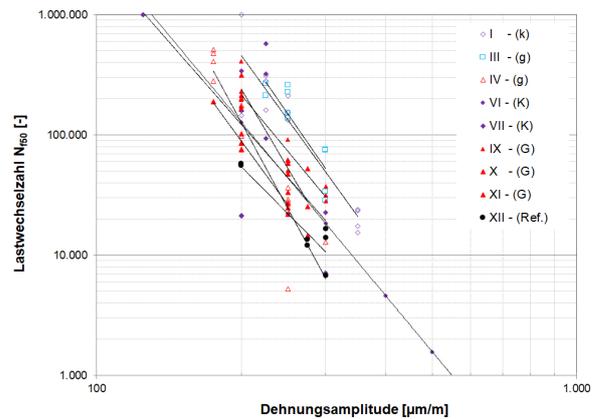


Bild 114: Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle überprüften Varianten.

Die Reduzierung auf die Darstellung der ermittelten Wöhler-Linien in Bild 115: Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle überprüften Varianten. zeigt bereits erste Tendenzen, muss aber differenziert betrachtet werden.

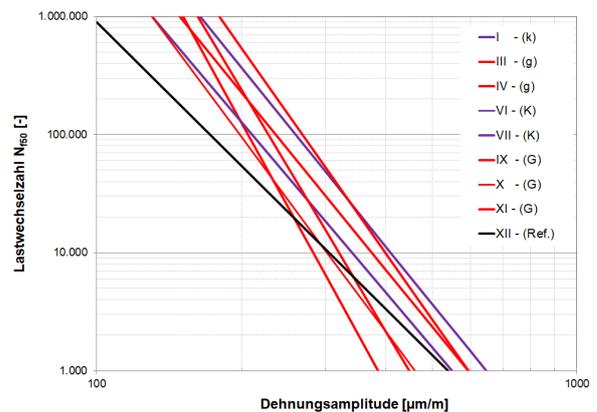


Bild 115: Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle überprüften Varianten.

Bild 116 zeigt die Wöhler-Linien der Varianten mit Gittern (III, IX sowie X). Als Vergleich dient die Referenzvariante XII ohne Einlage.

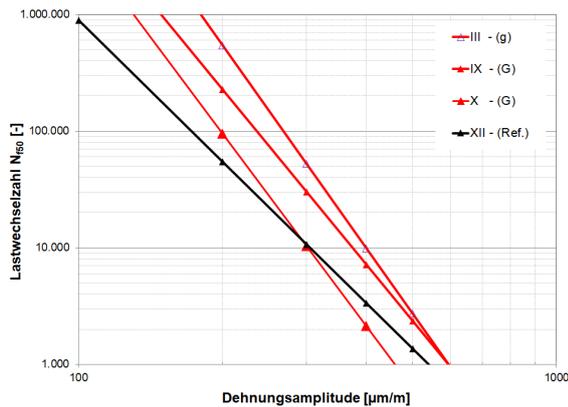


Bild 116: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Gittern.

Die beiden Varianten III und IX (gleiches Produkt) weisen im gesamten Prüfbereich Vorteile gegenüber der Referenzvariante XII auf, wobei Variante III (ungefräst) tendenziell von Vorteil ist. Die Variante X (Gitter) weist nur im niedrigen Amplitudenbereich Vorteile gegenüber der Referenzvariante XII auf.

Ergebnisse der Varianten mit den Gittern (IV und XI) sind in Bild 117 angegeben.

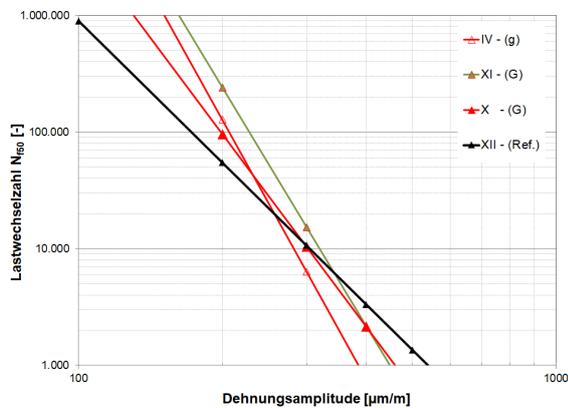


Bild 117: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Gittern.

Beide Varianten weisen einen ähnlichen Verlauf der Wöhler-Linien auf, trotz der unterschiedlichen Struktur der Gitter (IV ohne Verlegehilfe, XI mit Verlegehilfe). Dabei weist Variante XI Vorteile gegenüber Variante IV auf. Gegenüber der Referenzvariante weisen die Varianten nur im niedrigen Amplitudenbereich Vorteile auf.

Die Variante X ist nicht so abhängig von der Amplitude - die Wöhler-Linie verläuft flacher - und liegt unter- als auch oberhalb der anderen Varianten.

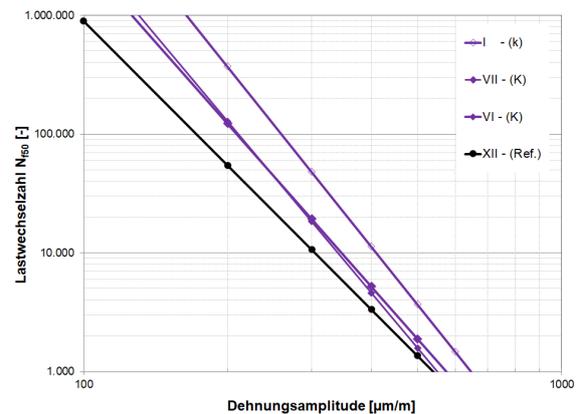


Bild 118: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Kombinationsprodukten.

Sämtliche überprüften Varianten mit Kombinationsprodukten (I, VI und VII) weisen gegenüber der Referenzvariante über den gesamten Amplitudenbereich Vorteile auf, siehe Bild 118. Dabei weist Variante I (ungefräst) Vorteile sowohl gegenüber Variante VII (gefräst), als auch Variante VI (gefräst) auf.

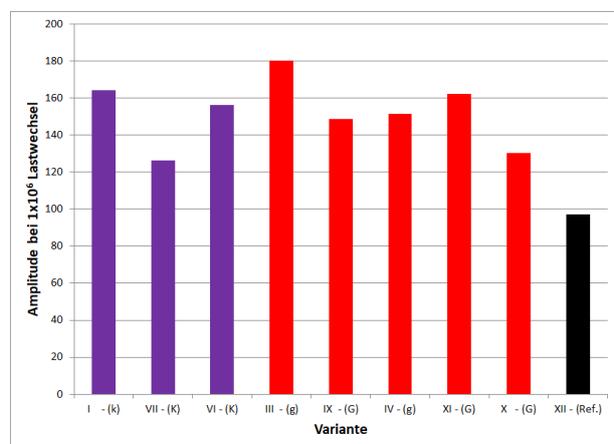


Bild 119: Konventionelle Ergebnisse ε_6 der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle Varianten.

Die konventionellen Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeprüfungen, die Amplitude bei der 10^6 Lastwechsel erreicht werden ε_6 , weisen eine ähnliche Reihung wie die Wöhler-Linien auf.

Eine zusätzliche Auswertung nach dem Ermüdungskriterium N_{Makro} ergab nur bedingt Ergebnisse. Trotz einer Dauer von bis zu 500.000 Lastimpulsen wurde nur selten das Kriterium des Makrorisses erreicht. Die wenigen Prüfungen bei denen dies der Fall war sind in Tabelle 11 zusammengefasst.

Tabelle 11: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 1 mit verschärften Prüfbedingungen

Variante	Dehnungsamplitude [$\mu\text{m}/\text{m}$]	N_{f50}	N_{Makro}
I	350	23.401	73.902
	250	132.800	178.702
IV	250	29.119	95.402
	200	97.790	462.302
IX	200	195.674	398.702
XII	300	14.056	59.602
	200	55.602	148.702

Die in Bild 120 dargestellte Korrelation der beiden Ergebnisse ist nicht zufriedenstellend, so dass von einer weiteren Auswertung mittels N_{Makro} abgesehen wird.

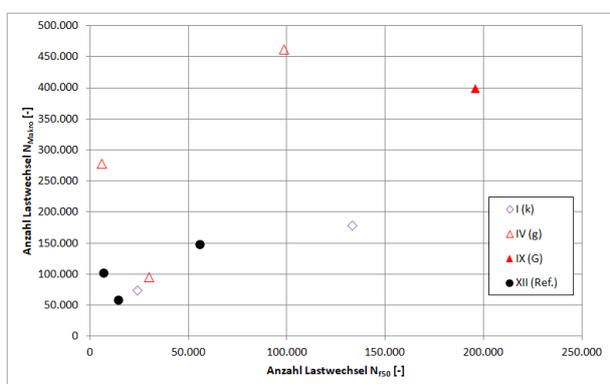


Bild 120: Korrelation der Ergebnisse für die Ermüdungskriterien N_{f50} und N_{Makro} bei 4-Punkt-Biegeprüfungen.

Weiterhin wurde nach der Prüfung das (teilweise nicht) vorhandene Rissbild beurteilt.



Bild 121: Rissbild am Probekörper XII-7 nach Prüfung, Dehnungsamplitude $300 \mu\text{m}/\text{m}$, $N_{f50} = 16.560$, kleiner Riss bis zur Schichtgrenze.



Bild 122: Rissbild am Probekörper XII-25 nach Prüfung, Dehnungsamplitude $200 \mu\text{m}/\text{m}$, $N_{f50} = 55.602$, Riss durch die Schichtgrenze.



Bild 123: Rissbild am Probekörper XI-14 nach Prüfung, Dehnungsamplitude $275 \mu\text{m}/\text{m}$, $N_{f50} = 52.502$, Riss bis zur Schichtgrenze, wandert an der Einlage entlang.

In Bild 121 ist ein typisches Rissbild der Variante XII (Referenz). Da alle Kerben bewusst kurz vor der Schichtgrenze enden, entsteht über der Kerbe ein kleiner Riss bis zur Schichtgrenze. Dieses Rissbild stellt somit einen nicht geschädigten Fall dar. Geht der Riss dagegen durch die Schichtgrenze, wie in Bild 122 dargestellt, ist der Probekörper eindeutig geschädigt. In Bild 123 ist das typische Rissbild bei Einsatz einer Asphalteinlage (hier: Gitter) dargestellt. Der Riss geht bis zur Schichtgrenze und „wandert“ an der Einlage entlang. Dieses Verhalten wurde auch in der Literatur beobachtet.

Die Betrachtung der Rissbilder ist nur bedingt zielführend. So weist die Referenzvariante XII in 5 von 7 Fällen keine sichtbaren Schäden auf, in den 2 verbleibenden Fällen wird jedoch ein fast durchgehender Riss beobachtet. Die Varianten VII (K), IX (G) und X (G) weisen die geringsten Schadenbilder auf, mit Abstand gefolgt von Variante XI (G). Demgegenüber weisen die Varianten I (k), III (g) und IV (g) stärkere Rissbildungen auf. Einziges Unterscheidungsmerkmal wäre die gefräste bzw. ungefräste Unterlage. Eine Korrelation zu den Messergebnissen kann nicht gefunden werden.

Es kann festgehalten werden:

- Die Referenzvariante ohne Einlage (XII) weist den geringsten Ermüdungswiderstand auf und zeigt als einzige Variante fast durchgehende Risse.
- Die Varianten mit Asphalteinlagen verhinderten ein Durchschlagen der Risse. Lediglich Variante IV (Gitter, ohne Verlegehilfe) konnte ein Fortschreiten des Risses durch die Schichtgrenze teilweise nicht verhindern.
- Die Varianten IV (Gitter), X (Gitter) und XI (Gitter) reagieren verhältnismäßig stark auf die Dehnungsamplituden und sind bei hohen Amplituden gegenüber der Referenzvariante von Nachteil.
- Die Kombinationsprodukte I und VII (gleiches Produkt) und VI sind gegenüber der Referenzvariante im überprüften Bereich immer von Vorteil.
- Die Gitter III und IX (gleiches Produkt, mit Verlegehilfe) sind gegenüber der Referenzvariante im überprüften Bereich immer von Vorteil.
- Betrachtet man die gleichen Produkte, weisen die ungefrästen Varianten I (Kombiprodukt) und III (Gitter) gegenüber den gefrästen Varianten VII und IX Vorteile auf.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass mit der 4-Punkt-Biegeprüfung über die Lage der Wöhler-Linie oder das Ergebnis ε_6 eine rissüberbrückende Funktion - im Vergleich zum Referenzasphalt - nachgewiesen werden kann. Da die Wöhler-Linie einen größeren Amplitudenbereich abdeckt, ist dieser Auswertung der Vorzug zu geben.

3.2.3.3 3-Punkt-Biegeprüfung an Balken auf elastischer Unterlage

Die rissüberbrückende Funktion der Asphalteinlagen wurde zusätzlich auch mittels zyklischer 3-Punkt-Biegeprüfungen ohne Auflager, aber auf elastischer Unterlage bewertet.

(Vismara et al. 2012a) führten sogenannte „Beam on elastic Foundation“-Prüfungen (BOEF) durch. Dazu wurde ein Balken mit den Maßen 500 x 80 x 70 mm³ auf eine Gummiunterlage geklebt, welche wiederum auf eine biegesteife Stahlplatte geklebt wurde. Bei 5 °C wurde das System mit einer Druck-Schwell-Belastung von 5 Hz und Lasten von 2,5 bis 5 kN belastet. Bild 124 zeigt die von Vismara eingesetzte Prüfeinrichtung.



Bild 124: Versuchsaufbau für 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage nach (Vismara et al. 2012a).

Als Ergebnis wurde ermittelt, dass die horizontale Dehnung behindert wird, in direkter Abhängigkeit der Höhe im Probekörper. Eine Spannungsabhängigkeit ist nur bedingt erkennbar. Als Ergebnis wird die Rissöffnungsweite über die Anzahl der Lastzyklen angegeben, siehe Bild 125.

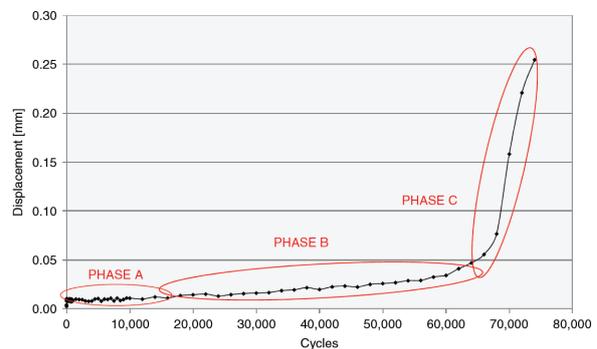


FIGURE 9 Typical fatigue test output (crack opening displacement around notch during test).

Bild 125: Beispiel für ein Ergebnis der 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage nach (Vismara et al. 2012a).

Demnach werden drei charakteristische Phasen erkannt: Eine konstante Phase (A), ein linearer Anstieg (B) und die Versagensphase (C).

Für dieses Forschungsprojekt wurde ein einfacheres Prüfverfahren gegenüber dem aufwändigen Verfahren nach Vismara eingesetzt.

Den prinzipiellen eingesetzten Prüfrahen bzw. Prüfstempel zeigt Bild 126. Dabei wurde der Probekörper nicht aufgeklebt. Auch die Gummimatte wurde nicht verklebt. Da hier ausschließlich mit einer Druck-Schwellbelastung gearbeitet wurde, war dieser Einfluss vernachlässigbar. Die Last wurde mit einem Stempel als Linienlast aufgebracht, siehe Bild 126. Die Prüfungen wurden zunächst an zwei Gummimatten mit unterschiedlichen Elastizitätsmoduln durchgeführt.



Bild 126: Prinzipieller Versuchsaufbau für 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage.

Als Prüftemperatur wurde zunächst 10 °C eingesetzt, um eine Vergleichbarkeit mit den Ergebnissen der 3-Punkt- und 4-Punkt-Biegeversuche zu erhalten.

Die sinusförmigen Lasten umfassten 0,2 bis 1,5 kN, bei einer Frequenz von 10 Hz.

In der Auswertung wurde zunächst die Durchbiegung, das konventionelle Versagenskriterium N_{f50} und, falls möglich, N_{Makro} betrachtet.

Dazu wurde der Elastizitätsmodul gemäß Gl. 5 berechnet. Als Abstand der Lager wurde die Probekörperlänge 400 mm angesetzt. Die Auswertung betrachtet zum einen die komplette Durchbiegung (Probekörper + Unterlage), als auch nur die Durchbiegung des Probekörpers (ohne Gummiunterlage).

Weiterhin wurde überprüft, ob die von (Vismara et al. 2012a) beobachteten drei Phasen in den Ergebnissen bestätigt werden können.

Es wurden 9 Varianten aus dem Probefeld geprüft:

- Variante I (k), ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante III (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante IV (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante VI (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante VII (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante IX (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante X (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XI (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XII (Ref.), gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage.

Als Prüfbedingungen wurden gewählt:

- Prüftemperatur: +10 °C
- Frequenz: 10 Hz,
- Druck-Schwell-Belastung

- Spannung: bis zu 6-fach variiert

An ausgewählten Varianten wurden noch folgende Prüfbedingungen variiert:

- Prüftemperatur 0 °C und -10 °C
- Gummiunterlage mit einem höheren Elastizitätsmodul

Zur Vereinfachung wird dieses Prüfverfahren im Folgenden als 1-Punkt-Biegeprüfung bezeichnet.

Für die Prüfungen wurden drei verschiedene elastische Unterlagen unterschiedlicher Härte eingesetzt.

Da von der Härte nur bedingt auf die Elastizität geschlossen werden kann, wurde für jede Unterlage der Elastizitätsmodul bestimmt. Dazu wurden die Unterlagen mit einem biegesteifen Stempel (\varnothing 101,6 mm) unter Versuchsbedingungen belastet und der elastische Anteil in Abhängigkeit der Lastamplitude ermittelt.

Die bei einer Prüftemperatur von $T = 10$ °C und einer Frequenz von 10 Hz ermittelten Daten sind in Tabelle 12 dargestellt.

Tabelle 12: Ergebnisse der Bestimmung der Elastizitätsmoduln für die elastischen Unterlagen

Unterlage	Dicke	Last	Wegamplitude	Elastizitätsmodul
-	mm	N	mm	MPa
1	8	400	0,109	1,76
		600	0,129	2,24
		800	0,147	2,63
		1000	0,165	2,93
2	14	400	0,104	3,23
		600	0,128	3,96
		800	0,146	4,61
		1000	0,165	5,10
3	10	400	0,018	13,34
		600	0,021	16,77
		700	0,024	19,74
		1000	0,027	22,57

Die Ergebnisse zeigen, dass die Elastizität der Unterlagen sich ausreichend voneinander unterscheiden, diese aber lastabhängig sind.

Um die Durchbiegung des Probekörpers von der Durchbiegung der Unterlage differenzieren zu können, wurde mit einem Kunststoffprobekörper (E-Modul: 1579 MPa) in den Maßen der eingesetzten Probekörper ($400 \times 50 \times 50$ mm³) die Verformung der Unterlagen bestimmt. Die so gemessenen Verformungen waren jedoch stets größer, als die in den späteren Versuchen gemessenen Verformungen, so dass eine Auswertung mit dieser Methode nicht möglich war.

Deshalb wurde die elastische Verformung der Unterlage über den zuvor ermittelten Elastizitätsmodul bestimmt. Als Lastfläche wurde die gesamte Auflage-

geflechte angenommen. Dies stellt eine Vereinfachung gegenüber dem tatsächlichen Verhalten dar! Die tatsächlich auftretenden Verformungen unterhalb der Balken müssten für jedes Material über ein FE-Modell bestimmt werden. Dies ist jedoch sehr aufwändig und im Rahmen dieses Projektes nicht lösbar. Aus diesem Grund wird für eine vergleichende Betrachtung dieses vereinfachte Verhalten eingesetzt.

Tabelle 13: Ergebnisse der vereinfachten Bestimmung der Verformungen der elastischen Unterlagen unter Versuchsbedingungen

Unterlage	Dicke	Last	Elastizitäts-Modul	Wegamplitude
-	mm	N	MPa	mm
1	8	400	1,76	0,089
		600	2,24	0,109
		800	2,63	0,124
		1000	2,93	0,135
		1200	3,36	0,143
		1500	3,94	0,152
2	14	400	3,23	0,085
		600	3,96	0,107
		800	4,61	0,123
		1000	5,10	0,135
3	10	400	13,34	0,015
		600	16,77	0,018
		700	19,74	0,020
		1000	22,57	0,022

Die so ermittelten Wegamplituden (Unterlage) werden von den gemessenen Wegamplituden (Probekörper + Unterlage) abgezogen, um das Verhalten des Probekörpers beurteilen zu können.

Zunächst wird überprüft, ob die bei Vismara beobachteten Phasen der Rissausbreitung in der Durchbiegung abgebildet werden. Dies konnte in Ausnahmefällen beobachtet werden, siehe Bild 121 und Anhang 3.8 (Rissbild 5). Bei einer Prüftemperatur von 0 °C und einer Last von 1,5 kN lässt sich zunächst ein langsamer Anstieg der Durchbiegung (reversibel) erkennen, bis ab ca. 45.000 Lastimpulsen ein überproportionaler Anstieg erfolgt.

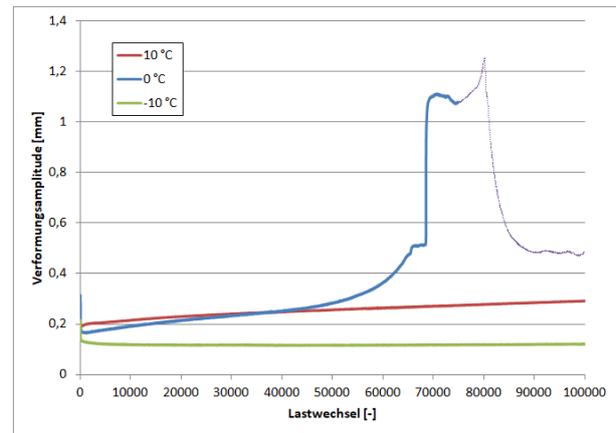


Bild 127: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Lastamplituden im 1-Punkt-Biegeversuch für Variante XII, Unterlage 1.

Da diese Ausprägung der Durchbiegung zum einen eine Ausnahme darstellt (viermal nachweisbar) und zum anderen keine mathematisch verwertbare Auswertung zulässt, wird im Weiteren der dynamische Modul MD betrachtet. Dieser ist gemäß Gl. 5 direkt von der Durchbiegung abhängig. Die im Folgenden grafisch dargestellten Ergebnisse können dem Anhang 3.8 in tabellarischer Form entnommen werden.

Bild 128 zeigt die dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen auf Unterlage 1 (weich) der Referenz-Variante (XII) sowie der Varianten mit Kombinationsprodukten (I, VI und VII) in einem Diagramm.

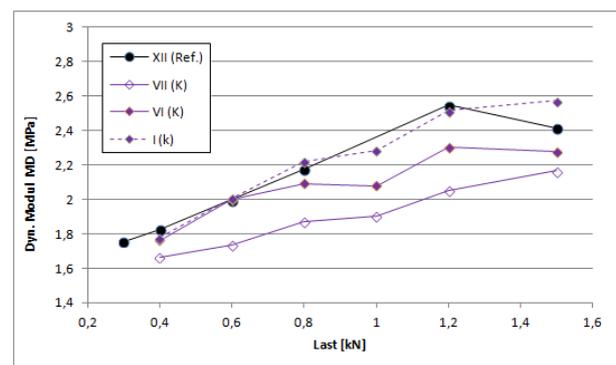


Bild 128: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich), Referenz und Kombinationsvarianten.

Bild 128 zeigt, dass Variante VII über alle Laststufen die geringsten Moduln aufweist. Hier wurde somit die größten Durchbiegung ermittelt. Variante VI weist im höheren Lastbereich ebenfalls geringere Moduln gegenüber der Referenzvariante (XII) auf. Lediglich Variante I zeigt ein der Referenzvariante vergleichbares Verhalten.

Da Variante VII einen optisch dicken Bindemittelfilm aufweist, wird vermutet, dass dieser den Schichtenverbund vermindert und so größere Durchbiegungen zulässt. Variante I mit dem gleichen Produkt, jedoch auf ungefräster Unterlage, beweist, dass ein dem Referenzasphalt vergleichbares Verhalten möglich ist.

Weiterhin zeigt Bild 128, dass die Referenzvariante im hohen Lastbereich von 1,5 kN nach 50.000 Lastimpulsen bereits geschädigt ist und der Modul wieder sinkt. Dieses Verhalten ist bei den anderen Varianten nicht bzw. nur bedingt (Variante VI) zu beobachten.

Die Betrachtung der Varianten mit Gittern (III, IV, IX, X und XI) auf Unterlage 1 (weich) erfolgt anhand Bild 123.

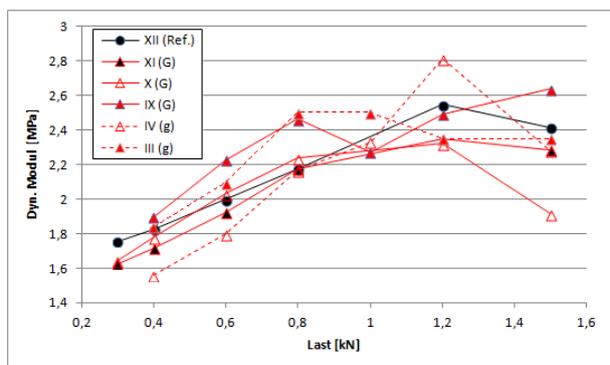


Bild 129: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich), Referenz und Gittervarianten.

Die Darstellung der dyn. Moduln zeigt, dass die Varianten XI, X und IV meist unterhalb, selten im Bereich, der Referenzvariante liegen.

Die Varianten III und IX (gleiches Produkt) liegen meist oberhalb der Referenzvariante.

Einen Abfall des Moduls bei hohen Lasten zeigen die Varianten IV, X und XI, während die beiden Varianten IX und III keinen bzw. einen geringen Abfall erkennen lassen.

Für die hohen Lasten 1,2 kN und 1,5 kN zeigt Bild 130 eine Übersicht der Moduln.

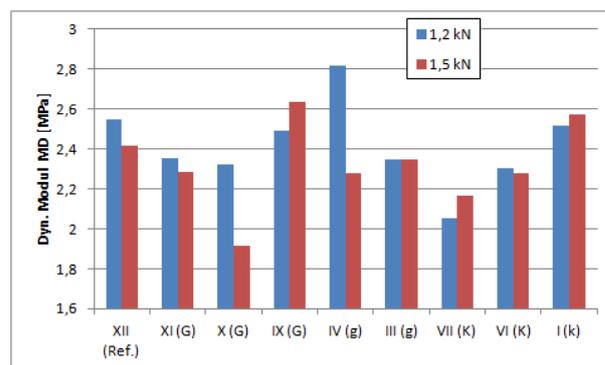


Bild 130: Dyn. Moduln MD nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Generell weisen nur wenige Varianten höhere Moduln (und damit geringere Durchbiegungen) auf, gegenüber der Referenz (XII). Für eine Last von 1,2 kN liegt nur Variante IV (Gitter) oberhalb der Referenz. Wird die Last erhöht, liegen die Varianten I (Kombinationsprodukt) und IX (Gitter) oberhalb der Referenz.

Die Betrachtung der Moduln MD unter Berücksichtigung der Unterlagen, weist ein leicht verändertes Bild auf, siehe Bild 131. Für diese Auswertung kann nicht der gesamte Lastbereich genutzt werden, da bei geringen Lasten die (rechnerische) Verformung der Unterlage (siehe Tabelle 13) größer ist, als die gesamte gemessene Verformung. Zur besseren Übersicht sind in Bild 131 die Regressionsgraden der Moduln über die Last eingezeichnet.

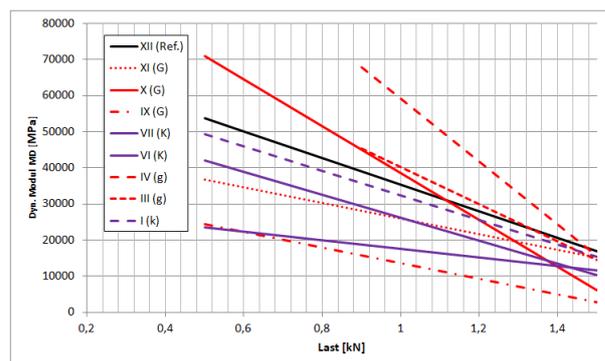


Bild 131: Regressionsgraden der dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Es fällt auf, dass die berechneten Moduln in Bild 131 auf einen sehr hohen Niveau liegen. Dabei ist zu beachten, dass diese ermittelten Werte lediglich theoretische Ergebnisse darstellen. Wird der elastische Anteil der Unterlage abgezogen, bleiben nur noch geringe Durchbiegungen der Probekörper, welche in hohen dynamischen Moduln resultieren.

Weiterhin zeigt Bild 131, dass die Moduln MD mit steigender Last fallende Werte aufweisen. Hier kann eindeutig beobachtet werden, dass mit steigender Last die Durchbiegung der Probekörper überproportional zunimmt und daher die Moduln sinken.

Die Übersicht in Bild 131 zeigt, dass lediglich die Varianten III (Gitter), IV (Gitter) und X (Gitter) im niedrigen Lastbereich die Referenzvariante (XII) übertreffen. Insbesondere Variante IX (Gitter) weist deutlich geringere Moduln auf. Dies ist insofern unplausibel, da Variante III mit dem gleichen Gitter die höchsten Moduln aufweist.

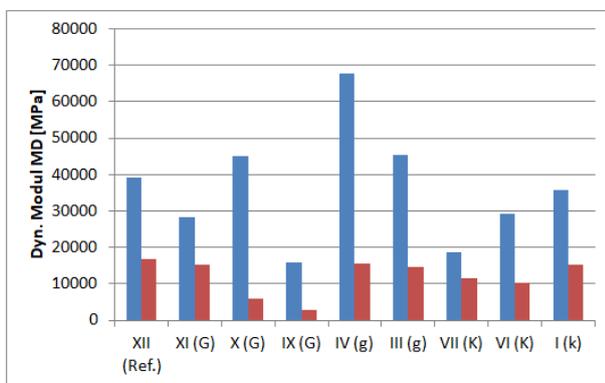


Bild 132: Dyn. Moduln MD ohne Berücksichtigung der Unterlage nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

In Bild 132 sind die Moduln nach 50.000 Lastwechseln für die beiden höchsten Lasten dargestellt. Im Vergleich mit Bild 130 weisen auch hier nur wenige Varianten höhere Moduln gegenüber der Referenzvariante XII auf. Für die Last von 1,2 kN sind dies neben der Variante IV(g) (wie auch in Bild 130) auch die Varianten X(G) und III(g). Bei der höheren Last von 1,5 kN erreicht keine Variante die Werte der Referenz.

Der Einsatz der härteren Unterlage 2 liefert ähnliche Ergebnisse, wie Unterlage 1.

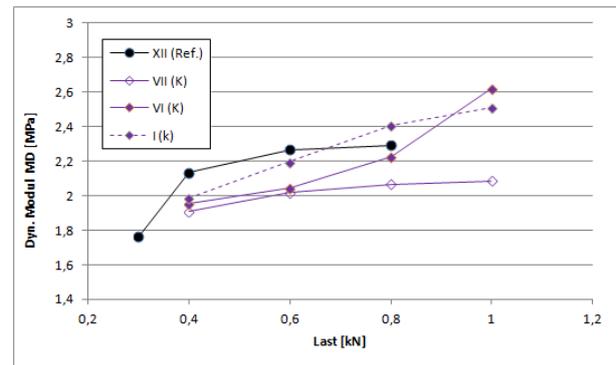


Bild 133: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel), Referenz und Kombinationsvarianten.

Bild 133 zeigt, dass Variante VII über alle Laststufen die geringsten Moduln aufweist, wie auch bei Unterlage 1. Variante VI weist im niedrigen Lastbereich ebenfalls geringere Moduln gegenüber der Referenzvariante (XII) auf. Auch hier wird vermutet, dass Variante VII aufgrund des optisch dicken Bindemittelfilms größere Durchbiegungen zulässt. Variante I mit dem gleichen Produkt, jedoch auf ungefräster Unterlage, beweist, dass ein dem Referenzasphalt vergleichbares Verhalten möglich ist.

Die Betrachtung der Varianten mit Gittern (III, IV, IX, X und XI) auf Unterlage 2 (mittel) erfolgt anhand Bild 134.

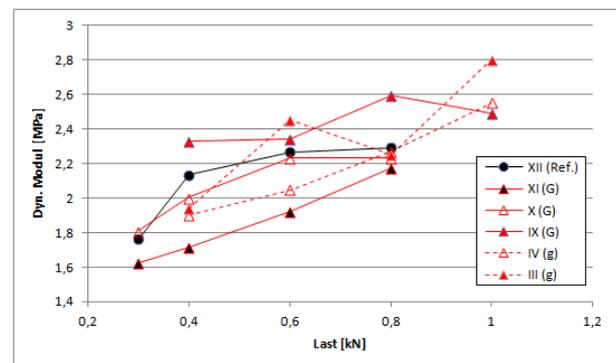


Bild 134: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel), Referenz und Gittervarianten.

Die Darstellung der dynamischen Moduln zeigt, dass auch hier die Varianten XI, X und IV meist unterhalb und selten im Bereich der Referenzvariante liegen.

Die Varianten III und IX (gleiches Produkt) liegen meist oberhalb der Referenzvariante, wie auch für Unterlage 1 beobachtet.

Ein Vergleich der hohen Lasten zeigt Bild 135. Für die Varianten XII(Ref.), XI(G) und X(G) werden 0,6 kN und 0,8 kN verglichen, für die weiteren Varianten

0,8 kN und 1,0 kN. Ein direkter Vergleich erfolgt über die Last von 0,8 kN.



Bild 135: Dyn. Modul nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 0,6 kN und 0,8 kN (XIII, XI, X) bzw. 0,8 kN und 1,0 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel).

Auch mit der Unterlage 2 weisen nur wenige Varianten höhere Moduln (und damit geringere Durchbiegungen) auf, als die Referenzvariante (XII). Für eine Last von 0,8 kN liegen nur Varianten XI (Gitter), IX (Gitter), und I (Kombiprodukt) oberhalb der Referenz. Wird die Last erhöht, weisen beinahe alle Varianten einen erhöhten oder zumindest gleichbleibenden Modul auf. Eine Ausnahme bildet die Variante IX welche einen abfallenden Modul aufweist.

Auf eine Betrachtung der Moduln unter Berücksichtigung der elastischen Anteile der Unterlagen wird hier explizit verzichtet. Die Auswertung bietet keine zusätzlichen, verwertbaren Informationen.

Eine Variation der Prüftemperatur ist in Bild 136 dargestellt. Für die Laststufe 1,5 kN und unter Einsatz der weichen Unterlage 1 sind die ermittelten dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen dargestellt.

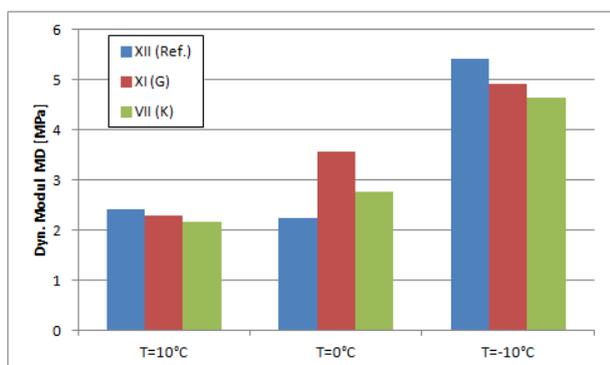


Bild 136: Dyn. Modul nach 50.000 Lastimpulsen bei 1,5 kN und unterschiedlichen Temperaturen bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Während bei 10 °C weder Variante VII noch XI höherer Werte gegenüber der Referenz erzielt, werden bei 0 °C zum Teil deutlich höhere Moduln erreicht. Bei -10 °C zeigt sich wieder ein Verhalten ähnlich 10 °C, nur auf einem höheren Niveau (temperaturbedingt erhöhte Steifigkeit der Probekörper).

Während die beiden Varianten VII und XI einen erwarteten, temperaturbedingten Anstieg der Moduln aufweisen, zeigt die Referenz bei 0 °C einen starken Abfall der Moduln.

Wird dazu das Rissbild betrachtet, fällt auf, dass Variante XII bei 10 °C einen teilweisen und bei 0 °C einen komplette Riss aufweist. Variante XI zeigt bei 10 °C einen kompletten Riss und bei 0 °C einen teilweisen Riss. Variante VII weist keine Risse oder schadhafte Verhalten auf.

Die Betrachtung der Rissbilder an der Kerbe zeigt, dass nur in Ausnahmefällen ein durchgehender Riss erzeugt werden konnte. Durchgängige Risse wiesen nur folgende Varianten auf (siehe auch Anhang 3.8):

- Variante XII (Ref.), T = 0 °C, 1,5 kN
- Variante XI (G), T = 10 °C, 1,5 kN
- Variante X (G), T = 10 °C, 1,5 kN
- Variante IV (g), T = 10 °C, 1,5 kN

Bild 137 zeigt einen typischen kompletten Riss durch den Probekörper, während Bild 132 die stärksten Ablösungen an der Einlage zeigt. Die Rissbilder weisen keine stetigen Abstufungen der Risse auf. Meistens wird das Durchschlagen des Risses durch die Einlage verhindert und nur geringe Ablösungen im Bereich der Kerbe sind zu beobachten.



Bild 137: Typisches Rissbild bei durchgehendem Riss, Variante XI (Gitter), T = 10 °C, 1,5 kN, Unterlage 1 (weich).



Bild 138: Typisches Rissbild bei nicht durchgehendem Riss und starken Ablösungen an der Einlage, Variante III (Gitter), $T = 10\text{ °C}$, 1,5 kN, Unterlage 1 (weich).

Die Rissbilder werden von 0 (kein Riss) bis 5 (durchgehender Riss) aufsteigend bewertet. So kann eine einfache Rangfolge über die Summe der Werte angegeben werden. Da ggf. eine unterschiedliche Anzahl von Prüfungen durchgeführt wurde, wird diese Summe durch die Anzahl der Prüfungen geteilt. Je höher die so berechneten Werte, desto rissanfälliger sind die Varianten.

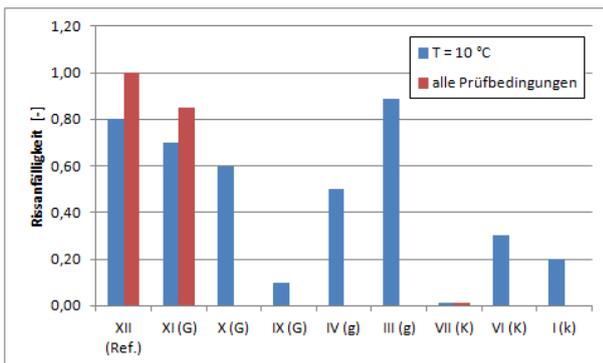


Bild 139: Übersicht über die Rissanfälligkeit bei 1-Punkt-Biegeversuchen.

Für gleiche Prüfbedingungen zeigt Bild 139, dass mit Ausnahme der Variante III alle Varianten weniger Schäden aufweisen, als die Referenz (XII). Variante III (g) weist im Bereich der Kerbe häufiger Ablösungen auf, jedoch kein Durchschlagen des Risses. Die Kombinationsprodukte (I, VI und VII) liegen auf einem niedrigen Niveau, wobei Variante VII in keine geprüften Fall Schäden oder Risse aufweist. Die Varianten mit Gittern liegen auf einem höheren Niveau, mit Ausnahme der Variante IX (G), welche nur geringe Schäden erkennen lässt.

Zur Detektion möglicher Korrelationen der dyn. Moduln ($T = 10\text{ °C}$, Unterlage 1 (weich)) mit den Rissbildern sind diese in Bild 140 in einem Diagramm eingetragen.

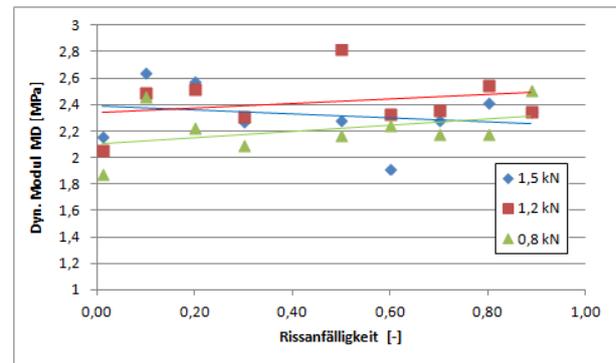


Bild 140: Zusammenhang zwischen den Rissanfälligkeit und den dyn. Moduln ($T = 10\text{ °C}$, Unterlage 1) bei 1-Punkt-Biegeversuchen.

Mögliche Zusammenhänge in Bild 140 wären eine niedrige Rissanfälligkeit aufgrund hoher Moduln (erhöhte Steifigkeit) oder eine niedrige Rissanfälligkeit aufgrund niedriger Moduln (Spannungsabbauende Schicht).

Im Bereich der geringen Rissanfälligkeit kann dieses Verhalten tatsächlich beobachtet werden. Im Bereich höherer Rissanfälligkeiten kann jedoch keine Zusammenhang detektiert werden.

Auch die Betrachtung der Unterlage 2 (mittel) - hier nicht dargestellt - lässt keinen Zusammenhang erkennen. Ein eindeutiger Zusammenhang zwischen den ermittelten Moduln und den Rissbildern kann nicht hergestellt werden.

Zusammenfassend können mit diesem Prüfverfahren nur bedingt plausible Ergebnisse erzielt werden. Um eine relevante Verformung der Probekörper zu erhalten, muss z. B. die Unterlage weich sein. Auch dürfen die Probekörper nicht zu biegesteif sein, so dass im Temperaturbereich größer 0 °C gearbeitet werden sollte. Nur so kann eine beschleunigte Beanspruchung der Probekörper in einem ökonomischen Zeitrahmen erfolgen. Aufgrund des vereinfachten Berechnungsverfahrens ist es nur in höheren Lastbereichen möglich, die elastischen Anteile der Unterlagen zu berücksichtigen. Dies zeigt, dass die Vereinfachung die Messwerte physikalisch nicht korrekt wiedergibt, hier müsste ein FE-Modell zum Einsatz kommen. Die Durchbiegung unter Berücksichtigung der gesamten Verformung lässt eine einfache Bewertung zu. Das Ergebnis ist physikalisch zwar nicht korrekt, lässt jedoch eine vergleichende Bewertung zu.

3.2.3.4 3-Punkt-Biegeprüfung von Platten auf elastischer Unterlage

Die rissüberbrückende Funktion von Asphalteinlagen in Platten wurde mittels einer an zyklische 3-

Punkt-Biegeprüfungen analysiert, indem eine Asphaltprobeplatte auf elastischer Unterlage im Spurbildungsgerät geprüft wurde.

(Guler und Atalay 2013) haben eine Studie zum Einfluss von Asphalteinlagen auf den Verformungswiderstand von verschiedenen Asphaltprobeplatten durchgeführt. Dafür wurde das Spurbildungsgerät eingesetzt. Es wurden Splittmastixasphalt, eng gestufter Heiasphalt (HMA) und eng gestuftes Bindematerial als Asphaltmischgut verwendet. Als Asphalteinlagen wurden zwei Geogitter aus Polyester und zwei aus Glasfasern hergestellte Geogitter eingesetzt (von jeweils unterschiedlichen Herstellern). Die Einlagen unterschieden sich hauptsächlich durch ihre Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit. Die Versuche wurden bei 60 °C, mit 700 N Prüflast und 20.000 Überrollungen durchgeführt. Dies entspricht den Prüfbedingungen gemäß TP Asphalt-StB, Teil 22. Die Ergebnisse dieser Versuche waren nicht eindeutig und sprechen dafür, dass der Verformungswiderstand unabhängig von der Zugfestigkeit oder Steifigkeit der Asphalteinlagen ist. Guler und Atalay schlussfolgerten aus den Ergebnissen, dass bei Verwendung einer geeigneten Asphalteinlage eine Verminderung der Verformung erzielt werden kann. Sie schränken jedoch ein, dass die Versuchsbedingungen nicht praxisgerecht wären und die Ergebnisse durch Feldversuche validiert werden müssten.

(Montestruque et al. 2012) stellen einen Feld- und einen Laborversuch vor. Im Laborversuch wurden mit dem Spurbildungsgerät drei verschiedene Asphaltbefestigungen getestet. Eine Probe bestehend aus einer Schicht, eine zweischichtige Probe aus einer SAMI-Schicht und einer Deckschicht und eine dritte Probe mit gleichem Aufbau, jedoch mit einem bewehrenden Gitter aus Polyester in der Schichtgrenze. Die Elastizität der jeweiligen Unterlage auf der die Proben in das Gerät eingesetzt wurden, wurde variiert (zwei unterschiedliche Gummiauflagen, siehe dazu Bild 141). Die Bewegung der Unterlage und daraus resultierenden Spannungen sollten eine gerissene Unterlage simulieren. Die Prüflasten wurden dreifach variiert. Die Versuche wurden bis zum Auftreten eines Risses an der Oberfläche durchgeführt.

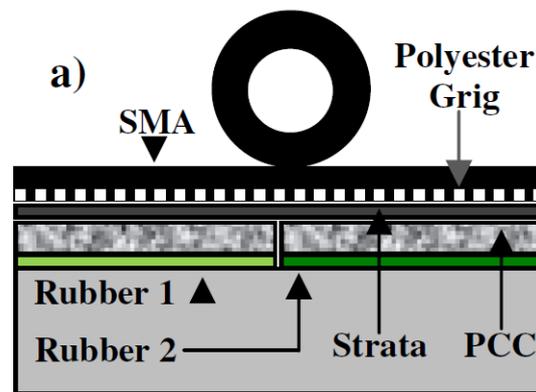


Bild 141: Prinzipieller Versuchsaufbau für Spurbildungsversuche an Platten auf elastischer Unterlage nach (Montestruque et al. 2012).

Es zeigte sich der Einfluss der Last auf die Anzahl der Überrollungen, wobei das einschichtige System die geringste Anzahl an möglichen Überrollungen aufwies, gefolgt vom zweischichtigen System. Das System mit Asphalteinlage wies die höchste Anzahl an Überrollungen auf. Der Einfluss des Gitters war signifikant und verlängerte die Nutzungsdauer erheblich.

In Anlehnung an die Prüfbedingungen der TP Asphalt-StB, Teil 22 und der Vorgehensweise nach (Montestruque et al. 2012) wurden zunächst geeignete Prüfbedingungen ermittelt, um ein verwertbares Ergebnis erzielen zu können, wobei als Ergebnis die mit dem Spurbildungsgerät gemessene Eindringtiefe ausgewertet wurde. Die Auswertung erfolgte aus laborökonomischen Gründen nach maximal 20.000 Überrollungen.

Folgende Varianten aus dem Probefeld wurden geprüft:

- Variante I (k), ungefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante III (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante IV (g), ungefräste Unterlage, Gitter,
- Variante VI (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante VII (K), gefräste Unterlage, Kombinationsprodukt,
- Variante IX (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante X (G), gefräste Unterlage, Gitter,
- Variante XI (G), gefräste Unterlage, Gitter und
- Variante XII (Ref.), gefräste Unterlage, Referenz ohne Einlage.

Als Probekörper wurden aus jenen Platten, die zunächst aus dem Probefeld entnommen wurden, kleinere Asphaltprobeplatten mit den Maßen 320 x

260 x 50 mm³ gesägt. Quer zur Fahrtrichtung wurde an der Unterseite eine Kerbe bis zur Asphalteinlage gesägt, ca. 1 cm tief und 2 mm breit.

Grundlegende Versuche mit einer elastischen Unterlage im Spurbildungstest sind in Kapitel 3.2.5 vorgestellt. Ergebnis dieser grundlegenden Tests war, dass mit einer elastischen Unterlage keine verwertbaren Verformungen an den Probeplatten gemessen werden können. Auch noch nach 60.000 Überrollungen (> 15 h Versuchsdauer) traten keine nennenswerten Verformungen auf.

Aus diesem Grund wurde eine Variante mit zwei Auflagern von 5 cm Breite und 2 cm Höhe am Plattenrand eingesetzt. Der freie Abstand zwischen den Auflagern betrug damit 22 cm, bezogen auf die Plattenfläche sind dies 69 %.

Die Prüftemperatur wurde zunächst auf 40 °C festgelegt. Erste Tests zeigten, dass schnell hohe Verformungen auftraten (siehe Bild 142), so dass die Prüftemperatur auf 30 °C abgesenkt wurde.

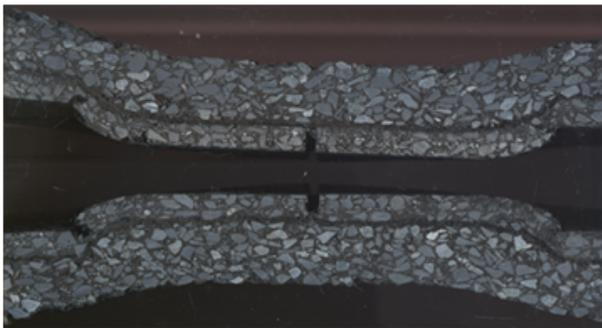


Bild 142: Beispiel für Verformungen an aufgelagerten Asphaltprobeplatten nach 20.000 Überrollungen bei 40 °C. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Weitere technische Modifikationen wurden als nicht notwendig angesehen.

Zur Auswertung wird der Verformungsverlauf herangezogen. Wie Bild 143 zeigt, wiesen jene Varianten mit starken Verformungen zunächst eine rasche Zunahme der Verformung auf, um dann auf einem quasi konstanten Niveau zu bleiben, da die Platte auf der Unterlage aufsetzt. Die Verformung nach 20.000 Überrollungen stellt dann kein verwertbares Ergebnis dar.

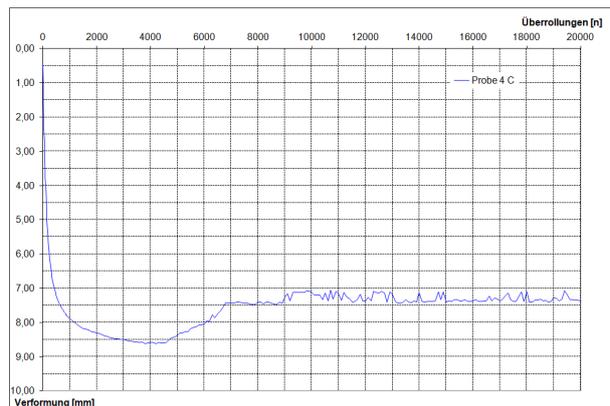


Bild 143: Beispiel für den Verformungsverlauf (hier: Spurrinnentiefenverlauf) an aufgelagerten Asphaltprobeplatten über 20.000 Überrollungen.

Somit wurde die Anzahl der Überrollungen bis zum Erreichen von 7,0 mm Verformung (geringste erzielte Verformung) als Ergebnis festgelegt. Die so erzielten Ergebnisse bewiesen, dass mit diesen Prüfbedingungen im Spurbildungsgerät die Asphaltvarianten differenziert angesprochen werden können.

Prinzipiellen Verformungsverläufe von vier getesteten Varianten zeigt Bild 144.

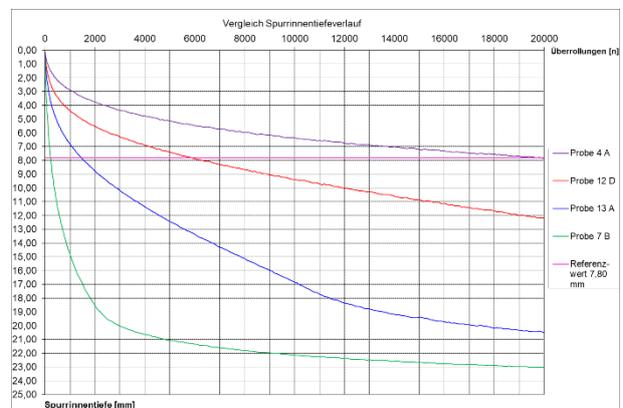


Bild 144: Verformungsverläufe von 4 Einzelversuchen unterschiedlicher Varianten über 20.000 Überrollungen.

Die erzielten Ergebnisse, die Anzahl der Überrollungen bei 7,0 mm Verformung, sind in Bild 145 dokumentiert. Eine tabellarische Darstellung kann dem Anhang 3.9 entnommen werden.

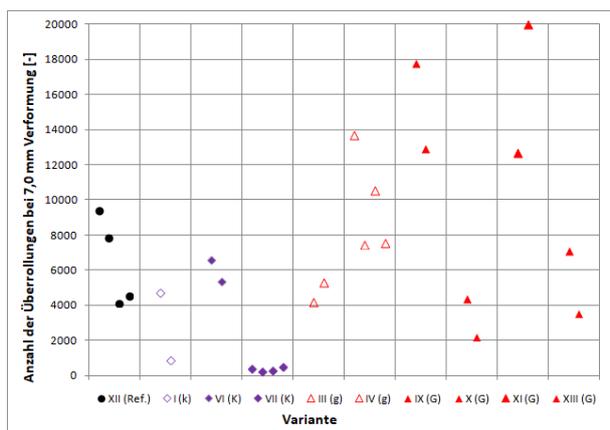


Bild 145: Ermittelte Anzahl von Überrollungen bei einer Verformung von 7,0 mm für alle überprüften Platten im modifizierten Spurbildungstest.

Die Variante XIII (G), eine nicht praxisrelevante Kombination, wird hier ebenfalls dargestellt, aber in der Interpretation nicht weiter berücksichtigt.

Die Ergebnisse streuen zum Teil recht deutlich, weisen jedoch eine Tendenz auf. Bild 146 zeigt die Mittelwerte der Anzahl an Überrollungen je Variante.

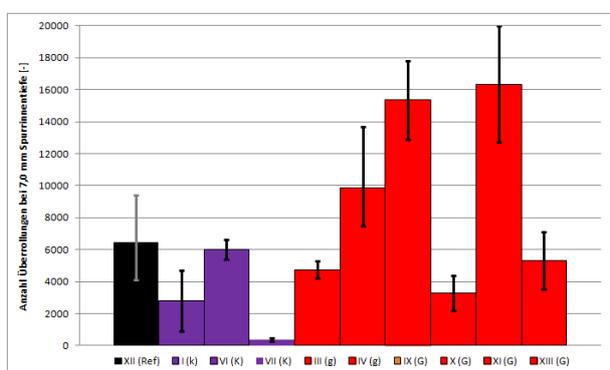


Bild 146: Mittlere Anzahl an Überrollungen für eine Verformung von 7,0 mm sowie die entsprechenden Spannweiten für alle überprüften Varianten.

Die höchste Anzahl an Überrollungen und damit die geringsten Verformungen weist eine Gruppe mit Gittern auf: Varianten IX, XI und IV.

Mit Abstand folgt eine Gruppe der Varianten XII (Referenz), VI (Kombiprodukt) sowie Variante XIII (Gitter).

Die geringsten Anzahlen an Überrollungen und damit die stärksten Verformungen weisen die Varianten I (Kombiprodukt), III (Gitter), X (Gitter) und mit Abstand Variante VII (Kombiprodukt) auf.

Die Kombinationsprodukte I und VII liegen im Durchschnitt unterhalb des Niveaus der Referenzvariante XII. Eine mögliche Ursache ist das doppelte Ansprühen mit Bitumenemulsion, was einen

dicke und deutlich erkennbaren Bitumenfilm zur Folge hat, siehe zum Beispiel Bild 141. Dieser Bitumenfilm ermöglicht ein Gleiten der oberen Schichten auf der unteren und damit eine verminderte Steifigkeit des Gesamtpaketes.

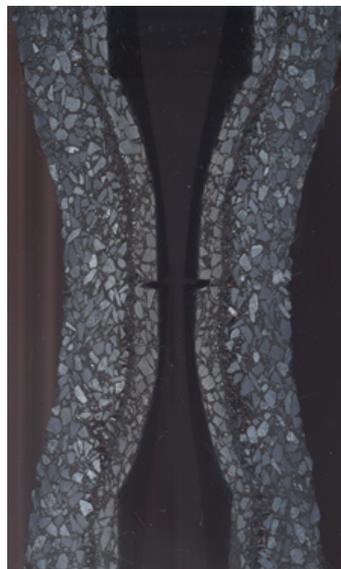


Bild 147: Probe VII b (Kombiprodukt) nach der Prüfung im Spurbildungsgerät mit deutlich erkennbarem Bitumenfilm zwischen den Schichten. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Das Kombinationsprodukt VI weist Verformungen ähnlich der Referenz auf. Dieses Produkt wurde nur einmal angespritzt, was mit hoher Wahrscheinlichkeit kein Gleiten der Schichten ermöglichte. Eine versteifende bzw. bewehrende Funktion des Gitters wurde vermutlich jedoch nicht erreicht.

Die positiven Ergebnisse der Varianten IV, IX und XI (alles Gitter) beruhen auf der bewehrenden Wirkung der Gitter, welche offensichtlich eine gute Verzahnung mit der Unterlage aufweisen, siehe Beispiel in Bild 148. Demgegenüber weisen die Gitter III und X nur sehr geringe Werte auf.



Bild 148: Probe IV a (ungefräst, Gitter) nach der Prüfung im Spurbildungsgerät. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Die Varianten III und IX unterscheiden sich lediglich in der Art der Unterlage (III ungefräst, IX gefräst) bei gleichem Gitter. Der signifikante Unterschied zwischen gefräster und ungefräster Unterlage wäre eine mögliche Ursache für die unterschiedlichen Ergebnisse.

Die im Vergleich der Gitter schlechten Ergebnisse der Variante X (Gitter) können möglicherweise mit der Bitumenbeschichtung erklärt werden. In Kombination mit der Bitumenemulsion kann sich eine gleitende Schicht bilden, welche die hier auftretenden Verformungen leichter zulässt.

Zusammenfassend können die Prüfungen mit dem Spurbildungsgerät nur indirekt eine rissüberbrückende Funktion bewerten. Eine bewehrende Funktion lässt darauf schließen, dass eine Rissbildung verhindert bzw. behindert wird und damit von Vorteil ist. Weiterhin begünstigt ein dicker Bitumenfilm als spannungsabbauende Schicht (SAMI) ein Durchschlagen des Risses. Dicke Bitumenfilme führen mit dem hier durchgeführten Prüfverfahren zu sehr geringen Werten. Demnach wären sehr hohe oder sehr niedrige Werte von Vorteil, was eine eindeutige Aussage stark erschwert.

3.2.3.5 Statische Keilspaltversuche

Prüfverfahren

Das Prüfverfahren entspricht in Aufbau und Versuchseinrichtung dem unter 3.2.2.5 beschriebenen

System. Durch die unterschiedliche mechanische Wirkung der Einlagensysteme war ein Unterschied in der entstehenden Rissfortpflanzung zu erwarten und gegebenenfalls eine Anpassung der Prüfparameter angedacht. Bei gleichen Prüfparametern zeigten sich augenscheinlich vergleichbare Ergebnisse. Auf eine Anpassung von Prüfparametern wurde daher zu Gunsten der Vergleichbarkeit verzichtet.

Prüfplan

Es wurden 7 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- III (g),
- IV (g),
- V (Ref.),
- IX (G),
- X (G),
- XI (G),
- XII (Ref.).

Der Prüfumfang umfasste 2 Prüftemperaturen ($T_1 = 0\text{ °C}$, $T_2 = -10\text{ °C}$). Die Ergebnisse waren 4-fach belegt, so dass 6 Varianten à 8 Einzelversuche überprüft werden sollen, in Summe 48 Einzelversuche.

Die Versuchsreihe wurde nahezu wie geplant durchgeführt. Folgende Abweichungen ergaben sich zum geplanten Prüfumfang.

- V (Ref.) $T_1 = 0\text{ °C}$; 7-fach belegt auf Grund zusätzlicher Kapazitäten der Referenz-Probekörper,
- VII (K), $T_1 = 0\text{ °C}$; 5-fach belegt auf Grund zusätzlicher Kapazitäten der Referenz-Probekörper.

Es wurden unter allen Ergebnissen zwei Ausreißer identifiziert und für die Auswertung nicht herangezogen. Diese sind den Varianten III (g) und IV (g) bei der Prüftemperatur $T_1 = 0\text{ °C}$ zuzuordnen.

Erwartete Versuchsergebnisse

Der statische Keilspaltversuch erlaubt eine Beurteilung der Bruchenergie, die für den Rissfortschritt im Probekörper aufgebracht wird. In diesem Teilversuch soll in Bezug auf Asphalteinlagen mit spannungsaufnehmender/bewehrender Wirkung deren Potential beurteilt werden, Spannung aus tieferliegenden Schichten durch Zugkraftaufnahme im Einlagensystem so zu verteilen, dass eine Schädigung der darüber liegenden Schichten reduziert oder verhindert wird. Trifft das Rissufer auf die Asphalteinlage, wäre bei nahezu sofortiger Aktivierung der Zugkraftaufnahme ein zeitweiliger Stopp der Rissfortpflanzung bei tendenziell steigender Spaltkraft

zu erwarten. Dies bildet sich im Diagramm mit einer Kurve ab, die im Verlauf zunächst abfällt und anschließend wieder steigt (vgl. Bild 149 „High Quality“).

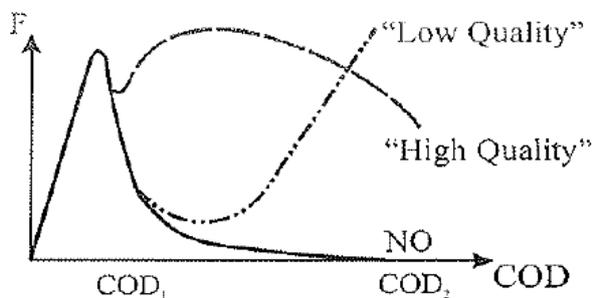


Bild 149: Kraft-Verformungs-Kurven von Proben ohne sowie mit gut und schlecht wirkendem Einlagensystem (Tschegg, 2000)

Je nach Qualität der Gittereinbindung kann dieser Effekt früher oder später beziehungsweise stärker oder schwächer auftreten (vgl. Bild 149 „Low Quality“).

Aufgrund der unterschiedlich ausgeprägten spannungsaufnehmenden Wirkung und Einbindung der ausgewählten Asphalteinlagen ist eine bewertbare Änderung im Kurvenverlauf der Auswertung von Spaltkraft und Rissöffnungsweite zu erwarten. Ein möglicher Betrachtungsansatz ist die Auswertung der erbrachten spezifischen Bruchenergie G_f anhand der Fläche unter einem festgelegten Kurvenabschnitt.

Versuchsergebnisse

Die optische Überprüfung der Versuchsergebnisse anhand der Kraft-Weg-Diagramme zeigt in Bezug auf die einzelnen Varianten bei beiden Prüftemperaturen reproduzierbare Ergebnisse (vgl. beispielhaft Bild 150 und Bild 151).

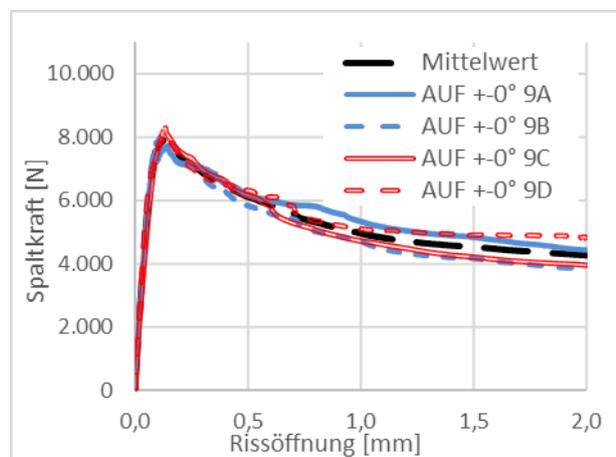


Bild 150: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante IX (G), $T_1 = 0 \text{ °C}$

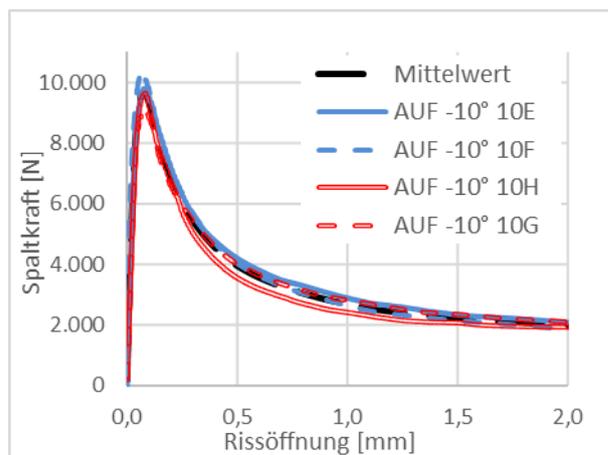


Bild 151: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante X (G), $T_2 = -10 \text{ °C}$

Auch die Möglichkeit der qualitativen Unterscheidung des Rissverhaltens der unterschiedlichen Varianten ist bei beiden Prüftemperaturen gegeben (vgl. Bild 152 und Bild 153). Anhand der Versuchsergebnisse aller mit dem statischen Keilspaltversuch geprüften Varianten - Spannungsabbau und Spannungsaufnahme bei beiden Prüftemperaturen - erscheint eine Auswertung anhand der folgenden Parameter zunächst sinnvoll:

- Spezifische Bruchenergie bis zu einer Rissöffnung von 2,0 mm $G_{f,2,0}$ [Nmm/mm²]
- maximale Spaltkraft F_{max} [N],
- Spaltkraft bei einer Rissöffnung von 1,5 mm $F_{1,5}$ [N].

Die Ergebnisse werden in den Diagrammen Bild 154 bis Bild 159 dargestellt.

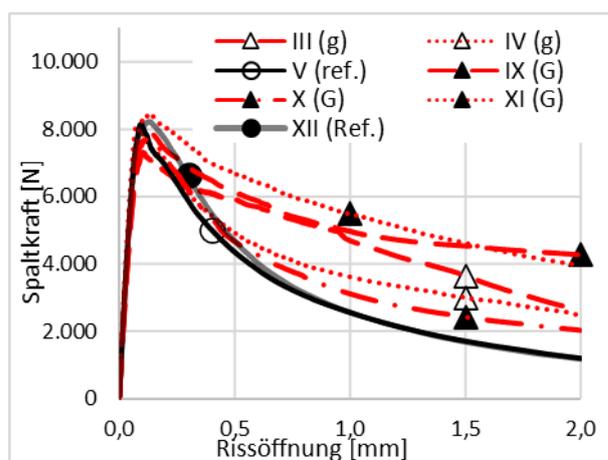


Bild 152: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsaufnehmenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, $T_1 = 0 \text{ °C}$

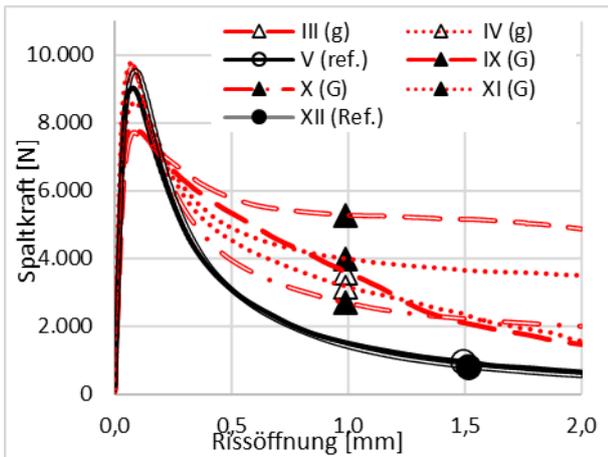


Bild 153: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsaufnehmenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, T2 = -10 °C

Bei der Auswertung der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$ sowie bei der Spaltkraft bei 1,5 mm Rissöffnung $F_{1,5}$ zeigen sich erhöhte Werte aller Einlagensysteme gegenüber der Referenzflächen. Dieser Effekt ist bei beiden Prüftemperaturen zu erkennen. Die maximale Spaltkraft F_{max} zeigt über alle Varianten keine wesentlichen Unterschiede auf. Dies lässt sich technisch dadurch erklären, dass bei Rissinitiation der Probekörper im Bereich der Einlage noch unversehrt ist und somit das Einlagensystem nicht kraftwirksam wird. Vielmehr wird möglicherweise durch Änderung im Schichtenverbund und damit einhergehender Änderung der Spannungsverteilung im Probekörper die maximale Spaltkraft F_{max} reduziert.

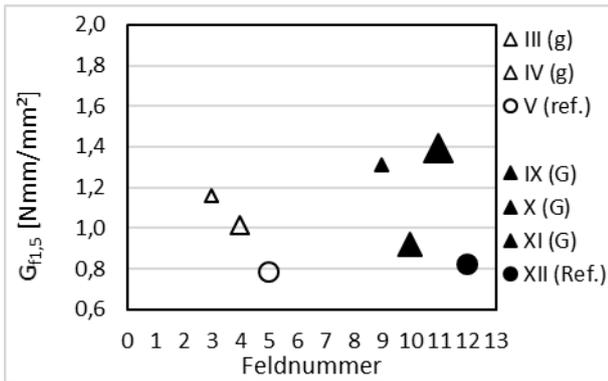


Bild 154: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, T1 = 0 °C

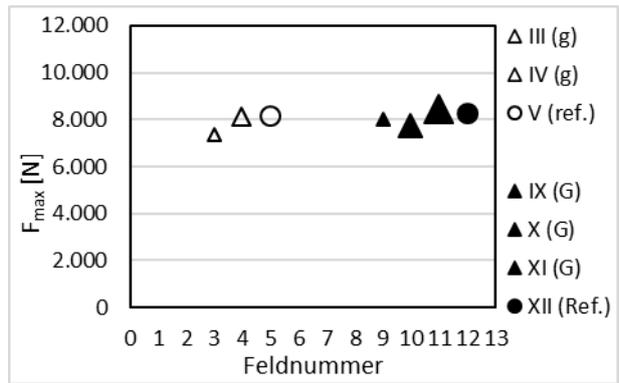


Bild 155: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , T1 = 0 °C

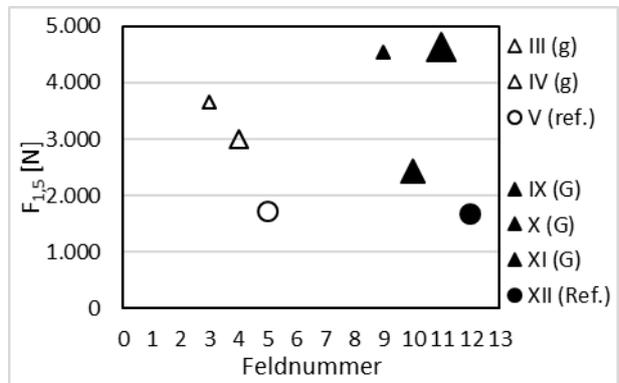


Bild 156: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, T1 = 0 °C

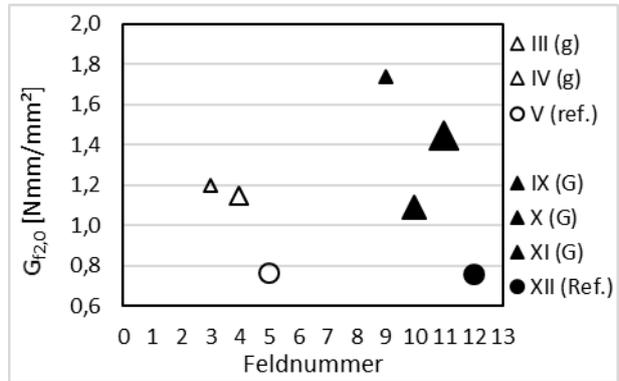


Bild 157: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, T2 = -10 °C

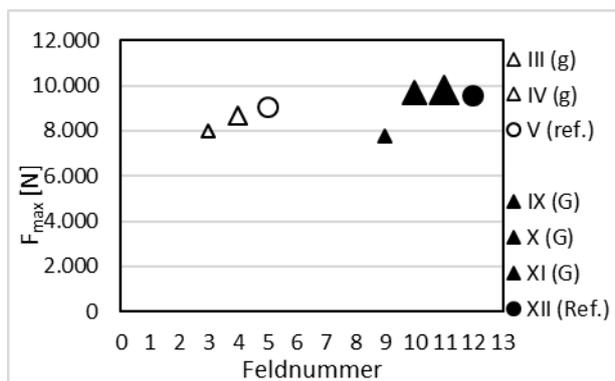


Bild 158: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{\max} , $T_2 = -10 \text{ °C}$

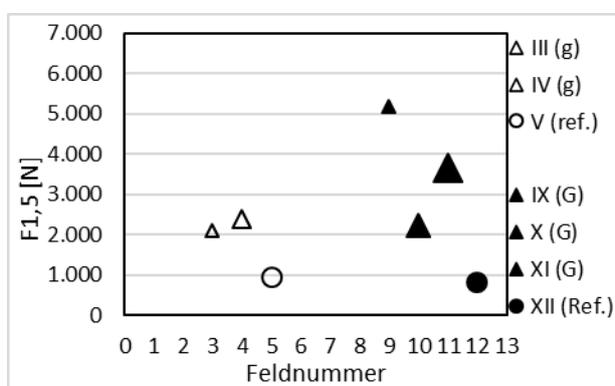


Bild 159: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_2 = -10 \text{ °C}$

3.2.3.6 Dynamische Keilspaltversuche

Das dynamische Prüfverfahren zur Beurteilung der spannungsaufnehmenden/bewehrenden Wirkung entspricht im Aufbau der Versuchseinrichtung der unter 3.2.2.6 beschriebenen Prüfung. Durch die unterschiedliche mechanische Wirkung der Einlagensysteme sind Unterschiede in der Art und Geschwindigkeit der Rissfortpflanzung zu erwarten.

Prüfplan

Es wurden 7 Varianten aus dem Probefeld untersucht:

- III (g),
- IV (g),
- V (Ref.),
- IX (G),
- X (G),
- XI (G),
- XII (Ref.).

Der Prüfumfang umfasste 2 Prüftemperaturen ($T_1 = 0 \text{ °C}$, $T_2 = -10 \text{ °C}$). Die Ergebnisse waren 4-fach belegt, so dass 6 Varianten à 8 Einzelversuche überprüft werden sollen, in Summe 48 Einzelversuche.

Die Versuchsreihe der Prüftemperatur $T_1 = 0 \text{ °C}$ wurde nahezu wie geplant durchgeführt.

Die Versuchsreihe der Prüftemperatur $T_2 = 0 \text{ °C}$ wurde zunächst an ausgewählten Probekörpern durchgeführt. Da sich aus den bisherigen Ergebnissen bei tiefen Temperaturen keine signifikante Spreizung der Varianten erkennen lässt (vgl. Absatz Versuchsergebnisse in 3.2.2.6), wird die Versuchsreihe der Prüftemperatur $T_2 = -10 \text{ °C}$ nicht weiterverfolgt.

Erwartete Versuchsergebnisse

Durch die dynamische Belastung des Probekörpers ist ein Rissfortschritt durch die Tragschicht zu erwarten. Erreicht das Rissufer die Asphalteinlage, kann die Spaltkraft als Zugkraft durch die Einlage aufgenommen werden. Die Zugkraft wird somit auf eine größere Fläche verteilt, wodurch die insgesamt ertragbare Spaltkraft ansteigt, bevor an einer Stelle die Zugfestigkeit bzw. die Verbundkraft erreicht wird. Je nach Qualität der Gittereinbindung kann dieser Effekt auch erst deutlich nach der Rissreflexion in die Deckschicht aktiviert werden. Ausgehend von Schichtdicke und Materialeigenschaften der Einlagensysteme ist von Unterschieden in Art und Maß der Rissfortpflanzung in der Deckschicht auszugehen. Anhand dieses Rissfortschritts, bezogen auf die Belastungszyklen, soll quantitativ oder qualitativ eine Aussage über die Reduzierung der Rissfortpflanzung von Reflexionsrissen getroffen werden (vgl. Bild 81).

Versuchsergebnisse

Die Auswertung der dynamischen Keilspaltversuche bei spannungsaufnehmenden Systemen erfolgt analog zu der Auswertung in 3.2.2.6. Bild 160 zeigt die Auswertung der Rissverläufe an Probekörpern mit spannungsaufnehmenden Einlagensystemen bei der Prüftemperatur $T_1 = 0 \text{ °C}$. Tendenzen hinsichtlich Risshemmung und Versagenszeitpunkt sind erkennbar, signifikante Unterschiede und technisch fundiert erklärbare Effekte lassen sich, wie unter 3.2.2.6 beschrieben, nicht darstellen.

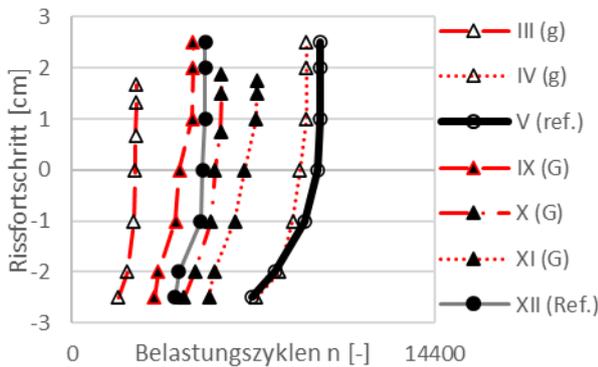


Bild 160: Zusammenstellung der Auswertungen des Rissfortschritts bei Verwendung spannungsaufnehmender Systeme, $T_1 = 0 \text{ } ^\circ\text{C}$

3.2.4 Bewehrende Wirkung

Zur Analyse der bewehrenden Funktion von Asphalteinlagen wurden zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen, 3-Punkt-Biegeprüfungen von Balken und Platten auf elastischer Unterlage herangezogen.

Alle benötigten Probekörper wurden im Labor des Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig hergestellt. Dazu wurden Probepplatten aus AC 22 T S zweilagig hergestellt, mit und ohne Asphalteinlage. Anschließend wurden die benötigten Probekörper aus den Platten gesägt. Es wurden nur Gitter (mit / ohne Verlegehilfe) eingesetzt.

Folgende Varianten wurden hergestellt:

- Variante 20 – Referenz, ohne Einlage,
- Variante 21 – Gitter mit Verlegehilfe,
- Variante 22 – Gitter ohne Verlegehilfe und
- Variante 23 – Gitter mit Verlegehilfe.

Die Herstellung ist im Folgenden am Beispiel von Platten mit einem Gitter mit Verlegehilfe dokumentiert.

Auf die mit dem Walz-Sektor-Verdichtungsgerät (WSV) hergestellte Asphalt-Probepplatte (Unterlage) wurde ca. $0,6 \text{ kg/m}^2$ Emulsion $\sim 40 \text{ g}$ je Platte mit einer Rolle aufgegeben, siehe Bild 161.

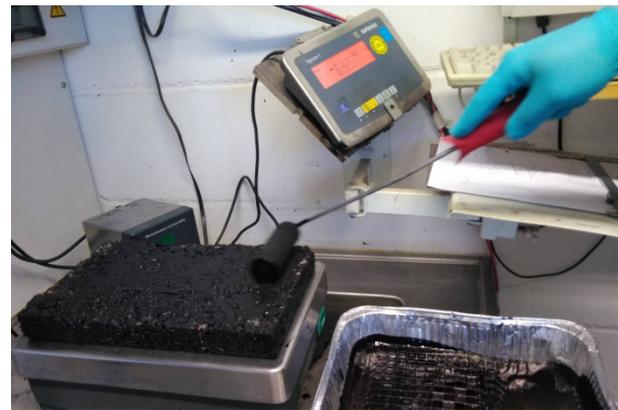


Bild 161: Beispiel zum Aufbringen der Emulsion auf Asphaltprobepplatten.

Anschließend wurde die Einlage aufgelegt, Verlegehilfe nach unten, Gitter nach oben. Die Einlage wurde dann angedrückt, z. B. mit einem Handfeger. Nach der dem Brechen der Emulsion wurde gewartet, bis das Wasser verdunstet ist (im Bereich von Stunden), siehe Bild 162.

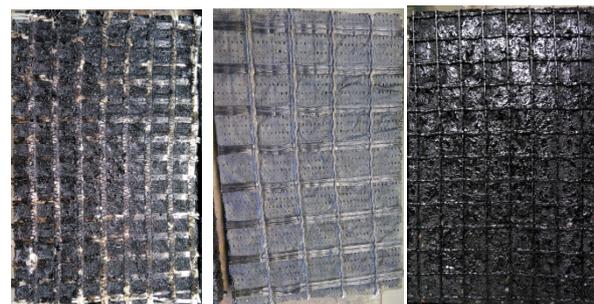


Bild 162: Beispiele für mit Asphalteinlagen beschichtete Asphaltprobepplatten.



Bild 163: Beispiel für hergestellte Asphalt-Probepplatte zur Prüfung der bewehrenden Funktion von Asphalteinlagen.

Anschließend wurde die obere Schicht aufgebracht und mittels WSV verdichtet. Aus diesen Probepplatten wurden abschließend Probekörper gesägt.

Dabei wurde die Position der Asphalteinlagen variiert. Dazu wurden die zunächst längs geschnittenen Asphaltprobekörper an der Ober- und Unterseite so

geschnitten, dass die Asphalteinlagen 10 mm (unten) bzw. 20 mm (oben) über der Unterkante zu liegen kommen (bei 50 mm Probekörperhöhe).

Die so hergestellten Probekörper werden bzgl. der Position der Asphalteinlagen mit „oben“ (20 mm über Unterkante) und „unten“ (10 mm über Unterkante) bezeichnet.

Im Unterschied zur rissüberbrückenden Funktion wurden die Probekörper nicht gekerbt.

3.2.4.1 Zyklische 3PB-Prüfung von Balken

Die zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung zur Analyse der Ermüdungseigenschaften ist in Kapitel 3.2.3.1 vorgestellt.

Die Prüfungen erfolgen kraft geregelt, unter Variation der zyklischen Druck-Spannung. Kriterium für die Auswertung sollte der Wert N_{f50} oder N_{Makro} sein. Da beide Werte in den Prüfungen nicht erreicht wurden, wird jeweils der dynamische Modul MD (Gl. 5) nach 50.000 Lastimpulsen als charakteristischer Wert betrachtet.

Für dieses Teilpaket wurden die zuvor beschriebenen 8 Varianten (4 Asphalteinlagen, 2 Positionen) untersucht.

Die Prüfbedingungen wurden analog zu Kapitel 3.2.3.1 gewählt:

- Prüftemperatur: +10 °C
- Frequenz: 10 Hz
- Druck-Schwell-Belastung
- Spannung: 3-fach variiert
- Position der Einlage, 2-fach variiert

Eine erste Darstellung zeigt die gemessene Durchbiegung d in Abhängigkeit der Anzahl der Lastzyklen n und der Lastamplitude für die Varianten 20 (Referenz) und 21 oben (Gitter mit Verlegehilfe) in Bild 164. Dabei wird die maximale Durchbiegung, d. h. plastische und elastische Anteile, berücksichtigt.

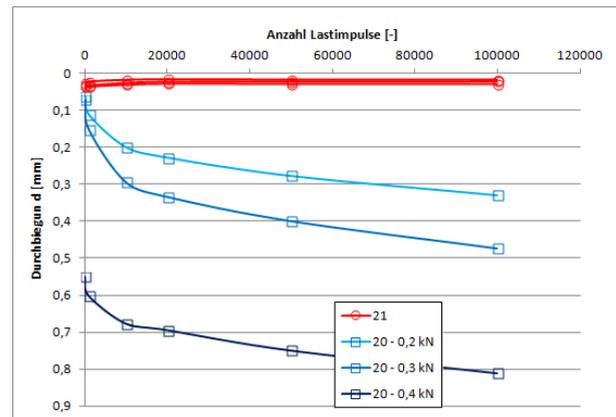


Bild 164: Beispiel für Amplitude der Wegmessungen in 3-Punkt-Biege-Prüfungen bei unterschiedlichen Lastzyklen für mehrere Lastamplituden, Varianten 20 und 21 oben.

Bild 164 zeigt am Beispiel der Variante 21 oben (Gitter 20 mm über Unterkante) sehr anschaulich den Unterschied zwischen den bewehrten Varianten und der Referenzvariante. Während die bewehrten Proben nur eine geringe Durchbiegung erfahren, ist diese bei der Referenzvariante um den Faktor 10 größer.

Diese Verformung wirkt sich in gedämpfter Form auch auf den dynamischen Modul MD aus. Hier fallen die Unterschiede geringer aus, da nur der elastische Anteil betrachtet wird.

Bild 165 zeigt die ermittelten Moduln MD nach 100 Lastimpulsen. In Bild 166 sind die ermittelten Moduln nach 50.000 Lastimpulsen, d. h. inkl. Ermüdungseffekten, dargestellt. Eine Auswertung nach einer noch höheren Anzahl von Lastimpulsen (z. B. 100.000) ergibt die gleiche Reihung. Eine Übersicht der ermittelten Moduln ist im Anhang 3.11 dokumentiert.

Nach 100 Lastimpulsen wird über den Modul MD in dem meisten Fällen eine bewehrende Funktion nachgewiesen. Lediglich die Variante 23 (Gitter mit Verlegehilfe) weist bei 0,2 kN und 0,4 kN geringere Module auf.

Weiterhin steigen die Moduln mit höheren Laststufen. Ein Effekt, der auch bei der Referenzvariante ohne Asphalteinlage beobachtet werden kann. Es besteht offensichtlich eine Abhängigkeit von der Last.

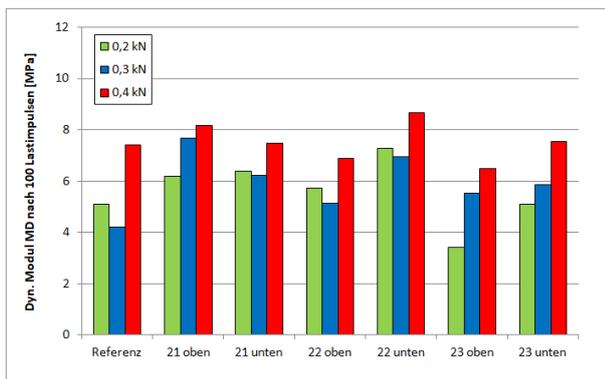


Bild 165: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 100 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Nach 50.000 Lastimpulsen kann die Wirkung der Einlagen eindeutig belegt werden. Alle Varianten mit Asphalteinlage weisen höhere Moduln gegenüber der Referenzvariante auf, siehe Bild 166.

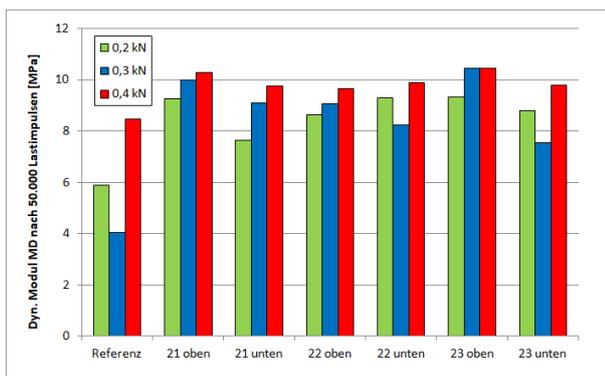


Bild 166: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 50.000 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Insgesamt liegen die Moduln auf einem höheren Niveau, als nach 100 Lastimpulsen. Für jede Variante verringern sich die Unterschiede zwischen den einzelnen Laststufen. Dies deutet darauf hin, dass erst eine Anpassungsphase durchlaufen wird, bevor die Asphalteinlagen wirken. Diese Anpassungsphase durchläuft auch die Referenzvariante, hier liegt somit ein prüftechnischer Effekt vor. Die Referenzvariante weist jedoch deutlich größere Abhängigkeiten von der Last auf.

Auch nach 50.000 Lastimpulsen werden mit steigender Last höhere Moduln erreicht, die Abhängigkeit bleibt bestehen, wenn auch in abgeschwächter Form.

Die Auswirkungen der Position der Einlagen kann Bild 167 entnommen werden. Variante 21 (Gitter mit Verlegehilfe) weist durchgängig Vorteile für die höher eingebaute Variante auf. Bei Variante 22 (Gitter ohne Verlegehilfe) ist die „untere“ Variante eher von

Vorteil, während bei Variante 23 (Gitter mit Verlegehilfe) wiederum der höhere Einbau höhere Moduln liefert.

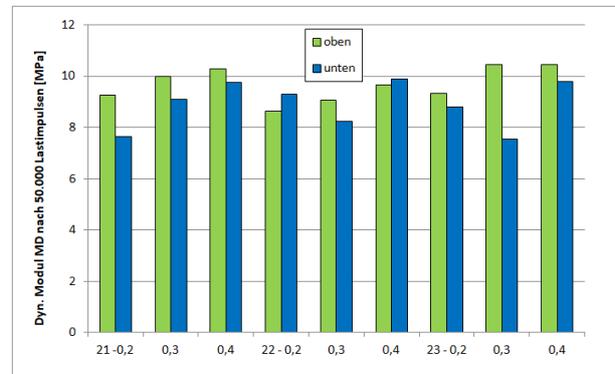


Bild 167: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Position und der Last bei 3-Punkt-Biegeversuchen, Gittervarianten.

Die Ergebnisse lassen die Vermutung zu, dass die Verlegehilfe mit ihrem Bitumenfilm einen Einfluss auf die Ergebnisse haben. In der oberen Position, nahe der Mittelachse (Wechsel im Zug-/Druckbereich), scheint ein den Schichtenverbund „störender“ Einfluss geringer als im unteren Bereich. Die Verlegehilfe scheint eine zusätzliche bewehrende Funktion auszuüben.

Bei Variante 22 (ohne Verlegehilfe) wird vermutet, dass im oberen Bereich das Gitter nicht zur vollen Wirkung kommt. Im unteren Bereich können dagegen gute Ergebnisse erzielt werden, auch im Vergleich zu den beiden anderen Varianten.

Insgesamt überwiegt im oberen Bereich der Einfluss der Gitter mit Verlegehilfe, während im unteren Bereich das reine Gitter zur Wirkung kommt.

Zur Bewertung der Varianten mit Gitter kann für die Laststufe 0,4 kN nur unter Vorbehalt eine Rangfolge angegeben werden, da die Unterschiede gering sind:

Gitter oben: 21 + 23 \Rightarrow 22 \Rightarrow 20

Gitter unten: 22 \Rightarrow 23 + 21 \Rightarrow 20.

3.2.4.2 Zyklische 4PB-Prüfung von Balken

Mit diesem Teilpaket sollte die bewehrende Funktion der Asphalteinlagen mittels zyklischer 4-Punkt-Biegeprüfungen bewertet werden.

Entgegen den Angabe des Herstellers, können mit dem vorhandenen Prüfraumen keine Probekörper mit einer Länge < 400 mm geprüft werden. Die den Probekörper umgreifenden Rahmen müssen sehr eng zusammengeschoben werden, so dass diese

während der Prüfung gegeneinander stoßen bzw. reiben und so den Prüfraumen beschädigen.

Da Probekörper mit einer Länge > 320 mm nur von wenigen Institutionen in Deutschland hergestellt werden können, wurde auf Prüfungen mit größeren Probekörpern bewusst verzichtet.

Eine reduzierte Interpretation kann dennoch anhand der Daten aus Kapitel 3.2.3.2 erfolgen. Bild 117 zeigt, dass die Varianten mit Gittern (IV, X und XI) gegenüber der Referenzvariante XII im Bereich kleiner Lastamplituden einen deutlich höheren Ermüdungswiderstand aufweisen. Mit zunehmender Last kehrt sich das Verhalten um, die Referenzvariante weist einen höheren Ermüdungswiderstand auf. Die normgerechte Auswertung mittels ε_6 weist deutliche Vorteile für die mit Gittern bewehrten Varianten auf, siehe Bild 119. Diese Varianten weisen auch im Rissbild die geringsten Schäden auf (über alle Laststufen), so dass hier auf eine bewehrende Funktion der Gitter geschlossen wird.

Als mögliche Rangfolge der Varianten mit Gitter kann in absteigender Reihenfolge angegeben werden: IV + IX \Rightarrow X

Dies würde ungefähr den hier eingesetzten Varianten 22 + 23 \Rightarrow 21 entsprechen.

Aussagen zur Position der Einlagen können mithilfe der Daten nicht getroffen werden.

3.2.4.3 Zyklische 3PB-Prüfung von Balken auf elastischer Unterlage

Die zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung ohne Auflager, aber auf elastischer Unterlage ist in Kapitel 3.2.3.3 beschrieben.

Für dieses Teilpaket wurden die zuvor beschriebenen 8 Varianten (4 Asphalteinlagen, 2 Positionen) untersucht.

Die Prüfungen erfolgten kraft geregelt, unter Variation der zyklischen Druck-Spannung. Kriterium für die Auswertung und damit auch für die Versuchsdauer war der Wert N_{f50} oder N_{Makro} , soweit möglich.

Die Prüfbedingungen waren analog zu Kapitel 3.2.3.3 gewählt:

- Prüftemperatur: 10 °C
- Frequenz: 10 Hz
- Druck-Schwell-Belastung
- Spannung: 3-fach variiert
- Position der Einlage, 2-fach variiert

Für die Prüfungen wurde die in Kapitel 3.2.3.3 als Unterlage 1 (weich) bezeichnete Matte eingesetzt.

Wie zuvor wurde die elastische Verformung der Unterlage über die ermittelten Elastizitätsmoduln bestimmt. Neben der Berücksichtigung der gesamten elastischen Verformung (Probekörper + Unterlage) wurde auch die elastische Verformung des Probekörpers (ohne Unterlage) berücksichtigt. Als Ergebnis wurde der dynamische Modul MD (Gl. 5) berechnet.

Bild 168 zeigt die dynamischen Moduln MD der Referenzvariante 20 (ohne Einlage) für die drei überprüften Laststufen über die Anzahl der Lastimpulse. Die detaillierten Ergebnisse aller Prüfungen können dem Anhang 3.12 entnommen werden.

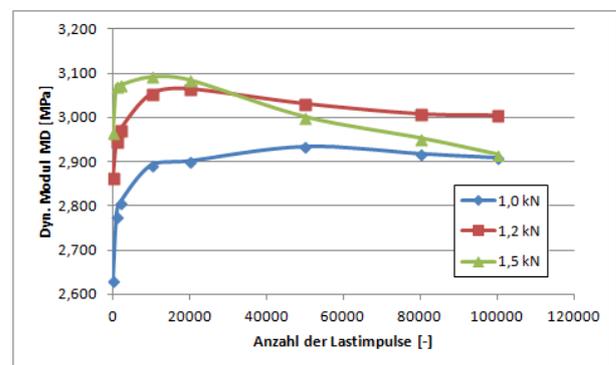


Bild 168: Dyn. Moduln über die Anzahl der Lastimpulse bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenzvarianten bei drei Laststufen.

Es ist gut zu erkennen, dass bei der höchsten Laststufe von 1,5 kN der Modul anfangs die höchsten Werte erreicht, aufgrund von Ermüdungseffekten dann aber stark abfällt. Dies kann bei der Laststufe 1,2 kN in Ansätzen und bei der Laststufe 1,0 kN nicht mehr erkannt werden.

Die weitere Betrachtung der Ergebnisse erfolgt nach 50.000 Lastimpulsen, d. h. unter Berücksichtigung einer möglichen Ermüdung. Dies muss insbesondere für die Laststufe 1,5 kN beachtet werden.

In Bild 169 sind die dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen der Referenz-Variante (20) sowie der Varianten mit Asphalteinlagen (21, 22 und 23) in einem Diagramm dargestellt.

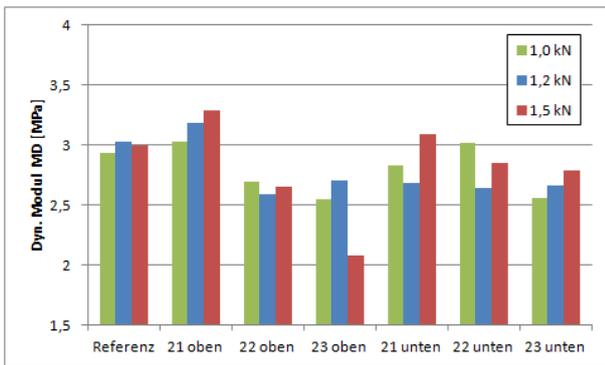


Bild 169: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Prinzipiell weist lediglich die Variante 21 oben (Gitter mit Verlegehilfe) höhere Moduln auf. Bei den Varianten mit einem tiefer eingesetzten Gitter (unten) weisen nur die Varianten 21 bei 1,5 kN und 22 bei 1,0 kN höhere Moduln auf. Da bei dieser Art der Darstellung bereits Ermüdungseffekte auftreten können, sind in Bild 170 die maximal erreichten dynamischen Moduln eingetragen. Ermüdungseffekte sind somit ausgeschlossen.

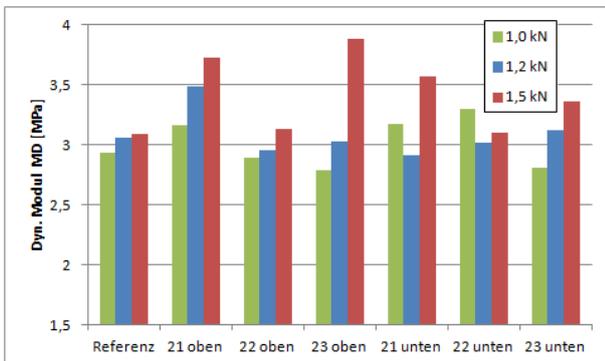


Bild 170: Maximale dyn. Moduln MD in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Diese Darstellung (Bild 170) zeigt, dass im Regelfall höhere bis gleiche Moduln erreicht werden. Nur in 4 von 18 Fällen werden geringere Moduln erzielt.

Wird die elastische Verformung der Unterlage herausgerechnet, erhält man ein deutlich anderes Verhalten, siehe Bild 171. Es ist wiederum zu beachten, dass die berechneten Moduln sehr hohe Werte aufweisen, da die Proben abgestützt werden und nur geringe Verformungen aufweisen.



Bild 171: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen ohne elast. Verformung der Unterlage in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

In keinem Fall wird ein höherer Modul gegenüber der Referenz ermittelt. Da auch hier Ermüdungseffekte einbezogen werden, folgt in Bild 172 die Darstellung der maximalen Moduln.



Bild 172: Maximale dyn. Moduln MD ohne elast. Verformung der Unterlage in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Werden Ermüdungseffekte nicht berücksichtigt, erzielen mehrere Varianten höhere Moduln gegenüber der Referenz. Eine eindeutige Systematik ist zunächst nicht erkennbar.

Zur Beantwortung der Frage, ob die Position der Asphalteinlage zu systematischen Veränderungen führt, werden die dynamischen Moduln der gesamten elastischen Verformung so angeordnet, dass die Positionen nebeneinander liegen, siehe Bild 169.

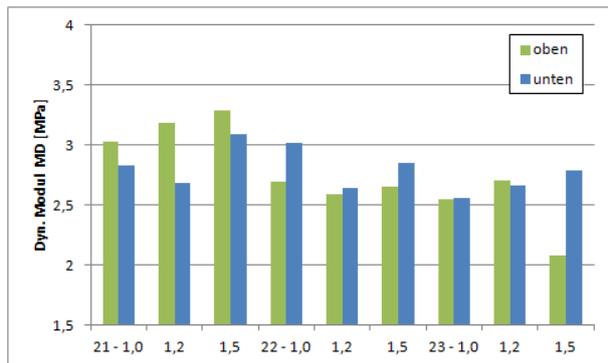


Bild 173: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Position und der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 173 zeigt, dass Abhängigkeiten von der Position der Einlage bestehen. Für die Variante 21 (Gitter mit Verlegehilfe) ist es von Vorteil diese etwas höher (20 mm über Unterkante) zu platzieren, unabhängig von der gewählten Laststufe. Die Variante 22 (Gitter ohne Verlegehilfe) weist dagegen Vorteile für eine untere Position auf, unabhängig von der Laststufe. Variante 23 (Gitter mit Verlegehilfe) zeigt erst bei einer Laststufe von 1,5 kN einen Vorteil für die untere Position. In beiden geringeren Laststufen sind die Unterschiede marginal.

3.2.4.4 Zyklische Belastung von Platten auf elastischer Unterlage

Die an die zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung angenäherte Prüfung einer Asphaltprobekplatte ohne Auflager, aber auf elastischer Unterlage erfolgte im Spurbildungsgerät, mit dem Ziel eine Durchbiegung der Platte zu erzeugen, um die bewehrende Funktion zu aktivieren.

In Anlehnung an die Prüfbedingungen der TP Asphalt-StB, Teil 22 und (Montestruque et al. 2012) wurden zunächst Prüfbedingungen ermittelt, mit denen ein verwertbares Ergebnis erzielt werden kann. Als Ergebnis wurde die gemessene Eindringtiefe ausgewertet, spätestens nach maximal 20.000 Überrollungen.

Es wurden 4 Varianten sowie eine zusätzliche Variante zur Überprüfung der Plausibilität untersucht. Die Höhe der Asphaltprobekplatten betrug 60 mm. Die Lage der Einlage war ca. 15 mm oberhalb der Unterkante der Probekörper. Die zusätzliche Variante 20b (Referenz, ohne Einlage) wurde mittig in Querrichtung gekerbt.

Somit werden folgende Varianten überprüft:

- Variante 20a - Referenz, ohne Einlage, ohne Kerbe,

- Variante 20b - Referenz, ohne Einlage, mit Kerbe,
- Variante 21 – Gitter mit Verlegehilfe,
- Variante 22 – Gitter ohne Verlegehilfe und
- Variante 23 – Gitter mit Verlegehilfe.

Zunächst wurde in einer Machbarkeitsstudie untersucht, ob unter den gegebenen Randbedingungen und maximal 20.000 Überrollungen überhaupt verwertbare Ergebnisse erzielt werden können.

Es wurden Prüfungen bei 20 °C an gekerbten und ungekerbten Platten der Referenz-Variante 20 auf zwei unterschiedlichen Gummiunterlagen überprüft. Die ermittelten Spurrinnen nach 20.000 Überrollungen sind in Tabelle 14 dargestellt.

Tabelle 14: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 20

Nummer	Kerbe	Gummiunterlage	Verformung
-	-	-	[mm]
1	nein	a	0,15
2	nein	a	0,16
3	ja	a	0,12
4	ja	a	0,12
5	ja	b	0,12

Die Ergebnisse lassen erkennen, dass bei Einsatz einer Gummiunterlage keine Verformungen auftreten. Eine gewünschte Durchbiegung kann nicht erzielt werden.

Weitere Prüfungen mit Stahlauflegern an den Enden der Platten (jeweils 3 cm breit) und Gummiunterlagen dazwischen ergaben keine erhöhten Verformungen.

Daher wurden die Prüfbedingungen verändert. Die Prüftemperatur wurde von 20 °C auf 30 °C und 40 °C erhöht. Die Last des Rades wurde von 700 auf 2.100 N erhöht. Schließlich wurden Prüfungen ohne Gummiunterlage, also nur mit den beiden Auflegern durchgeführt.

Die unter diesen Prüfbedingungen ermittelten Verformungen nach 20.000 Überrollungen sind in Tabelle 15 dargestellt.

Tabelle 15: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 20 mit veränderten Prüfbedingungen

Nr.	Temperatur	Auflast	Kerbe	Gummiunterlage	Verformung
-	°C	N	-	-	[mm]
6	20	2.100	ja	-	0,60
7	30	2.100	ja	-	2,86
8	40	2.100	ja	-	13,95 *
9	40	700	ja	-	2,96
10	40	700	ja	ja	1,43

11	40	2.100	ja	ja	1,88
----	----	-------	----	----	------

* die Probeplatte lag nach 20.000 Überrollungen in Plattenmitte auf der Unterlage auf.

Die Versuche 9 und 10 dauerten bis zu 60.000 Überrollungen (> 15 h Versuchsdauer). Die Ergebnisse wurden mit den erzielten Verformungen von 1,59 mm für Versuch 9 als nicht ausreichend und mit 4,14 mm für Versuch 10 als ausreichend bewertet.

Zusammenfassend zeigte die Machbarkeitsstudie, dass mit einer Gummiunterlage keine Durchbiegung erzielt werden kann. Dazu ist eine Prüftemperatur von 40 °C notwendig und unterhalb der Platten müssen zwei Auflager am Rand platziert werden. Zusätzlich muss die Auflast auf 2.100 N erhöht werden. Unter diesen Prüfbedingungen lassen die Prüfungen an Variante 20 Differenzierungen bezüglich der Wirkung der Asphalteinlagen zu.

Anschließend wurden im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse zunächst gekerbte und nicht gekerbte Probeplatten untersucht (Varianten 20a und 20b).

Da die Probeplatten gegen Versuchsende auf der Unterlage aufliegen können, ist das Ergebnis der Verformung nach 20.000 Überrollungen nicht zielführend. Daher wurde die Anzahl der Überrollungen zum Erreichen einer Verformung von 12,0 mm angegeben. Weitere Möglichkeiten für die Auswertung, wie z. B. die Steigung nach einer bestimmten Anzahl Überrollungen, ergaben keine Vorteile gegenüber der Anzahl der Überrollungen bei 12,0 mm.

Die erzielten Ergebnisse der Varianten 20a und 20b sind in Bild 174 dokumentiert. Die detaillierten Ergebnisse können dem Anhang 3.10 entnommen werden.

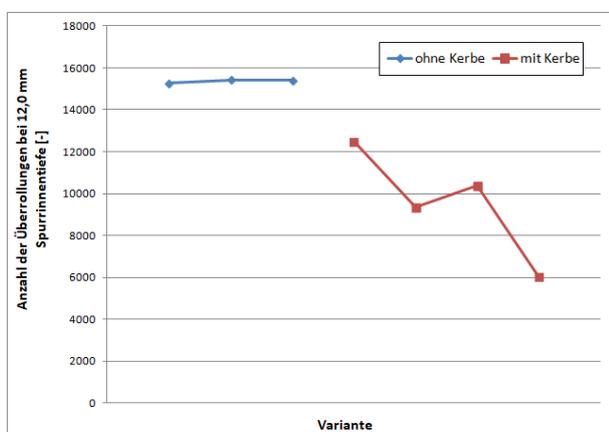


Bild 174: Ermittelte Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für die Referenz-Variante 1.

Bild 174 weist eine eindeutige Tendenz auf. Der Unterschied zwischen gekerbten und nicht gekerbten Probekörpern kann auch statistisch, mit einfachem Mittelwertvergleich (Hedderich und Sachs 2018) nachgewiesen werden.

Die zusammengefassten Ergebnisse aller Varianten sind in Bild 175 in Form eines Balkendiagramms dargestellt.

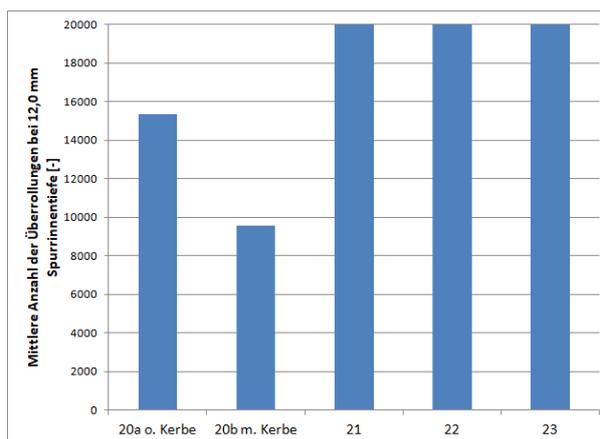


Bild 175: Mittlere Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für alle überprüften Varianten.

Der Einfluss der Bewehrung kann eindeutig nachgewiesen werden. Keine der bewehrten Varianten erreicht eine Verformung von 12,0 mm.

Um dennoch eine Differenzierung zu erhalten, werden die Anzahlen der Überrollungen bei 4,0 mm betrachtet. Damit wird auch die geringste Verformung (Variante 21) berücksichtigt, siehe Bild 176.

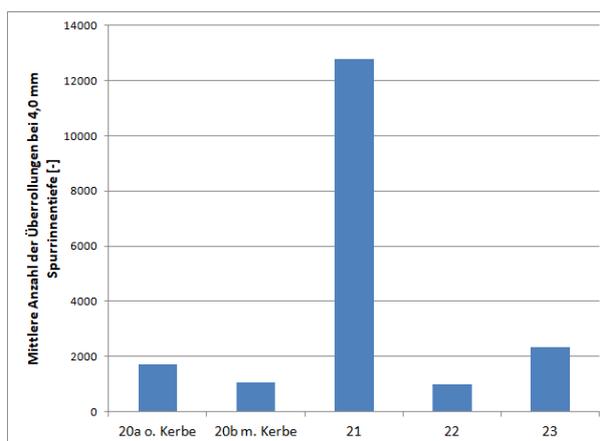


Bild 176: Mittlere Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für alle überprüften Varianten.

Während die Variante 21 in Bild 176 eindeutig einen Vorteil der Asphalteinlage aufweist, ist dies für die Variante 22 nicht mehr der Fall. Variante 23 weist nur einen geringen Vorteil auf. Die eingesetzten As-

phalteinlagen der Varianten 22 und 23 benötigen offensichtlich eine Verformung > 4,0 mm, um dann aber beständig zu greifen. Die höchste Verformung der Varianten 21, 22 und 23 liegt bei ca. 5,8 mm.

Bild 177 zeigt die Verformungskurve eines Probekörpers der Variante 23 mit der höchsten Verformung. Der Vergleichswert von 4,0 mm wird relativ früh erreicht, die gesamte Verformung nimmt danach aber nur noch gering zu.

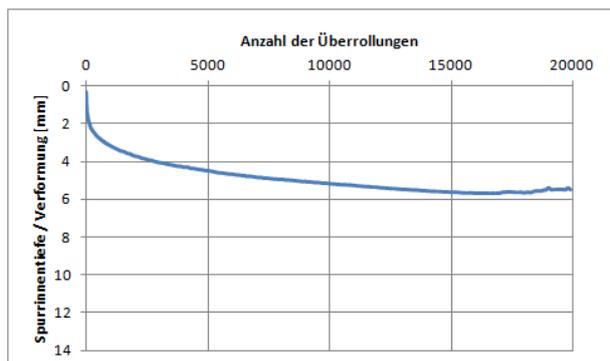


Bild 177: Verformung in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen für Variante 23, Probe 1 im modifizierten Spurbildungsversuch.

Insgesamt ist ein Nachweis der bewehrenden Funktion mit diesen Prüfbedingungen möglich. Eine Differenzierung bzgl. der Asphalteinlagen ist jedoch nicht möglich, die Ergebnisse liegen dafür zu eng beieinander.

3.3 Bewertung der Prüfverfahren

Zum Abschluss der Überprüfung potentieller Prüfverfahren werden diese je nach Funktion bewertet und Prüfverfahren für das weitere Vorgehen, d. h. für die Sensitivitätsanalyse, festgelegt.

3.3.1 Durchlässigkeit

Zur Bewertung der Durchlässigkeit hat sich die Durchlässigkeitsprüfung gemäß TP Asphalt-StB, Teil 19 bewährt. Die Prüfung wird an wasserdurchlässigen Asphalt-Probekörpern mit Asphalteinlage ohne Konditionierung durchgeführt. Dabei ist im Wesentlichen eine qualitative Aussage möglich, um eine Abdichtungswirkung nachzuweisen.

3.3.2 Spannungsabbauende Wirkung und Schichtenverbund

Die spannungsabbauende Wirkung wurde über Scherversuche und Keilspaltversuche überprüft.

Die Ergebnisse der Prüfverfahren sollten im Idealfall vergleichbare Ergebnisse bzw. Rangfolgen aufweisen.

Für die spannungsabbauende Wirkung wurden überprüft:

- Schersteifigkeit mit statischer Scherprüfung,
- Schersteifigkeit mit zyklischer Scherprüfung,
- Statischer Keilspaltversuch und
- Zyklischer Keilspaltversuch.

Zur Bewertung des Schichtenverbunds wurden überprüft:

- Zyklische Scherermüdungsprüfung,
- Statischer Keilspaltversuch und
- Abscherversuch.

Die Ermittlung der **Schersteifigkeiten** mit dem **statischen**, weggeregelten Prüfverfahren ergab für die präferierten Prüfbedingungen (weggeregelt, $T = 20\text{ °C}$) die absteigende Reihenfolge (vgl. Bild 47):

$$V + XII \Rightarrow VI \Rightarrow VII + II + I$$

Die Varianten ohne Asphalteinlage (XII + V) weisen die höchsten Schersteifigkeiten auf.

Die Ergebnisse der **zyklischen Schersteifigkeitsprüfungen** weisen gegenüber dem statischen Prüfverfahren teilweise eine andere Rangfolge auf. Aus der Masterkurve kann für eine Referenztemperatur von $T = 20\text{ °C}$, ohne Normalspannung, folgende Reihenfolge (absteigend) für ausgewählte, korrigierte Frequenzen angegeben werden (vgl. Bild 37):

$$f_{\text{korr}} = -1\text{ Hz: } V \Rightarrow I + II + VII + VI$$

$$f_{\text{korr}} = 1\text{ Hz: } V \Rightarrow II + I + VII + VI$$

$$f_{\text{korr}} = 3\text{ Hz: } V \Rightarrow VII \Rightarrow II + I + VI$$

Variante V (Referenz, ohne Einlage) weist wiederum die höchsten Schersteifigkeiten auf. Damit belegen beide Prüfverfahren einen nachteiligen Effekt auf die Schersteifigkeit beim Einsatz von Asphalteinlagen.

Betrachtet man die absoluten Verformungen, so liegen diese für die zyklischen Prüfungen in einem Bereich von ca. 0,01 mm, während bei den statischen Prüfungen ein Bereich über ca. 0,3 mm erreicht werden können. Die statischen Prüfungen arbeiten somit mit deutlich höheren Verformungen. Dies könnte Vorteile für stark strukturierte Oberflächen ergeben. Somit wären gefräste Unterlagen und die „Rippenform“ der Variante VI (K) von Vorteil.

Die Bewertung der **statischen Keilspaltversuche** bzgl. der **spannungsabbauenden Wirkung** kann über eine einfache Rangfolge für die spezifische Bruchenergie bei $T = 0\text{ °C}$ und $T = -10\text{ °C}$ dargestellt werden:

$$0\text{ °C: VII} - \text{VI} + \text{I} - \text{II} - \text{V} + \text{XII}$$

$$-10\text{ °C: VII} + \text{I} - \text{VI} - \text{II} - \text{V} + \text{XII}$$

Die Ergebnisse bewerten jedoch eher eine spannungsaufnehmende Wirkung. Es wird mehr die rissüberbrückende Wirkung, als die spannungsabbauende Wirkung bewertet.

Die Ergebnisse der **zyklischen Scher-Ermüdungsprüfungen** weisen gegenüber den Steifigkeitsprüfungen ein etwas differenzierteres Ergebnis auf. Folgende Reihenfolgen bzgl. der Lastwechselzahl N_{f50} (absteigend) können für einen geringen Amplitudenbereich (0,02 mm) und einen hohen Amplitudenbereich (0,05 mm) angegeben werden (vgl. Bild 62):

$$0,02\text{ mm: V} + \text{XII} \Rightarrow \text{II} + \text{VIII} + \text{XI} \Rightarrow \text{III}$$

$$0,05\text{ mm: XI} + \text{V} + \text{II} + \text{VIII} + \text{XII} \Rightarrow \text{III}$$

Im Bereich geringer Amplituden weisen die Referenz-Varianten V und XII (ohne Einlage) die höchsten Ermüdungswiderstände auf. Der Einsatz von Asphalteinlagen vermindert somit den Ermüdungswiderstand. Werden die Amplituden erhöht, ändert sich die Reihenfolge bzgl. des Ermüdungswiderstandes. Die Varianten V und XII (Referenz) fallen stark ab und liegen auf dem Niveau der Vliese (II) sowie Variante XI.

Damit kann die Schlussfolgerung aufgestellt werden, dass für Asphaltbefestigungen mit kleinen Verformungen („intakter Aufbau“) ein Schichtenverbund ohne Asphalteinlagen für den Scher-Ermüdungswiderstand von Vorteil ist. Treten größere Verformungen auf („Sanierungsfall“), tritt die verbindende Wirkung der Einlagen in den Vordergrund und diese erzielen Vorteile bzgl. des Scherermüdungswiderstandes.

Die mit dem **dynamischen Keilspaltversuch** ermittelten Ergebnisse lassen keine Bewertung einer **spannungsabbauenden Wirkung** zu und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

Die Ergebnisse der **statischen Keilspaltversuchs** zum **Schichtenverbund** ergaben die folgende Rangordnung bzgl. der Mittelwerte F_{\max} bei $T = 0\text{ °C}$ und $T = -10\text{ °C}$:

$$0\text{ °C: V} - \text{XI} - \text{II} + \text{VIII} - \text{III}$$

$$-10\text{ °C: V} - \text{XI} - \text{VIII} - \text{II} - \text{III}$$

Die Ergebnisse entsprechen in wesentlichen Bereichen der Rangfolge der Scher-Ermüdungsprüfungen. So weisen die Varianten V stets hohe Kräfte auf, während Variante III stets die niedrigsten Kräfte benötigt. Dies korreliert mit dem Scher-Ermüdungswiderstand. Die Varianten II und VIII liegen oft beieinander, während Variante XI mehr streut.

Diese Rangfolge korreliert wiederum mit den vergleichbaren Varianten des **Abscherversuchs**:

$$20\text{ °C: XII} + \text{V} - \text{VI} + \text{II} + \text{VII} - \text{I}$$

Hier erzielt Variante V die höchsten Kräfte, während Variante II niedrigere Kräfte erträgt. Die weiteren Varianten sind nicht direkt vergleichbar.

Eine Übersicht der Prüfverfahren mit einer Einteilung in drei Kategorien zeigt Tabelle 9. Dabei beinhaltet die hohe Kategorie die für das jeweilige Prüfverfahren vorteilhaftesten Ergebnisse, analog für die beiden weiteren Kategorien.

Tabelle 16: Übersicht der Ergebnisse der Scherprüfungen in der Schichtgrenze und Einteilung in Kategorien

Prüfverfahren	Last	Hohe Kategorie	Mittlere Kategorie	Niedrige Kategorie
Steifigkeit, statisch	0,1 – 0,3 mm/min	V, XII	VI	VII, II, I
Steifigkeit, dynamisch	geringe f, hohe T, ~0,03 mm	V	-	I, II, VII, VI
	hohe f, geringe T, ~0,03 mm	V	VII	II, I, VI
Abscherversuch	50 mm/min	V, XII	II, VI, VII	I
Stat. Keilspaltversuch - Schichtenverbund	>1,0 mm	V	XI, VIII, II	III
Ermüdungswiderstand	~0,02 mm	V, XII	XI, II, VIII	III
	~0,05 mm	-	XI, V, II, VIII, XII	III
Stat. Keilspaltversuch, spannungsabbauend	2,0 mm	VII	I, II, VI	XII, V

Tabelle 16 zeigt, dass sowohl für die spannungsabbauende Wirkung, als auch bei der Betrachtung des Schichtenverbunds sehr ähnliche Rangfolgen bzw. Kategorien der einzelnen Varianten erreicht werden. Lediglich der statische Keilspaltversuch prüft bei der spannungsabbauenden Wirkung eher die rissüberbrückende Wirkung und weicht daher von diesem Reihenfolgen ab.

Empfohlene Prüfverfahren:

Zur Bewertung der **Schersteifigkeit** und damit der **spannungsabbauenden Wirkung** wird das hier

entwickelte statische Prüfverfahren bei 20 °C empfohlen. Der größere Querschnitt gegenüber der zyklischen Prüfung, größere Verformungen (zur „Aktivierung“ der Asphalteinlagen) sowie das einfachere Prüfgerät stellen Vorteile gegenüber dem zyklisch-dynamischen Verfahren dar.

Der **Schichtenverbund** kann einfach über den Abscherversuch angesprochen werden und genügt auch für eine qualitative Aussage über die spannungsabbauende Wirkung. Aufgrund seiner einfachen Anwendung wird das Verfahren in das weitere Prüfprogramm übernommen.

Zur Überprüfung der **Dauerhaftigkeit des Schichtenverbunds** kann mangels Alternative nur das aufwändige Verfahren der zyklischen Scherermüdung eingesetzt werden. Da der hier ermittelte Informationsgehalt ähnlich den Ergebnissen der Schersteifigkeit ist, wird auf dieses Verfahren im Weiteren verzichtet.

Mit dem **Keilspaltversuch** zur Überprüfung des **Schichtenverbunds** wird eher die Haftwirkung der Produkte angesprochen. Da diese Wirkung mit keinem anderen Prüfverfahren angesprochen werden kann, ist das Prüfverfahren für weitere Untersuchungen vorgesehen.

Die Ergebnisse des **Keilspaltversuches** zur Bewertung der **spannungsabbauenden** Wirkung bewerten eher eine rissüberbrückende Wirkung und werden im Weiteren zu diesem Zweck eingesetzt.

3.3.3 Rissüberbrückende Wirkung

Für die rissüberbrückende Wirkung wurden überprüft:

- 3-Punkt-Biegeprüfung,
- 4-Punkt-Biegeprüfung,
- Balken auf elastischer Unterlage,
- Platte auf elastischer Unterlage,
- Statische Keilspaltversuche und
- Zyklische Keilspaltversuche.

Die Auswertung der zyklischen **3-Punkt-Biegeprüfungen** ergab, dass bei einer Lastamplitude von 0,4 kN meist ein Makroriss erreicht werden kann und damit ein verwertbares und plausibles Ergebnis vorliegt. Wird der Makroriss nicht erreicht, kann von einer optimalen Wirkung der Einlage ausgegangen werden. Eine quantitative Bewertung wäre möglich. Weiterhin lässt diese Prüfung auch eine optische Überprüfung der Rissausbreitung während der Prüfung zu.

Vorausgreifend zu Kapitel 5 lässt dieses Prüfverfahren die erweiterte Auswertung über eine Ermüdungsfunktion (Wöhler-Linie) zu. Dazu muss jedoch

die Lastamplitude variiert und die Anzahl der Probekörper erhöht werden.

Mit den zyklischen **4-Punkt-Biegeprüfungen** kann bei Nutzung des konventionellem Ermüdungskriterium N_{f50} ebenfalls eine Ermüdungsfunktion und somit das normgerechte Ergebnis ε_6 ermittelt werden. Die rissüberbrückende Wirkung kann damit im Vergleich zum Referenzasphalt eindeutig nachgewiesen werden.

Mit dem Prüfverfahren von **Balken auf elastischer Unterlage** wurden nur bedingt plausible Ergebnisse erzielt. Um eine relevante Verformung der Probekörper zu erhalten, muss die Unterlage weich und die Probekörper nicht zu biegesteif sein. Mit einem vereinfachten, physikalisch nicht korrektem Berechnungsverfahren kann eine vergleichende Bewertung erfolgen.

Mit dem Spurbildungsgerät kann die rissüberbrückende Wirkung mittels **Platten auf elastischer Unterlage** nur bedingt bewertet werden. Die Unterlage verhindert jegliches Durchbiegen, so dass die Prüfung ähnlich einer 3-Punkt-Biegeprüfung modifiziert werden muss. Eine bewehrende Funktion lässt darauf schließen, dass eine Rissbildung be-/verhindert wird und damit von Vorteil ist. Weiterhin begünstigt ein dicker Bitumenfilm als spannungsabbauende Schicht (SAMI) ein Durchschlagen des Risses. Insgesamt kann jedoch keine Systematik erkannt werden.

Der **statische Keilspaltversuch** entspricht dem Verfahren, welches bereits für die spannungsabbauende Wirkung eingesetzte wurde. Auch hier weisen die Varianten ohne Einlage die geringsten Bruchenergien auf. Somit ist eine Differenzierung der Asphalteinlagen möglich.

Die mit dem **dynamischen Keilspaltversuch** ermittelten Ergebnisse lassen, wie auch bei der spannungsabbauenden Wirkung, keine Bewertung zu und werden daher nicht weiter berücksichtigt.

Empfohlene Prüfverfahren:

Die Prüfungen auf elastischer Unterlage ergaben keine verwertbaren Resultate, so dass sie hier verworfen werden, ebenso die zyklischen Keilspaltversuche.

Zur Bewertung der rissüberbrückenden Wirkung wird zum einen die 3-Punkt-Biegeprüfung empfohlen. Als weiteres Prüfverfahren wird der statische Keilspaltversuch empfohlen. Beide Prüfverfahren sprechen die Probekörper bzw. die Asphalteinlage unterschiedlich an, so dass beide Prüfverfahren im weiteren Verlauf eingesetzt werden.

Statt der 3-Punkt-Biegeprüfung könnte auch die 4-Punkt-Biegeprüfung eingesetzt werden. Beide Prüfverfahren liefern vergleichbare Ergebnisse. Im Hinblick auf die Probekörperherstellung und den benötigten Prüfraumen wurde die 3-Punkt-Biegeprüfung bevorzugt. Die Probekörper können mit einem üblichen Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV) hergestellt und mit üblichen Gesteinssägen präpariert werden (z. B. $L \times B \times H = 320 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$). Für die 4-Punkt-Biegeprüfungen werden üblicherweise größere Probekörper ($L \times B \times H = 400 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$) benötigt, welche nur mit speziellen WSV hergestellt werden können. Weiterhin ist der Prüfraum wesentlich aufwendiger konstruiert und damit teurer in der Anschaffung. Zusätzlich ist die Präparation durch Ankleben von Belastungsplättchen zeitaufwendiger.

Die 3-Punkt-Biegeprüfung, wie auch die 4-Punkt-Biegeprüfung, lassen weiterhin die funktionale Beschreibung der Ergebnisse über eine Ermüdungsfunktion zu und können damit direkt in die rechnerische Dimensionierung integriert werden.

Während die 3-Punkt-Biegeprüfung eine Zugspannung in der Asphalteinlage über die Durchbiegung erzielt, wird im Keilspaltversuch eine Rissöffnung über eine Scherkraft angesteuert. Damit kann der Rissfortschritt gezielt angesprochen werden und über die Reaktion des Materials die Wirkung der Einlage bewertet werden.

Zur Integration in die rechnerische Dimensionierung steht mit dem Keilspaltversuch keine Ermüdungsfunktion zur Verfügung, jedoch können die Ergebnisse über Korrelationen umgesetzt werden.

3.3.4 Bewehrende Wirkung

Für die bewehrende Funktion wurden überprüft:

- Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen
- Zyklische 1-Punkt-Biegeprüfungen und
- Zyklische Prüfung von Platten

Eine zusätzliche theoretische Betrachtung der Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeprüfungen des Kapitels 3.2.4.2 weisen eine bewehrende Wirkung in Laborprüfungen eindeutig nach. Es kann eine tendenzielle Rangfolge bzgl. der Wirkung angegeben werden.

Die Auswertung der **3-Punkt-Biegeprüfungen**, zeigt plausible Ergebnisse, die bewehrende Wirkung kann im Labor belegt werden. Es wird der dynamische Modul MD nach 50.000 Lastimpulsen bewertet. Eine Rangfolge der Varianten mit Gitter kann nur unter Vorbehalt angegeben werden, die

Unterschiede sind gering. Die Position der Gitter mit Verlegehilfe zur Achsenmitte ist von Vorteil. Ohne Verlegehilfe ist eine Positionierung im unteren Probekörperbereich von Vorteil.

Die Ergebnisse der **Balken auf elastischer Unterlage** lassen nur unter Einsatz von physikalischen Vereinfachungen eine Interpretation zu. Die Ergebnisse sind somit nur vergleichend zu bewerten. Eine bewehrende Funktion kann nur über die maximalen Moduln im Anfangsbereich der Versuchsdauer gezeigt werden. Die Position der Asphalteinlagen ergibt vergleichbare Ergebnisse zu den 3-Punkt-Biegeprüfungen. Dieses Prüfverfahren wird für das weitere Vorgehen jedoch nicht empfohlen.

Die Prüfung mit dem Spurbildungsgerät (**Platte auf elastischer Unterlage**) konnte plausible Ergebnisse liefern, aber nur sehr grob gestuft. Die bewehrende Funktion kann über die erzielte Durchbiegung bewertet werden. Eine weitergehende Interpretation ist nicht möglich. Trotz der einfachen Prüftechnik, wird dieses Verfahren für das weitere Vorgehen nicht empfohlen.

Korrelationen zwischen den Prüfverfahren bestehen nur bedingt. Die 3-Punkt-Biegeprüfung, die 4-Punkt-Biegeprüfung und die Spurbildung können eine bewehrende Funktion im Labor prinzipiell nachweisen. Mit den Prüfungen auf elastischer Unterlage ist dies kaum möglich.

Empfohlenes Prüfverfahren:

Da die zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung (3PB) plausible und auch quantitativ bewertbare Ergebnisse erzielt, wird dieses Verfahren für das weitere Vorgehen favorisiert, mit den Prüfbedingungen:

- $T = 10 \text{ °C}$
- Frequenz: 10 Hz
- Abstand der Lager: 282 mm

Auswertung: Bestimmung MD bei 50.000 Lastimpulsen.

Die Auswirkung der Position der Asphalteinlagen stellt sich bei den Prüfungen auf elastischer Unterlage und 3-Punkt-Biegeprüfungen als ähnlich heraus. Mit beiden Prüfverfahren kann nachgewiesen werden, dass die Position der Gitter mit Verlegehilfe zur Achsenmitte von Vorteil ist. Ohne Verlegehilfe ist eine Positionierung im unteren Probekörperbereich von Vorteil.

4 Großmaßstäbliche Untersuchungen

Für ausgewählte Asphalteinlagen und Anwendungsfälle erfolgte die Überprüfung der rissüberbrückenden Wirkung in großmaßstäblichen Versuchen. Die dabei erzielten Ergebnisse sollten der Verifikation und Identifikation der oben als grundsätzlich geeignet eingestuften Performanceprüfungen für die labortechnische Ansprache von Asphaltssystemen mit Asphalteinlagen dienen.

4.1 Versuchskonzeption

Um praxisnahe Belastungsbedingungen umzusetzen, wobei unter anderem auch die flächige Einspannung der Asphalteinlage in der Asphaltbefestigung erreicht wurde, wurde eine Prüffläche einer Länge von 3,0 m und einer Breite von 2,0 m hergestellt. Um kontrollierte und unter Laborbedingungen reproduzierbare Befestigungseigenschaften zu erreichen, wurde das in Bild 178 skizzierte Befestigungssystem umgesetzt. Die Befestigung wurde auf eine massive Beton-Bodenplatte unter einem biegesteifen Belastungsrahmen eingebaut.

Zur Simulation der Tragfähigkeit (Widerstand gegen kurzzeitige Belastungen) des Untergrundes sowie von ungebundenen Tragschichten wurde eine Gummimatte mit definierter Steifigkeit eingesetzt. Auf diese Gummimatte wurde eine Asphaltsschicht aufgebracht, welche eine gerissene (geschädigte) Asphaltsschicht simulieren sollte. Dazu wurde eine 5 cm dicke Asphaltbinderschicht eingebaut und zur Simulation eines Einzelrisses gekerbt.

Nach Fertigstellung der Asphalt-Unterlage wird das Asphalt-Einlagesystem nach Herstellerangaben eingebaut. Weiterhin erfolgt die Instrumentierung der Probefläche mit Dehnmessstreifen zur Erfassung der Verformungen innerhalb der Asphaltkonstruktion.

Abschließend erfolgt der Einbau und Verdichtung der Asphaltdeckschicht.

Nach Instrumentierung zur Erfassung der Beanspruchungen an der Oberseite der Befestigung (vertikale Einsenkungen) erfolgt die zyklisch-dynamische Belastung des Asphalteinlage-Systems.

4.1.1 Eigenschaften der Vergleichsbefestigung

Mit dem großmaßstäblichen Versuch sollte eine Beanspruchung einer geschädigten Asphaltbefestigung nach der Instandsetzung durch den Ersatz der Asphaltdeckschicht simuliert werden. Dazu wurde die Beanspruchung in einer Befestigung in Anlehnung an die Bauklasse BK III gemäß RStO 2001 als Zielgröße angesetzt, vgl. Bild 178.

Zur Auswahl einer geeigneten Unterlage im Versuchsfeld, mit dem die Tragfähigkeitseigenschaften der Befestigungsvorlage simuliert werden konnten, wurde mittels Mehrschichtentheorie unter Verwendung des Programms BISAR III die Beanspruchungen in der Vergleichsbefestigung berechnet. Dabei wurden die in Tabelle 17 zusammengestellten Schichteigenschaften angenommen. Als repräsentative Steifigkeitsmoduln wurde für Asphaltdeck- und -Binderschicht jeweils ein Steifigkeitsmodul von $E = 6.000 \text{ MPa}$ angenommen, was in der Größenordnung der Steifigkeit der RDO-Referenzasphalte bei Raumtemperatur ($\sim 20 \text{ °C}$) entspricht. Für Simulation einer stark geschädigten Asphalttragschicht wurde ein Steifigkeitsmodul von $E = 2.000 \text{ MPa}$ angesetzt.

Tabelle 17: Schichteigenschaften der Vergleichsbefestigung

Schicht	1	2	3	4	5
Asphaltart	AC 8 D N	AC 16 B N	AC T	FSS	UG
Schichtdicke [cm]	4	5	13	38	-
E-Modul [MPa]	6.000	6.000	2.000	120	45
Verbund zur Unterlage	ja	nein	nein	nein	-

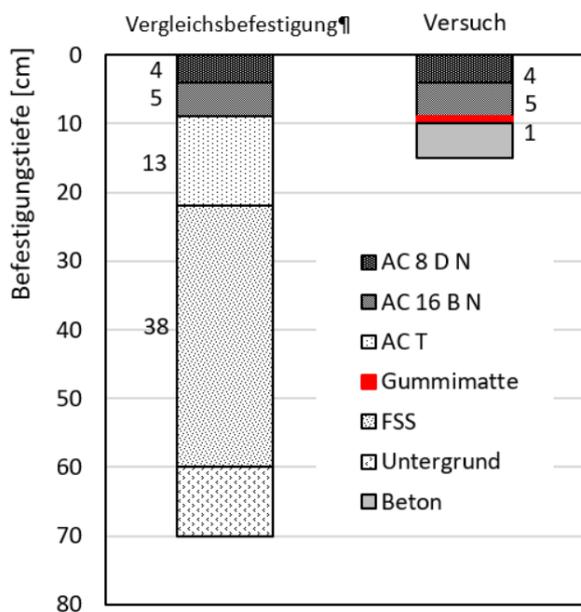


Bild 178: Vergleichsbefestigung gemäß BK III, RStO 01 (links) und ausgeführten Befestigung im groß-maßstäblichen Versuch (rechts)

Im großmaßstäblichen Versuch wurde der obere Teil der Befestigung realitätsnah unter Laborbedingungen umgesetzt. Somit entsprechen die Asphaltdeck- und die Asphaltbinderschicht den Schichten der Vergleichsbefestigung. Als Unterlage zur Simulation der Tragfähigkeit von Untergrund, Frostschutzschicht und geschädigter Asphalttragschicht wurden zwei verschiedene Unterlagsmaterialien untersucht:

- Gummigranulat-Dämpfungsmatte
Dicke: 10 mm, $E = 0,7 \text{ MPa}$, und
- Gummiunterlage
Dicke: 8 mm, $E = 7,5 \text{ MPa}$

Die sich aus der Belastung durch eine Einzellast von 5,0 kN mit dem Lastradius von 15 cm ergebenden Beanspruchungen sind in Bild 179 dargestellt.

Bei Verwendung der 8 mm dicken Gummiunterlage mit einem Steifigkeitsmodul von ca. 7,5 MPa wird in der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht eine der Vergleichsbefestigung gemäß RStO, Belastungskategorie III vergleichbare Horizontalbeanspruchung erreicht. In Bild 180 sind die Horizontalspannungen an der Oberfläche der Befestigung sowie an der Unterseite der Asphaltbinderschicht in Abhängigkeit vom Abstand zur Lasteinleitungssachse dargestellt. Auch hier weist die Versuchsbebefestigung mit 8 mm dicker Gummiunterlage vergleichbare Spannungsverläufe auf wie die Vergleichsbefestigung (BK III). Weiterhin ist zu erkennen, dass ab einem Abstand von 1 m von der Lasteinleitungssachse die Horizontalbeanspruchungen sehr klein werden, was die

Wahl der Größe der Versuchsbebefestigung von 3,0 m x 2,0 m bestätigt.

Für die Herstellung der Asphalttschichten kamen ein AC 16 BS und ein AC 8 DN zur Anwendung. Die Asphalte wurden großtechnisch durch das Asphaltmischwerk Kassel-Waldau hergestellt und von Flachmulden in 10-l-Metalleimer ungefüllt. Die Zusammensetzung der eingesetzten Asphalte ist in Anhang 3 zusammenstellt.

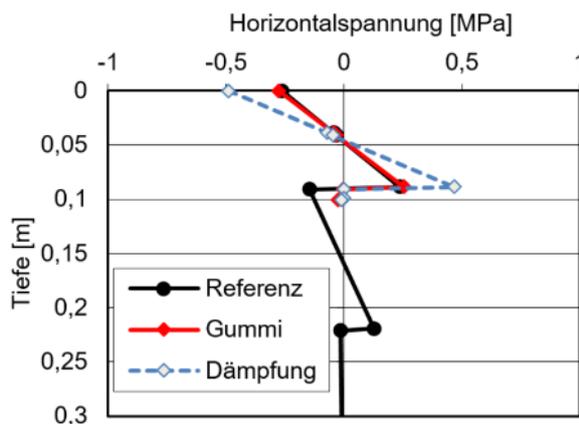


Bild 179: Horizontale Biegespannung in Lasteinleitungssachse in der Vergleichsbefestigung (Referenz) sowie im Versuchsfeld bei Variation der Gummiunterlage

Als Bitumenemulsion wurde die speziell für die Verlegung von Asphalteinlagen entwickelte Bitumenemulsion C70 BP3 OB-2 der Firma Mid-dendorp GmbH verwendet.

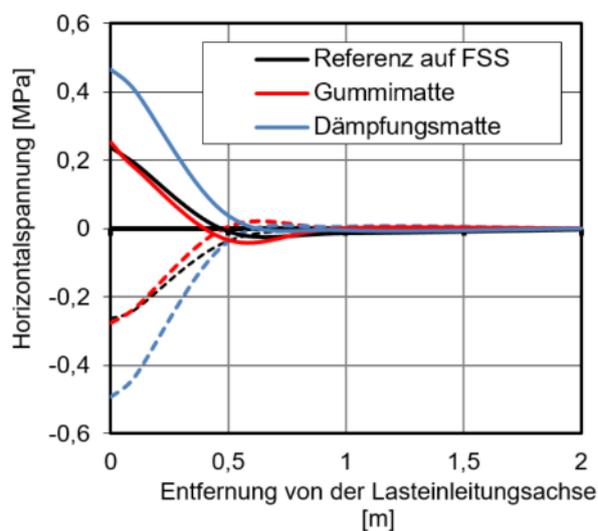


Bild 180: Horizontale Biegespannung an der Oberfläche (gestrichelte Linien) und an der Unterseite der Asphaltbinderschicht (durchgezogene Linien)

4.1.2 Instrumentierung

Die Verformungen während des Versuches wurden jeweils von mehreren Wegaufnehmern an der Oberseite der Asphaltbefestigung aufgenommen und aufgezeichnet. Die Krafteinleitung wurde mit einer Kraftmessdose am Druckstempel gemessen. So konnte die zyklische Laststeigerung überwacht und eingestellt werden. Die direkte Messung der Rissöffnung ist aufgrund des Versuchsaufbaus problematisch, da kein direkter Zugang zur Messstelle besteht. Daher wurden Vorversuche durchgeführt welche gezeigt haben, dass es möglich ist die Rissöffnung mittels Dehnmessstreifen (DMS) zu erfassen. Diese DMS werden über die Kerbe auf die Asphaltbinderschicht an beiden Enden aufgeklebt und sind in der Lage Dehnungen bis zu 4 Millimeter zu erfassen. Um die Wirkung der Einlagen zu quantifizieren wurden ebenfalls DMS den verschiedenen Asphalteinlagen aufgebracht. Die Anordnung der DMS im Testfeld erfolgte, wie in Bild 181 dargestellt, auf der eingebrachten Kerbe in verschiedenen Abständen zur Lasteinleitungsfläche. Zusätzlich wurden direkt unter der Lasteinleitungsfläche jeweils ein DMS auf der Asphalteinlage angeordnet.

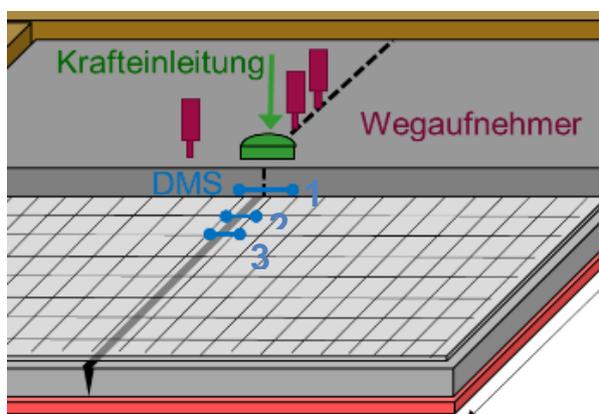


Bild 181: Schichtenaufbau und Instrumentierung Großversuch

4.2 Bau der Testfelder

Im Folgenden wird der Bau des Testfeldes mit den einzelnen Schichten und der Instrumentierung beschrieben.

4.2.1 Vorbereitung der Unterlage

Zunächst wurde die Gummimatte zur Simulation der Unterlage der herzustellenden Asphaltdecke auf den Stahlbetonboden verlegt. Der vorbereitete Versuchsrahmen aus verschraubten Kanthölzern wurde aufgelegt. Boden und Seitenflächen des

Holzrahmens wurden mit Papier ausgelegt, um den Ausbau der Asphaltbefestigung nach der Prüfung zu erleichtern.

4.2.2 Einbau Asphaltbinderschicht

Für den Einbau der 5 cm dicken Asphaltbinderschicht wurden die in Wärmeschränken auf 150°C temperierten Asphaltemer innerhalb von zehn Minuten gleichmäßig im Testfeld entleert. Anschließend wurde der Asphalt mit Schaufeln verteilt und mit einer Holzbohle eben abgezogen. Als Vorverdichtung wurden der Asphaltbinder mittels Holzplatten angedrückt und anschließend mittels Rüttelplatte (Betriebsgewicht 75 kg) verdichtet. Dazu wurde die Verdichtung zunächst streifenförmig durchgeführt um Unebenheiten und Furchen in der Asphaltfläche zu vermeiden. Somit wurde ein Umheben der Rüttelplatte um 180° am Ende einer Verdichtungsbahn erforderlich.

Nach Abkühlung der Asphaltbinderschicht wurde mit einem Fugenschneider eine 3,4 mm breite Kerbe in die Binderschicht geschnitten. Diese simuliert einen Riss in der Befestigung (siehe Bild 182). Um ein Eindringen von Asphaltdeckschichtmischgut in die Kerbe zu verhindern wurde ein Pappstreifen in die Kerbe hineingelegt.



Bild 182: Kerbe in Binderschicht mit DMS

4.2.3 Einbau Dehnungsmessstreifen und Asphalteinlage

Die Installation der Dehnungsmessstreifen erfolgte nachdem der im Bereich der Kerbe entstandene Schneidschlamm abgesaugt sowie der Klebebereich gereinigt und getrocknet wurde.

Die verwendeten Dehnungsmesstreifen (DMS) besitzen ein 1 cm langes Messgitter und einen Messbereich von 2 mm, wodurch eine Rissöffnung lokal detektiert und quantifiziert werden kann. Um eine ausreichende Verklebung zwischen Asphalt und DMS zu gewährleisten wurde ein auf Ethyl-2 Cyanacrylate basierender Kleber mit der Bezeichnung CN-E von der Firma Tokyo Sokki Konkyujo, Co. Ltd. verwendet. Mit einer erhöhten Viskosität und Aushärtedauer konnte ein Einfluss des Klebers auf das Messergebnis ausgeschlossen werden. Aufgrund der Temperaturbeständigkeit, welche nur bis 120°C gegeben ist, wurden Vorversuche durchgeführt um die Eignung des Klebers zu überprüfen. Die Ergebnisse dieser Versuche zeigten, dass sowohl die Dehnungsmesstreifen, als auch der Kleber bei einem Überbau mit Asphalt im Walzsektor-Verdichtungsgerät keinen Schaden nehmen und funktional nicht eingeschränkt sind.



Bild 183: DMS Klebestelle vor Applikation

Zum Anbringen der DMS wurden zunächst geeignete, nicht durch Kornausbrüche verbreiterte Stellen entlang der Kerbe als Klebestellen festgelegt und eingemessen (siehe Bild 183).

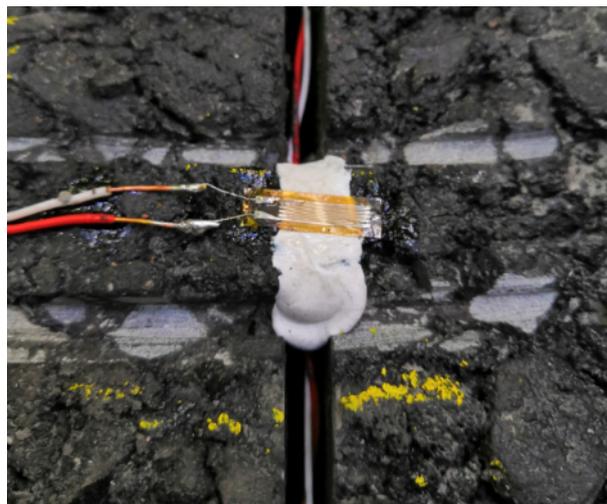


Bild 184: DMS appliziert und ungeschützt

Anschließend wurde etwas Abdeckband in die Kerbe zwischen den Klebestellen gedrückt um ein Eindringen der DMS durch den Einbau der Asphaltdeckschicht zu verhindern. Im Anschluss wurden die Klebestellen mit einem Aceton-Isopropanol-Reiniger abgetupft um Verschmutzungen zu entfernen. So vorbereitet konnte der Kleber aufgetragen und im Anschluss der DMS für 2 Minuten angepresst werden. Die Verbindung der DMS mit dem Messverstärker wurde über Anschlusskabel, welche angelötet werden ausführt (siehe Bild 184).

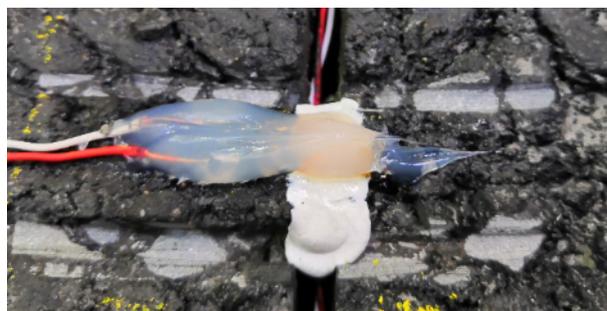


Bild 185: thermischer Schutz DMS (Silikon)

Um ein Lösen der Kabel an den Lötstellen zu vermeiden, wurden diese Stellen anschließend ebenfalls auf die Asphaltbinderschicht geklebt. Nach einer Trocknungszeit von 15 Minuten war der Kleber ausreichend ausgehärtet um die DMS sowie die Lötstellen zunächst mit einer Schutzschicht aus bei Raumtemperatur vulkanisierendem Silikon (RTV-rubber) und anschließend mit einer Schutzschicht aus Abdeckband gegen die mechanischen und thermischen Belastungen bei Einbau und der Verdichtung der Asphaltdeckschicht abzuschirmen (siehe Bild 185 und Bild 186)

Nachdem die DMS aufgeklebt und geschützt waren, wurden die Kabel in der Kerbe bis zum Rand des

Testfeldes und durch ein Loch im Holzrahmen aus dem Testfeld herausgeführt. Anschließend wurden die Anschlusskabel mit Wago-Klemmen an Kabel, welche zum Messverstärker führen, angeschlossen und das eingehende Signal der DMS geprüft. So vorbereitet konnte über den auf der Binderschicht applizierten DMS die Asphalteinlage verlegt werden.



Bild 186: mechanischer Schutz DMS (Abdeckband)

Vor der Verlegung der Asphalteinlage war es notwendig durch die Applikation der DMS entstandene Verschmutzungen mit einem Sauger und gegebenenfalls Wasser zu entfernen um die Unterlage staubfrei und trocken für die Verlegung vorzubereiten. Anschließend wurde die Asphalteinlage auf 2 x 3 Metern zugeschnitten. Für die Verlegung wurden jeweils die gemäß Herstellerangaben empfohlenen Emulsionsmengen aufgetragen. Dazu wurden die für die 6 m² große Versuchsfläche benötigten Emulsionsmengen abgewogen, auf 40°C erwärmt und mittels Wasserabzieher auf die Asphaltbinderschicht gleichmäßig verteilt. Die so entstandene gleichmäßig mit Emulsion bedeckte Fläche ermöglichte eine realitätsnahe Verlegung der Einlagen. Unter Beachtung der Verleganleitungen wurden die Produkte anschließend auf die Testfläche gelegt. Durch ein Andrücken mittels Besen konnte eine gleichmäßige und faltenfreie Oberfläche erreicht werden. Da sich der Eimer mit der Bitumenemulsion nicht vollständig entleeren ließ, wurde die noch fehlende Bitumenemulsion mit einer Deckenbürste auf die bereits verlegte Einlage aufgebracht.

Die Applikation der DMS auf den Asphalteinlagen erfolgte weitestgehend analog der Applikation auf der Binderschicht. Bei allen Einlagen ist es gelungen die DMS auf den Einlagen bzw. auf den Einlagensträngen, welche sich direkt über den DMS auf der Binderschicht befinden, zu applizieren. So war gewährleistet, dass keine geometrischen Einflüsse die Vergleichbarkeit der Messergebnisse beeinflussen oder verfälschen. Zum Schutz beider DMS wurde über diese nach der Applikation ein 1 mm

dünner Aluminiumrahmen aufgesetzt um eine Beschädigung durch die Verdichtung der Asphaltdeckschicht zu vermeiden (siehe Bild 187).

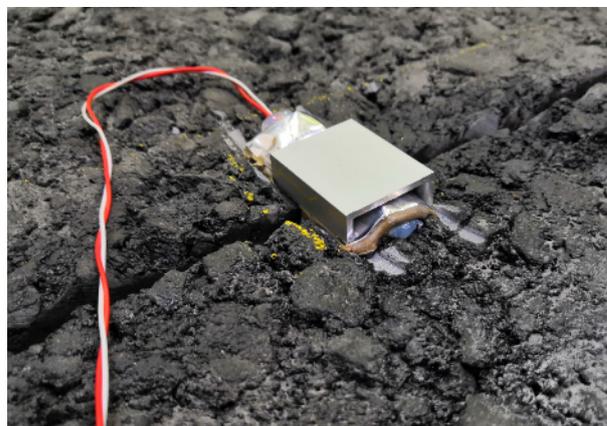


Bild 187: Aluminiumrahmen DMS

Angeschlossen wurden die DMS auf den Einlagen ebenfalls durch das Anlöten von Anschlusskabeln, welche jedoch nicht durch die Kerbe zurückgeführt werden konnten und somit auf der Einlage, parallel zur Kerbe bis an den Rand der Befestigung und dort über den Holzrahmen aus dem Testfeld geführt wurden. Abschließend wurden analog zu den DMS auf der Binderschicht die Anschlusskabel mit Wago-Klemmen an Kabel, welche zum Messverstärker führen, angeschlossen und die eingehenden Signal der DMS geprüft.

Neben den in Tabelle 9 beschriebenen Produkten wurde ein weiteres Gitterprodukt eingesetzt, welches eine sehr große Steifigkeit besitzt, da es aus Carbonfasern hergestellt wurde (XIV G4).

4.2.4 Einbau Asphaltdeckschicht

Der Einbau der 4 cm dicken Asphaltdeckschicht erfolgt in gleicher Form wie der Einbau der Asphaltbinderschicht.

4.2.5 Einbau der Oberflächeninstrumentierung

Neben den Dehnungsmesstreifen wurden weitere Messeinrichtungen verwendet, um die Verformungen an der Oberseite der Befestigung aufzuzeichnen. Diese insgesamt 4 Wegaufnehmer zeichnen die Einsenkung der Lastplatte (2 Wegaufnehmer) und die Einsenkung der Befestigung in einem Abstand von 30 Zentimetern von Lasteinleitungsmittelpunkt in Richtung der Kerbe (1 Wegaufnehmer) und orthogonal zur Kerbe (1 Wegaufnehmer) auf. Zudem wurde oberhalb der Lastplatte noch eine Kraft-

messdose installiert, um die Kraft und Verformungen zeitsynchron messen zu können. Während der Belastungsprüfungen wurden die Messwerte aller Kraft- und Wegsensoren mit einer Frequenz von 300 Hz kontinuierlich erfasst.

4.2.6 Belastungseinrichtung

Für die Aufbringung der vertikalen Belastung wurde eine hydraulische Prüfpresse verwendet, welche eine dynamische Belastung von bis zu 15 Hz und 200 kN bei einem maximalen Hubweg von 200 mm ermöglicht. Die Steuerung der Belastungseinrichtung erfolgte unabhängig von der Erfassung der Messwerte von Kraft und Weg durch Einstellen der mittleren vertikalen Druckkraft, der Kraftamplitude, der Belastungsfrequenz sowie der Anzahl der aufzubringenden Lastimpulse.

4.2.7 Angewendetes Belastungsregime

Die Lasteinleitung erfolgte mittig im Zentrum des Versuchsfeldes. Während der Untersuchungen wurden zyklische sinusförmige Druckkraftimpulse ohne Lastpause aufgebracht. Um ein Abheben des Prüfstempels zu verhindern wurde eine dauerhafte Unterlast von 200 N vorgehalten. Die sinusförmige Belastung ist definiert über die jeweilige mittlere Kraft und die Kraftamplitude, welche immer entsprechend der mittleren Kraft unter Berücksichtigung der dauerhaften Unterlast eingestellt wurde. Im Folgenden werden zur Beschreibung der Laststufen jeweils die erreichte Höchstlast (mittlere Kraft + Kraftamplitude) angegeben.

Zur Bestimmung der Systemsteifigkeit wurden zunächst zyklische Prüfungen mit variiertem Prüffrequenz durchgeführt. Hierzu erfolgte ein Frequenz-Sweep von 0,1 bis 10 Hz und jeweils 10 bis 200 Lastwechseln bei einer Kraftamplitude von 4 kN.

Die Ermittlung des Rissfortschrittes bzw. der Ermüdung der Befestigung erfolgte im Anschluss an die Steifigkeitsmessung. Hierzu wurde eine kraftgeregelte, sinusförmige Belastung mit einer einheitlichen Frequenz von 10 Hz und ansteigender Belastungsamplitude gewählt.

Anschließend war vorgesehen, das Testfeld mit jeweils 50.000 Lastwechseln, einer Frequenz von 10 Hz und den Laststufen 8 kN, 16 kN, 32 kN sowie 64 kN zu belasten.

4.3 Versuchsdurchführung und Modifikationen

4.3.1 Optimierung der Versuchsdurchführung

Der erste Versuch wurde mit den unter Kapitel 4.1 genannten Prüfparametern durchgeführt. Für den Ermüdungsversuch wurde unter der Lastplatte eine steife Gummimatte eingelegt, welche die Oberfläche eines LKW-Reifens simulieren, und Spannungsspitzen an den Rändern der Lastplatte abmildern sollte.

Durch die zwar realitätsnahe, jedoch sehr große Lasteinleitungsfläche konnte bis einschließlich der Laststufe 16 kN keine Rissöffnung mittels DMS detektiert werden, oberflächliche Verformungen traten jedoch bereits auf. Während der Belastung mit den Laststufen 32 kN und 64 kN konnte eine sinusförmige Reaktion der DMS unter der Lastplatte beobachtet werden, welche auf zyklische Rissöffnung hinweist. Die bleibende Einsenkung der Lastplatte erreichte jedoch bereits 4 mm. Durch diese in Bild 188 dargestellten großen Verformungen unter dem Lasteinleitungsbereich von 707 cm², kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Dehnungen der DMS aus einer Nachverdichtung und Materialverdrängung resultieren. Ein Riss an der Oberfläche der Befestigung war nach der Belastung nicht zu erkennen.



Bild 188: Verformungen unter Lasteinleitungsplatte

Nach den Erfahrungen aus der Prüfung der ersten Testfläche wurde bei der zweiten Testfläche, in welche ein Glasgitter eingebaut wurde, die Lasteinleitungsfläche auf einen Streifen mit einer Breite von 2 cm, einer Länge von 30 cm und somit einer Aufstandsfläche von 60 cm² verkleinert. Durch diese gezielte Lasteinleitung über der Kerbe entsteht eine veränderte Spannungsverteilung, welche zu einer

Rissöffnung führen sollte. Außerdem wurde zusätzlich zu der Gummierunterlage eine Gummigranulat-Dämpfungsmatte mit einer Dicke von 8 mm untergelegt um die Systemsteifigkeit herabzusetzen und dadurch die Durchbiegung im Bereich der Lasteinleitung zu erhöhen. Die Laststufen wurden hier ebenfalls verändert, da aufgrund der deutlich kleineren Lasteinleitungsfläche von größeren Verformungen auszugehen ist. Aus dem Verhältnis der Lasteinleitungsflächen resultiert eine etwa 12 mal größere Flächenpressung auf der Asphaltdeckschicht. Als Laststufen wurden Oberlasten von 2 kN, 4 kN, 8 kN, 12 kN und 16 kN gewählt. Mit dieser Versuchskonfiguration erfolgte die Belastung der Testfläche in den Laststufen 2 kN, 4 kN und 8 kN mit je 50.000 Lastwechseln bei einer Frequenz von 10 Hz. Da aus dieser Lastwechselanzahl nur sehr geringe Verformungen und keine Rissöffnung resultierten, wurden in der Laststufe 12 kN 500.000 Lastwechsel aufgebracht. Dies führte zu einer stetigen Verformungszunahme, jedoch nicht zu einer Rissöffnung.

Aus den Beobachtungen des zweiten Versuches konnte gefolgert werden, dass der Asphalt bei einer Temperatur von 20°C keinen Riss ausbildet, sich jedoch erheblich verformt. Somit war es notwendig die Testfläche zu kühlen und gegebenenfalls die Lastwechselzahl und Belastung anzupassen. (vgl. Bild 189)



Bild 189: Verformungen des Asphaltes und Rissdurchschlag an der Referenzfläche

Der dritte Versuch wurde erneut ohne Asphaltinlage durchgeführt. Die Kühlung der Testfläche er-

folgt über einen Kunststoffschlauch, welcher in einer Spirale um den Laststempel auf die Befestigung gelegt wurde. Dieser Schlauch wurde an ein Kryostat angeschlossen, welches 5°C kaltes Wasser hindurch pumpt. Um eine Isolierung der Fläche zu gewährleisten und so die Kühlleistung zu verbessern, wurde die Testfläche mit 8 cm dicken Styroporplatten abgedeckt (siehe Bild 190). So ausgestattet konnten in Tiefe der Asphaltinlage Temperaturen von ca. 10°C erreicht werden.



Bild 190: Isolierung der Testfläche

Als Laststufen für diesen Versuch wurden 8 kN, 12 kN und 16 kN gewählt. Bei den Laststufen 8 kN und 12 kN wurden jeweils 50.000 Lastwechsel und bei der Laststufe 16 kN wurden 500.000 Lastwechsel aufgebracht. Wie beim Versuch zuvor konnte auch mit diesen Versuchsbedingungen kein Riss in der Befestigung, detektiert werden.

Bei Ausbau der Befestigung zeigte sich jedoch, dass die in den Asphaltbinder geschnittene Kerbe die Schicht nicht vollständig durchtrennte, sondern dass ein ca. 10 mm hoher Grat an der Unterseite der Befestigung stehen gelassen wurde. Daraus konnte gefolgert werden, dass bereits ein dünner Asphaltsteg ausreicht, um an der Unterseite der Asphaltbefestigung Zugbeanspruchung aufzunehmen und so ein Risswachstum ausgehend von der darüber liegenden Kerbe verhindert. Als Weiterführung dieser Beobachtung kann gefolgert werden, dass die Prüfung einer rissfreien (ungeschädigten) Befestigung in der gewählten Versuchskonzeption nicht zur Untersuchung des Ermüdungswiderstandes geeignet ist, da zu hohe bleibende Verformungen ein Versuchsende vor Auftreten eines Risses erzwingen würden.

4.3.2 Optimierte Versuchsdurchführung

Anhand der Erfahrungen der ersten drei großmaßstäblichen Belastungsversuche wurden die folgenden Prüfungen mit einem beschleunigten Belastungsregime durchgeführt.

- 8 kN – 18.000 Lastwechsel
- 12 kN – 18.000 Lastwechsel
- 16 kN – 18.000 Lastwechsel
- 24 kN – 18.000 Lastwechsel
- 32 kN – 18.000 Lastwechsel
- 40 kN – 18.000 Lastwechsel
- 48 kN – 18.000 Lastwechsel

Bei erneuter Prüfung einer Referenzbefestigung ohne Asphalteinlage konnte tatsächlich ein von unten durchschlagender Riss an der Asphaltoberfläche beobachtet werden.

Somit konnten die verbleibenden Untersuchungen mit gleicher Prüfsystematik durchgeführt werden. Die dabei jeweils eingesetzten Asphalteinlagen, verwendete Mengen der Bitumenemulsion sowie die über die Prüfungsdauer gemittelten Kerntemperaturen in Höhe der Asphalteinlage sind Tabelle 18 zu entnehmen.

Tabelle 18: Eigenschaften der Testfelder in den großmaßstäblichen Belastungsversuchen

Feld	Zugfestigkeit	Anspritzmenge	Material	Emulsion	Überbauhöhe	Kerntemperatur
	[kN/m]				kg/m ²	
V (Ref.)	---	0,35	---	C40	4	---
IV (G 2)	50	0,7	G	C69	4	---
II (V)	9,1	1,8	PP	C69	4	10,0
I (K 1)	100	1,8	G + PP	C69	4	11,3
X (G 3)	50	1,2	PET +	C69	4	11,2
VI (K 2)	20	2	PP	C69	6	10,1
III (G 1)	120	1,2	G	C69	4	9,9
XIV (G 4)	200	0,7	G+C	C60	4	12,2

Die Steifigkeitsversuche wurden vor und nach den Ermüdungsversuchen und ohne Lastschneide mit einer Last von 4 kN und bei Frequenzen von 0,1 Hz / 0,5 Hz / 1,0 Hz / 5,0 Hz und 10 Hz durchgeführt.

Insgesamt sind von den elf Testfeldern acht für die Auswertung und einen Vergleich geeignet. Diese können somit zur Verifikation und Identifikation der in Kapitel 3.3 als grundsätzlich geeignet eingestuft Performanceprüfungen verglichen werden.

4.4 Versuchsergebnisse

Im Folgenden werden die Versuchsergebnisse der großmaßstäblichen Belastungsversuche dargestellt

und verglichen. Unter Berücksichtigung der Asphalteeigenschaften kann somit die Wirkung einer Asphalteinlage gegen Reflexionsrissbildung bewertet werden.

4.4.1 Asphalteeigenschaften

Die verwendeten Asphalte AC 16 BN und AC 8 DN wurden auf einer weichen Unterlage aus Gummimatte und Bautenschutzmatte mit einer 75 kg schweren Rüttelplatte verdichtet. Unter diesen Randbedingungen wurde eine vergleichsweise geringe Verdichtungsleistung erzielt. Die Raumdichten und Hohlraumgehalte sind in Tabelle 19 zusammengestellt. Die geringe Verdichtungsleistung wurde bewusst angestrebt, um die Rissbildung zu fördern.

Tabelle 19: Raum-, Rohdichte und Hohlraumgehalt der Deck- und Binderschichten aller Testfelder

Testfeld	Asphalt	Raumdichte	Hohlraumgehalt
		g/cm ³	%
V (Ref.)	Deckschicht	2,150	17,5
	Binderschicht	2,267	15,6
IV (G2)	Deckschicht	2,074	20,3
	Binderschicht	2,286	14,9
II (V)	Deckschicht	2,159	17,1
	Binderschicht	2,328	13,3
I (K1)	Deckschicht	2,161	17,0
	Binderschicht	2,347	12,6
X (G3)	Deckschicht	2,140	17,8
	Binderschicht	2,353	12,4
VI (K2)	Deckschicht	2,189	15,9
	Binderschicht	2,284	14,9
III (G1)	Deckschicht	2,122	18,5
	Binderschicht	2,357	12,2
XIV (G4)	Deckschicht	2,109	19,0
	Binderschicht	2,287	14,8

4.4.2 Vertikalverformungen des Lasteinzugsbereiches

Die Verläufe der Vertikalverformungen des Lasteinzugsbereiches bzw. der Lastschneide sind in Bild 191 dargestellt. Dazu werden die am Ende der 18.000 Belastungszyklen gemessenen Einsenkungen bei der jeweiligen Kraft aufgetragen. Mit zunehmender Belastung schreitet die Einsenkung schneller fort, bis die Lastschneide komplett eingedrückt ist und die Lastplatte auf der Befestigung aufliegt. In jedem Versuch wird die Einsenkung von 20 mm bei einer der letzten Laststufen erreicht, sodass von einem gleichbleibenden Verformungswiderstand der Befestigung ausgegangen werden kann. Durch die Messung der Vertikalverformungen ist jedoch kein Rückschluss auf die Rissöffnung innerhalb der Befestigung möglich.

Unabhängig von dem eingesetzten Asphalt-Einlegesystem sind die gemessenen bleibenden Verformungen in vergleichbarer Größenordnung.

4.4.3 Vertikalverformungen der Lastnahen Bereiche

Die Einsenkung der Lastschneide in die Testfläche beträgt bei allen durchgeführten Versuchen am Versuchsende mindestens 2 cm, sodass die Lastschneide vollständig in den Asphalt eingedrückt wurde und die Lastplatte auf der Asphaltoberfläche aufliegt. Die Verformungen im Abstand von 30 cm zum Mittelpunkt der Lastplatte hingegen sind im Bereich der Kerbe mit maximal 2,5 mm Einsenkung (siehe Bild 193) und 90° zur Kerbe mit maximal 5 mm Aufwölbung (siehe Bild 192) deutlich geringer. Auffallend ist, dass in der Verlängerung des Belastungsstreifens über der Kerbe bei jedem Versuch eine Einsenkung entsteht, im Bereich 90° zur Kerbe jedoch immer eine Aufwölbung aus der Belastung resultiert. Ursächlich für diese Verformungen können die Nachverdichtung und Materialverdrängung sein.

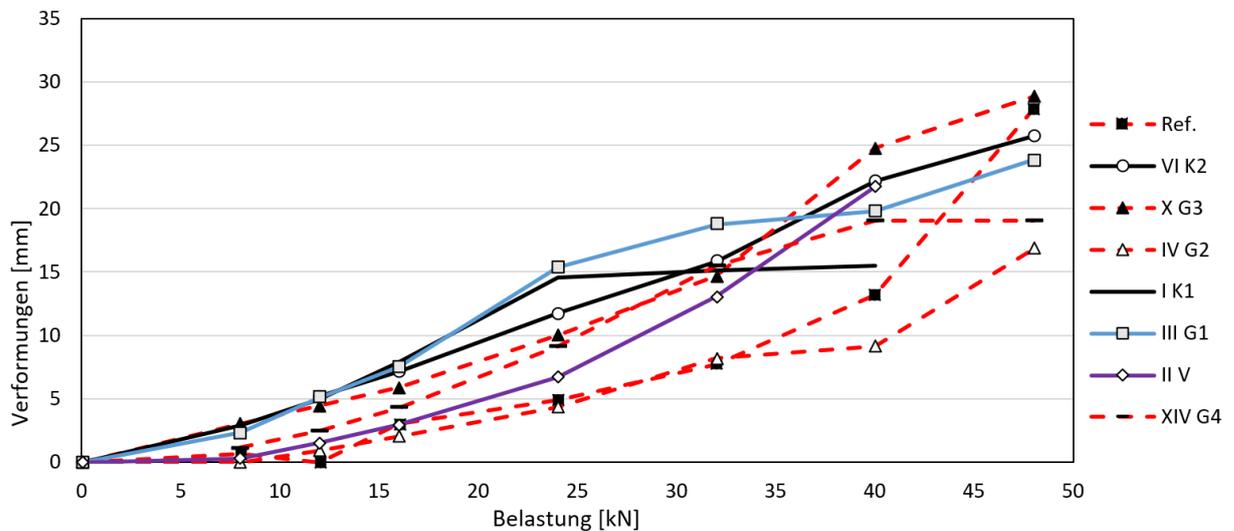


Bild 191: Einsenkung der Lastschneide / Lasteinleitungsfläche

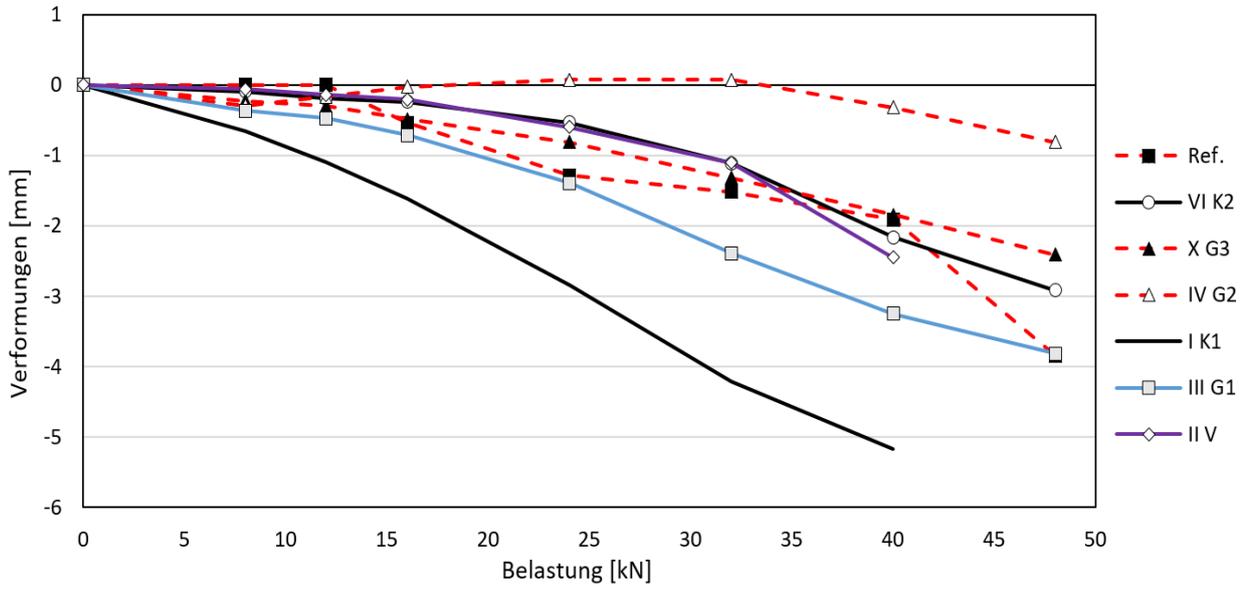


Bild 192: Oberflächenverformungen 30 cm vom Lasteinleitungsmittelpunkt orthogonal zur Kerbe jeweils am Ende der Belastungsstufe

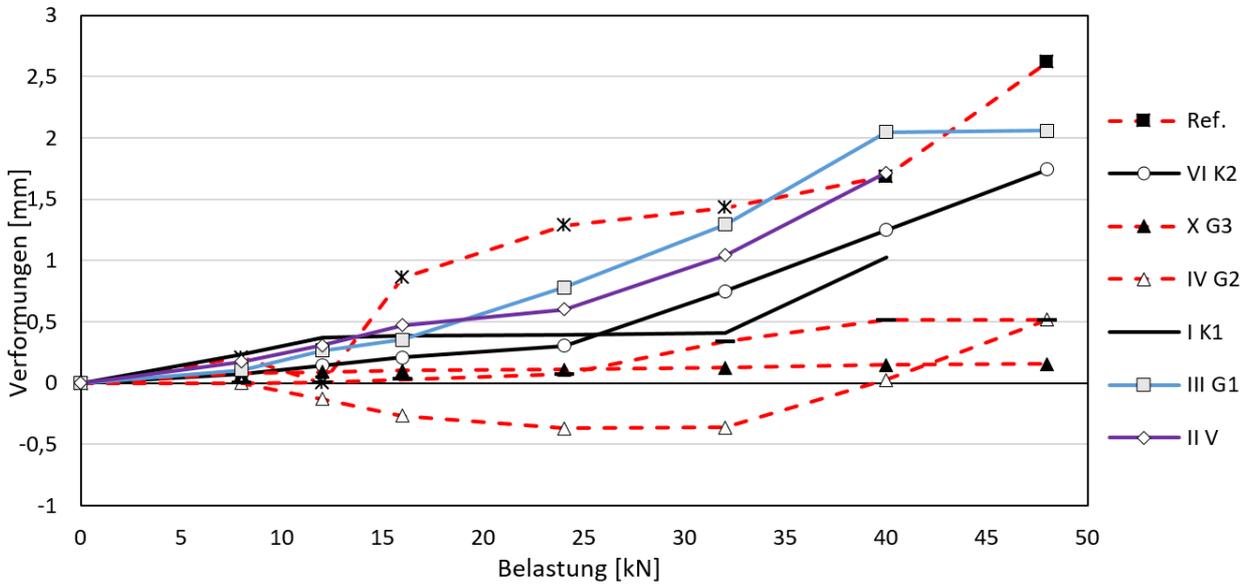


Bild 193: Oberflächenverformungen 30 cm vom Lasteinleitungsmittelpunkt in Verlängerung der Lasteinleitungsschneide über der Kerbe jeweils am Ende der Belastungsstufe

4.4.4 Horizontalverformungen der DMS (Rissöffnung)

Zur Messung der Rissöffnung wurden an jeweils drei Stellen in unterschiedlichem Abstand von der Lasteinleitungsfläche des Versuchsfeldes DMS installiert. Durch diese konnte die Rissöffnung über der eingeschnittenen Kerbe bestimmt werden.

Dehnungsmesstreifen im Lasteinleitungsbereich

Um die Rissöffnung direkt im Lasteinleitungsbereich zu erfassen, wurden dort die DMS über der Kerbe und auf der Asphalteinlage appliziert. Aufgrund der großen Verformungen wurden diese in allen Feldern vor Versuchsende zerstört oder liefern unplausible Ergebnisse. Zudem war eine Aussage über die Dehnungsursache nicht möglich, da durch das Eindringen der Lastscheide auch die DMS in die Kerbe gedrückt worden sein könnten und somit keine Rissöffnung ursächlich für die Messwerte sein müssen. In Bild 194 und Bild 195 sind die entsprechenden Messergebnisse dargestellt.

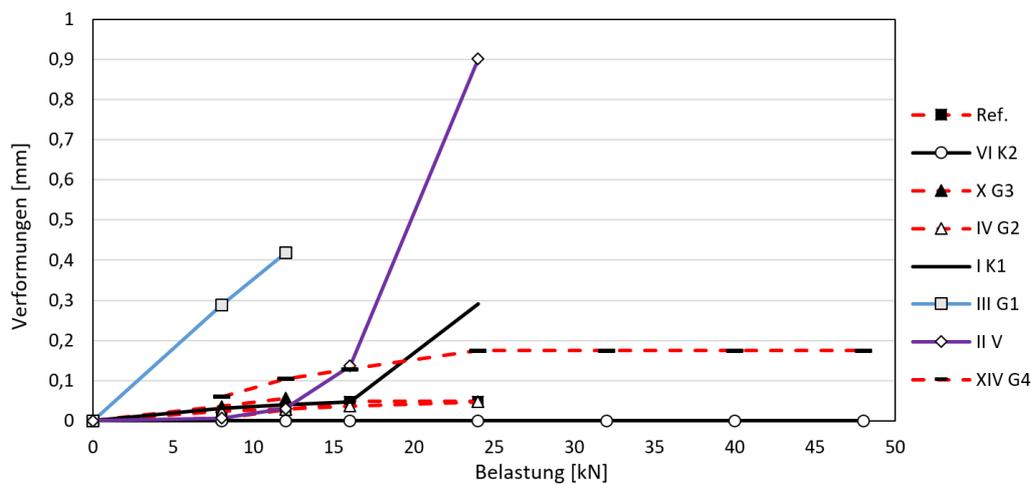


Bild 194: Dehnungen DMS 3 (Über Kerbe unter Lasteinleitungsbereich)

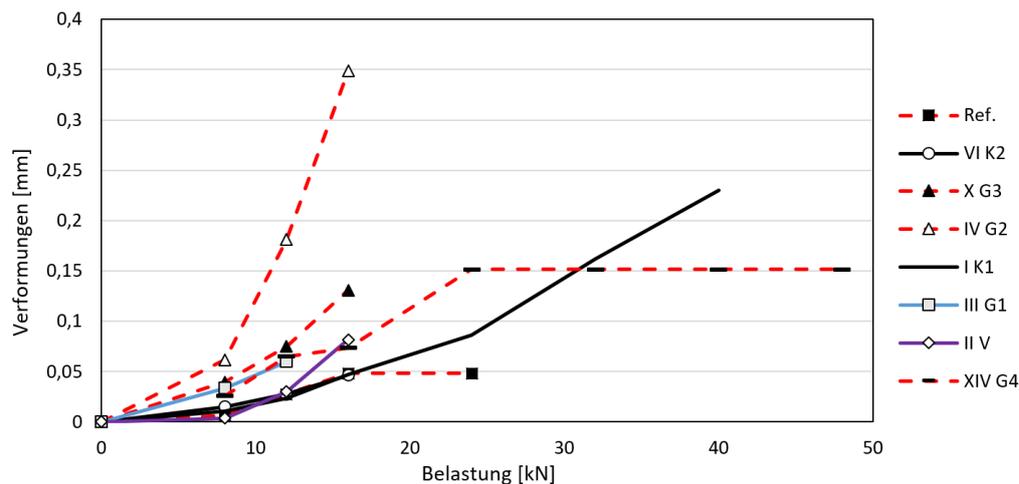


Bild 195: Dehnungen DMS 4 (auf Asphalteinlage unter Lasteinleitungsbereich)

Dehnungsmesstreifen in 30 cm Entfernung zu Lasteinleitungszentrum

Die Dehnungsmesstreifen 2 und 5, wurden in einem Abstand von ca. 15 cm von der Lastschneide appliziert. Dadurch liegen sie außerhalb des infolge der Eindrückung des Laststreifens verformten Bereiches. In diesem Abstand stellt sich eine langsame Rissöffnung ein, welche jedoch stetig fortschreitet und mit jeder Laststufe zunimmt. Dies ist in Bild 196 und Bild 197 zu erkennen. Auffällig ist, dass alle DMS über der Kerbe größere Dehnungen aufweisen als die DMS, welche auf der Asphalt einlage appliziert sind. Eine Einzelbetrachtung der Felder K2, G3, V1 und G4, bei welchen während der gesamten Versuchsdauer die Dehnungsmesstreifen 2 und 5 intakt und Dehnungen aufgezeichnet ergibt, dass die Dehnungen am Versuchsende auf den Asphalt einlagen geringer sind als die Dehnungen der Unterlage.

In Tabelle 20 sind die nach der letzten Laststufe bzw. bei Versagen erreichten Rissöffnungsweiten zusammengestellt. Ausgehend von den Feldern in denen die DMS 2 und DMS 5 verlässliche Daten lieferten, ist eine deutlich verringerte Dehnung oberhalb der Asphalt einlage zu erkennen.

Tabelle 20: Dehnungen DMS 2 und DMS 5 bei maximaler Rissöffnung

Variante	DMS 2 [mm]	DMS 5 [mm]	Dehnungen größer bei DMS 2 [mm]
K2	0,44	0,06	0,37
G3	1,24	0,28	0,96
G2	0,04	0,12	-0,08
V1	1,51	0,31	1,20
K1	0,00	0,06	-0,06
G1	0,00	0,14	-0,14
G4	0,82	0,10	0,72

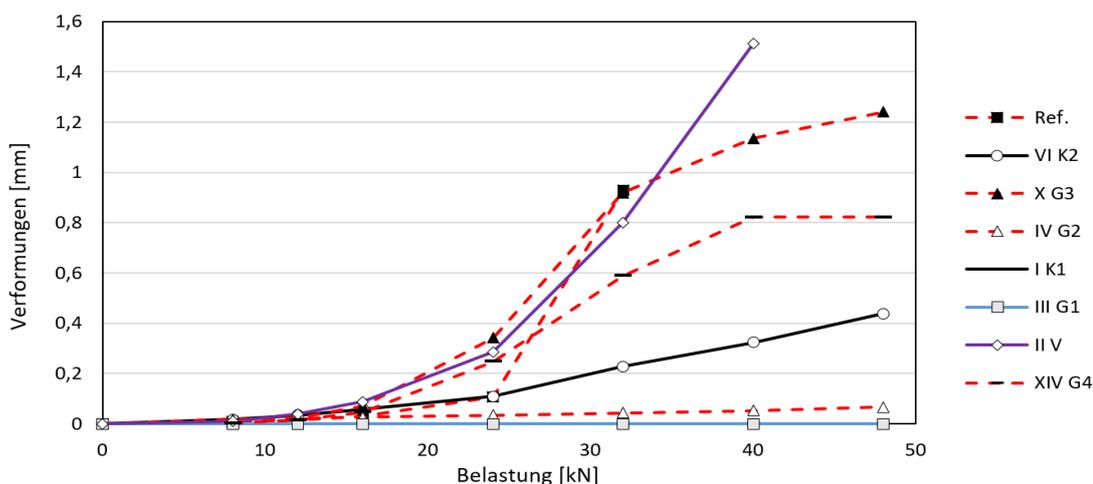


Bild 196: Dehnungen DMS 2 (über Kerbe 30 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)

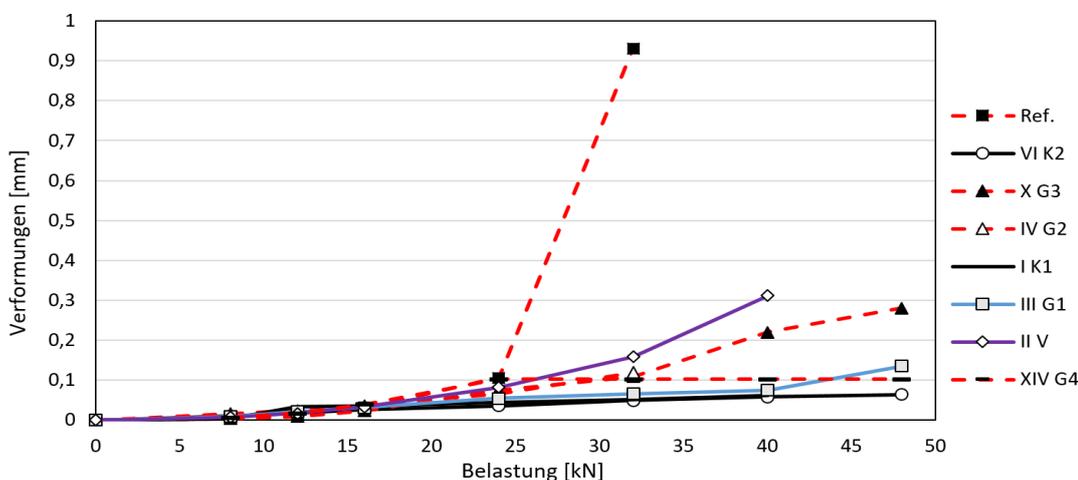


Bild 197: Dehnungen DMS 5 (auf Asphalt einlage 30 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)

Dehnungsmesstreifen in 60 cm Abstand zum Lasteinleitungszentrum

In einem Abstand von ca. 60 cm vom Mittelpunkt der Lasteinleitungsfläche wurden zwei DMS Installiert. Diese erfahren in allen Versuchen die geringsten Verformungen. Wie in Bild 198 zu erkennen ist, sind alle Messwerte der DMS 1, welche die Rissöffnung der Kerbe aufzeichnen kleiner 0,05 mm. Es ist zudem ein Anstieg der Verformung mit zunehmender Laststufe zu sichtbar. Somit können die Messungen in 6 der 8 Felder als plausibel angesehen werden.

Einzig das Feld mit der Einlage G1 zeigt größere Verformungen. Der Dehnungsmesstreifen im Feld mit der Einlage K2, wurde während des Überbaus beschädigt und lieferte keine Messdaten. Der DMS 6 befindet sich genau über dem DMS 1 auf der Asphalteinlage. Wie in Bild 199 dargestellt, befinden sich die Dehnungen bei 4 von 7 Feldern in einer ähnlichen Größenordnung. Die Felder mit den Produkten G1 und G3 weisen etwas höhere Dehnungen auf und das Feld mit dem Produkt K1 signifikant höhere Dehnungen, welche sich in einer unplausiblen Größenordnung befinden.

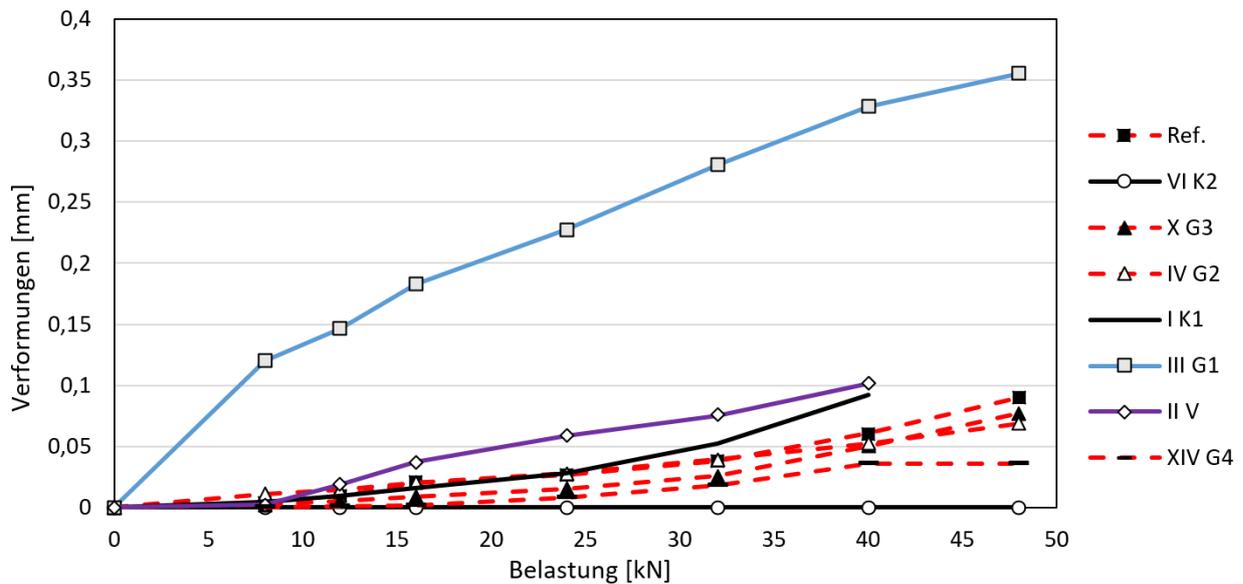


Bild 198: Dehnungen DMS 1 (über Kerbe 60 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)

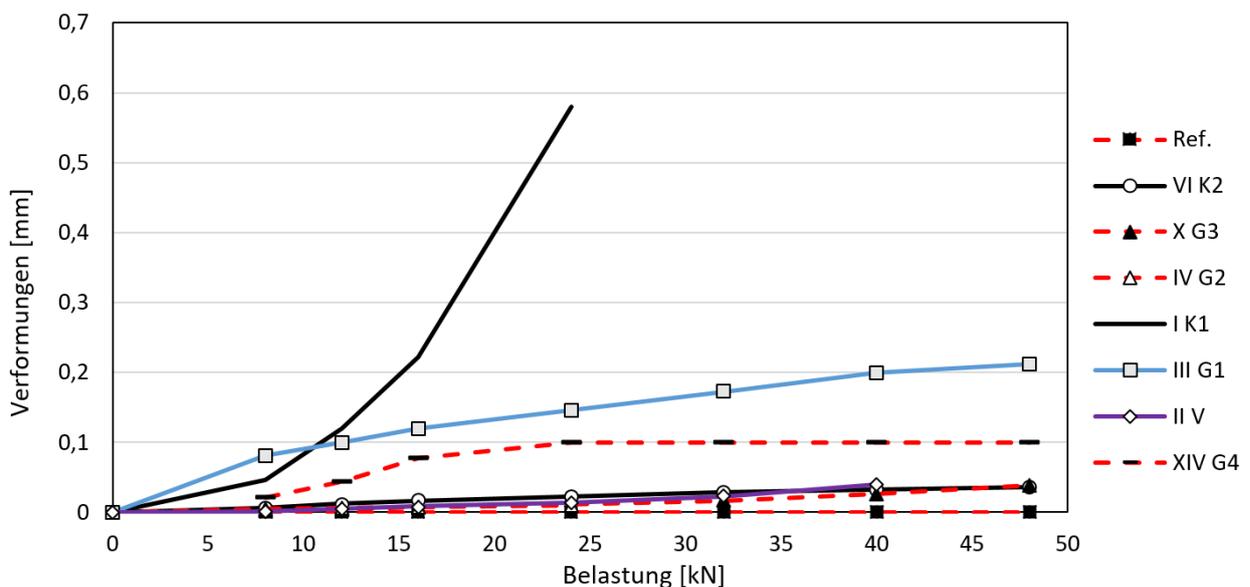


Bild 199: Dehnungen DMS 6 (auf Asphalteinlage 60 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)

4.4.5 Steifigkeit

Zur Steifigkeitsbewertung der Testfläche wurde diese mit der Lastplatte, ohne Lastschneide mit den in Kapitel 4.1 beschriebenen Frequenzen und einer Kraft von 4 kN vor und nach den Ermüdungsversuchen belastet.

Ausgehend von den Verformungen der Testflächen bei den verschiedenen Frequenzen kann ein Steifigkeitsindex berechnet werden, mit welchem eine vergleichende Bewertung der Systemsteifigkeiten möglich ist. Für die Bestimmung dieses Steifigkeitsindexes musste zunächst ein geeigneter Messabschnitt gefunden werden. Dieser sollte, um Anfangsdeformationen auszuschließen, nach der Einschwingphase des Systems gewählt werden. Daher wurden Schwingungen und Verformungen zum Versuchsende hin ausgewertet, vgl. Gl. 11.

$$E = \frac{\text{Max } F - \text{Min } F}{\text{Max } \varepsilon - \text{Min } \varepsilon} \quad \text{Gl. 11}$$

Die Ergebnisse sind für den auf der Belastungsplatte angebrachten Wegaufnehmer WA20 in Tabelle 21.

Bei allen Versuchen kann eine Zunahme des Steifigkeitsindexes in Abhängigkeit der Belastungsgeschwindigkeit bis zur Frequenz von 1 Hz beobachtet werden. Anschließend ist diese Abhängigkeit nur noch tendenziell vorhanden. Eine zu erwartende Verringerung des Indexes nach der Ermüdungsprüfung trat nicht bei allen Feldern auf. Die zum Teil beobachtete Erhöhung, könnte durch eine Nachverdichtung während der Ermüdungsprüfung hervorgerufen worden sein.

Durch sehr große Unterschiede in den berechneten Werten, wird ein Vergleich erschwert.

Tabelle 21: Steifigkeitsindex der Testfelder

Einlage	Steifigkeitsindex				
	0,1 Hz	0,5 Hz	1 Hz	5 Hz	10 Hz
Ref. vor Versuch	101	200			215
Ref. nach Versuch	29	31	36	87	34
VI K2 vor Versuch	6	7	9	17	44
VI K2 nach Versuch	14	18	24	84	287
X G3 vor Versuch				17	44
X G3 nach Versuch	17	25	36	150	244
IV G2 vor Versuch	9	12	14	31	46
IV G2 nach Versuch	30	53	92	164	144
II V vor Versuch	27	36	50		
II V nach Versuch	15	20	25	193	59
I K1 vor Versuch	6	6	8	19	18
I K1 nach Versuch	19	26	33	157	73
III G1 vor Versuch	94	328	450	481	340
III G1 nach Versuch	19	36	52	131	
XIV G4 vor Versuch	104	586			
XIV G4 nach Versuch	39	73	104	267	

4.4.6 Optische Bewertung der Schnittflächen

Zur optischen Bewertung des Rissfortschritts wurden orthogonal zur Kerbe Schnitte durch den Mittelpunkt der Lasteinleitungsfläche und im Abstand von 15 cm, 18 cm und 21 cm, sowie in Einzelfällen bei 24 cm geführt (siehe Bild 201). So kann der Rissfortschritt durch die Asphalt-schichten und das Verhalten im Bereich der Schichtgrenze optisch beurteilt werden. Aufgrund der großen Verformungen im Bereich der Lasteinleitungsfläche ist unklar, ob die in den Rissbildern aus den Bereichen der Lastschneide (0/1/-1) erkennbare Rissbildung aus den bleibenden Verformungen oder aus der Rissöffnung resultiert (siehe Bild 200), daher werden zur Bewertung vornehmlich die Schnitte an den Stellen 2/-2 und 3/-3 betrachtet.



Bild 200: Verformung im Lastezugsbereich

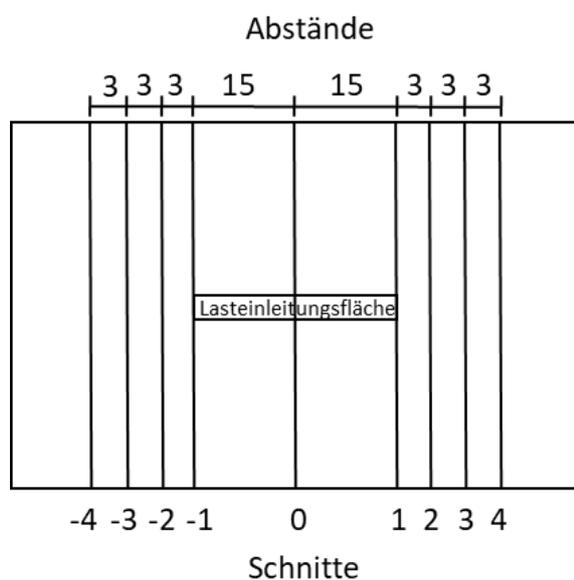


Bild 201: Lage der Schnitte zum Lastmittelpunkt und deren Kennzeichnung [cm]

Die in den Schnittbildern identifizierten Schädigungsformen sind in Bild 202 und Bild 203 schematisch dargestellt:

- Auflösung des Schichtenverbundes,
- Rissbildung durch Verformungen,
- Reflexionsrissbildung.

Durch die großen Verformungen unterhalb des Lastezugsbereiches erfolgt in diesem Bereich eine ausgeprägte Nachverdichtung der Asphaltdeckschicht. Diese nachverdichtete Zone könnte einen erhöhten Risswiderstand aufweisen, wodurch ein entstehender Riss umgeleitet wird.

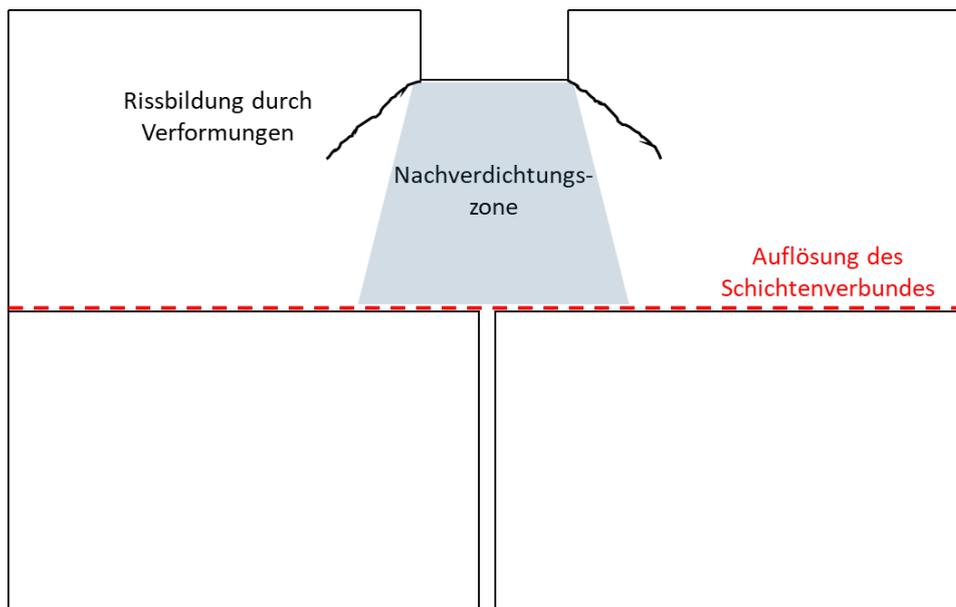


Bild 202: Schädigungsformen im Bereich der Lasteinleitung (Schnitte -1/0/1)

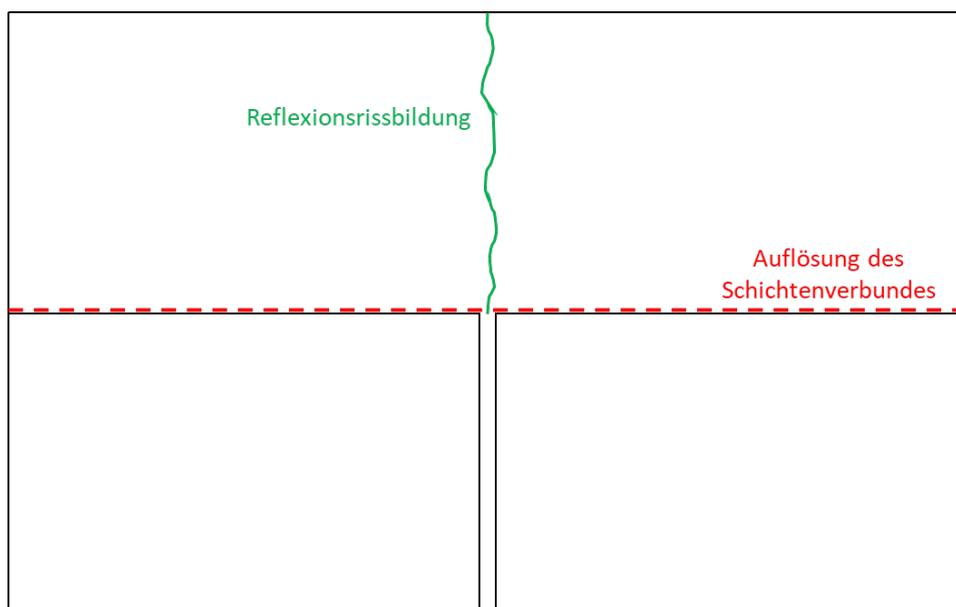


Bild 203: Schädigungsformen in Verlängerung zum Lasteinleitungstreifen (Schnitte -3/-2/2/3)

Referenz

Die Referenzbefestigung ohne Asphalteinlage zeigt eine deutliche Rissausbreitung von der Kerbe in die Asphaltdeckschicht (Bild 204). Die Messungen der Dehnungsmesstreifen können durch den optischen Eindruck bestätigt und somit als plausibel angesehen werden. Bei Schnitt -3 ist die Rissbildung deutlich sichtbar, bei Schnitt 3 wurde zudem eine Applikationsstelle eines DMS durchgeschnitten, sodass ersichtlich wird, wie die DMS in der Befestigung verortet und geschützt sind (Bild 205). Eine Auflösung des Schichtenverbundes kann in der Referenzbefestigung nicht erkannt werden.



Bild 204: Referenz Schnitt -3



Bild 205: Referenz Schnitt 3

Vlies (II V)

Bei dem getesteten Vliesprodukt zeigt sich in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitungsfläche ein Reflexionsriss. Dieser ist jedoch bei den Schnitten 3 (Bild 207) und -3 (Bild 206) nicht mehr sichtbar. Eine Reflexionsrissbildung ist somit in einem Abstand von 6 cm vom Ende der Lasteinleitungsfläche nicht mehr vorhanden. Anzeichen für die Auflösung des Schichtenverbundes sind ebenfalls nicht erkennbar.

Bild 206 zeigt zudem den in der Kerbe eingelegte Pappstreifen, welcher verhindert, dass die Bitumenemulsion in die Kerbe läuft.

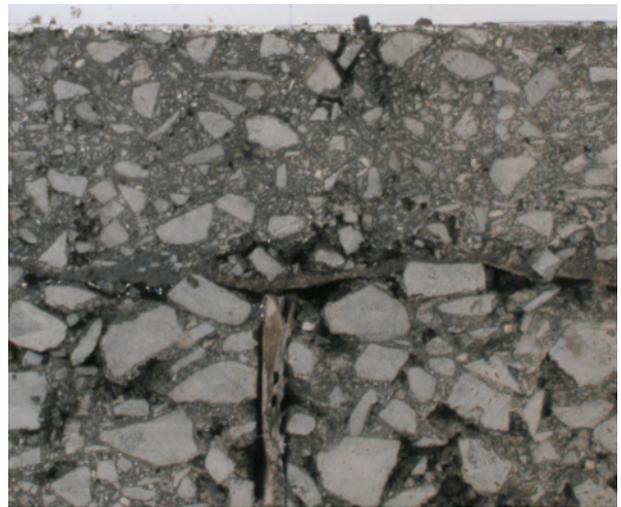


Bild 206: Vlies (II V) Schnitt -3



Bild 207: Vlies (II V) Schnitt 3

Gitter 1 (III G1)

Wie auch beim Vlies kann auch beim Gitter 1 (III G) keine Reflexionsrissbildung bei den Schnitten -3 und 3 beobachtet werden (Bild 208 und Bild 209). Zu erkennen ist jedoch die Ablösung der Schichten im Bereich der Asphalteinlage. In diesem Testfeld kann die Ablösung sowohl auf die geringen Schichtenverbundwerte, sowohl durch die Umlenkung der Rissenergie erklärt werden.

Eine Nachverdichtung, sowie leichte Rissbildung durch Verformungen finden ebenfalls statt.



Bild 208: Gitter 1 (III G1) Schnitt 3

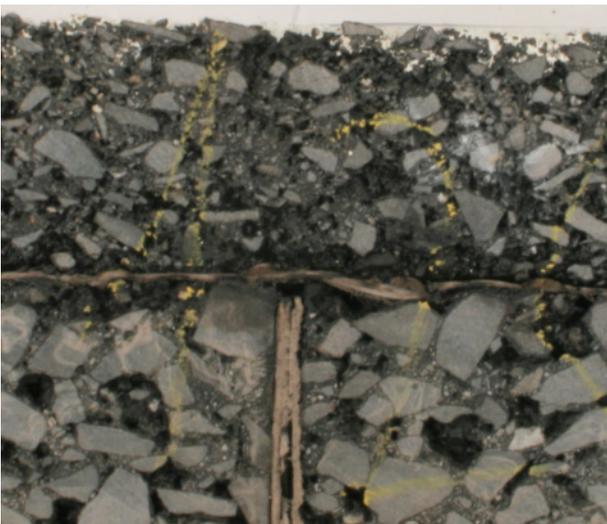


Bild 209: Gitter 1 (III G1) Schnitt -3

Gitter 2 (IV G2)

Eine Reflexionsrissbildung ist auch bei Gitter 2 (IV G) in einem 6 cm Abstand vom Ende der Lasteinleitungsfläche nicht sichtbar. Auch bei großen Verformungen kann nicht zweifelsfrei von einer Reflexionsrissbildung ausgegangen werden. Ablösungserscheinungen durch die Umlenkung der Rissenergie im Bereich der Einlage (Bild 211) sind deutlich zu erkennen.

Durch die Ablösungen können einzelne kleine Risse entlang der Schichtgrenze entstehen. Diese wachsen jedoch nur langsam durch die Befestigung.



Bild 210: Gitter 2 (IV G2) Schnitt 3



Bild 211: Gitter 2 (IV G2) Schnitt -3

Gitter 3 (X G3)

Durch den Einsatz von Gitter 3 ist es ebenfalls möglich die Reflexionsrissbildung im Abstand von 6 cm zur Lasteinleitungsfläche zu verhindern. In Bild 212 sind leichte Ablösungserscheinungen im Bereich der Einlage zu erkennen, ein Rissfortschritt tritt jedoch nicht auf.

Bei Betrachtung aller Schnitte ist festzustellen, dass bei diesem Gitter bei großen Verformungen optisch kein Reflexionsriss entsteht.



Bild 212: Gitter 3 (X G3) Schnitt 3



Bild 213: Gitter 3 (X G3) Schnitt -3

Gitter 4 (XIV G4)

Gitter 4 verhindert wie die Gitter 1 bis 3 auch die Reflexionsrissbildung nahe des Lasteinleitungsgebietes. Ebenfalls sind die Ablösungserscheinungen in Bild 214 zu erkennen.



Bild 214: Gitter 4 (XIV G4) Schnitt 3



Bild 215: Gitter 4 (XIV G4) Schnitt -3

Kombinationsprodukt 1 (I K1)

Bei diesem getesteten Kombinationsprodukt zeigt sich in unmittelbarer Nähe zur Lasteinleitungsfläche ein Reflexionsriss. Bei Betrachtung des Schnittes -3 (Bild 216, Bild 217) ist jedoch kein Riss zu sehen. In Bild 217 kann ebenfalls kein aus der Unterlage aufsteigender Riss detektiert werden. Somit kann die Reflexionsrissbildung von Kombinationsprodukt 1 verhindert werden.

Ablöseerscheinungen der Einlage sind weniger stark ausgeprägt als bei den Gittern, jedoch in abgeschwächter Form, wie in Bild 216 zu sehen, vorhanden.

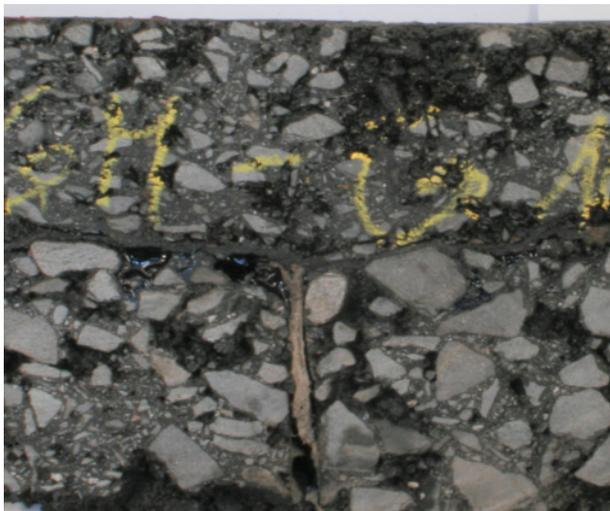


Bild 216: Kombinationsprodukt 1 (I K1) Schnitt -3



Bild 217: Kombinationsprodukt 1 (I K1) Schnitt 3

Kombinationsprodukt 2 (VI K2)

Bei Kombinationsprodukt 2 beträgt die Überbauhöhe 6 cm. Die Reflexionsrissbildung setzt bei diesem Produkt in einem Abstand von 6 cm zur Lasteinleitungsfläche ebenfalls nicht ein. Ablöseerscheinungen sind besonders in Bild 219 deutlich zu erkennen.



Bild 218: Kombinationsprodukt 2 (VI K2) Schnitt -3



Bild 219: Kombinationsprodukt (VI K2) Schnitt 3

4.4.7 Schichtenverbund

Zur Bestimmung des Schichtenverbundes wurden nach Versuchsende Probekörper aus den nicht belasteten Bereichen der Prüffelder entnommen. Aus diesen Platten wiederum werden Bohrkern für den Abscherversuch nach TP Asphalt Teil 80 gezogen und geprüft. In Bild 220 sind die Ergebnisse dieser Prüfungen dargestellt.

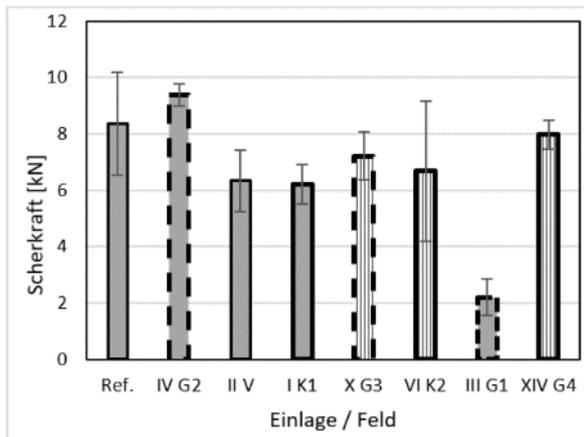


Bild 220: Schichtenverbund Probekörper Testfeld

Die Scherkräfte aller Probefelder, mit Ausnahme des Feldes in dem das Glasgitter G1 verbaut wurde, befinden sich zwischen 6 kN und 10 kN. Diese geringen Werte können auf die bewusst angestrebte schlechte Verdichtung der Asphaltsschichten zurückgeführt werden, wodurch eine Verzahnung der Deck- und Binderschicht nicht ausreichend stattfinden konnte. Dennoch ist eine Abstufung in den Ergebnissen zu erkennen. Die Referenzfläche sowie die Gitterprodukte mit Ausnahme des Glasgitters G1 wiesen im Mittel höhere Scherkräfte auf als die Kombinationsprodukte und das Vliesprodukt.

4.5 Zusammenfassung und Interpretation

Zur Verifikation und Identifikation der im Kapitel 3 als grundsätzlich geeignet eingestuft Performanceprüfungen für die labortechnische Ansprache von Asphaltssystemen mit Asphalteinlagen wurden großmaßstäbliche Versuche durchgeführt. Für den Großversuch wurde ein Aufbau in Anlehnung an die Zeile 1, Belastungsklasse III der RStO 01 gewählt. Aufgrund der im Labor vorhandenen schwingungsarmen Stahlbetonunterlage konnte eine 5 cm dicke Asphaltbinderschicht unter einer 4 cm dicken Asphaltdeckschicht auf einer 1 cm dicken Gummimatte erstellt werden. Die Steifigkeit dieses Systems ist der eines Aufbaus nach RStO 01 BK III Zeile 1 sehr ähnlich. Bei den gewählten Abmessungen des Testfeldes von 2 x 3 Metern wird eine ausreichende Einspannung der Asphalteinlagen gewährleistet. Zur Prüfung der rissüberbrückenden Wirkung wurde die Binderschicht vor Aufbringen der Bitumenemulsion und Verlegung der Asphalteinlagen gekerbt. Die Testflächen wurden mit Dehnungsmesstreifen, einer Kraftmessdose und vier induktiven Wegaufnehmern instrumentiert und mit folgenden Laststufen mit einer Lastschneide bei einer Frequenz von 10 Hz belastet:

- 8 kN – 18.000 Lastwechsel
- 12 kN – 18.000 Lastwechsel
- 16 kN – 18.000 Lastwechsel
- 24 kN – 18.000 Lastwechsel
- 32 kN – 18.000 Lastwechsel
- 40 kN – 18.000 Lastwechsel
- 48 kN – 18.000 Lastwechsel

Vor und nach den so durchgeführten Ermüdungsversuchen, wurden Steifigkeitsversuche mit verschiedenen Frequenzen durchgeführt.

Die Ergebnisse dieser Versuche sind in Tabelle 22 zusammengefasst. Aus den Ergebnissen lassen sich, unter den zuvor genannten Randbedingungen des Großversuchs, folgende Schlüsse ziehen:

- Die Reflexionsrissbildung wird durch den Einsatz von Asphalteinlagen verlangsamt
- Der Schichtenverbund wird durch den Einsatz von Asphalteinlagen verringert
- Vlies und Kombinationsprodukte verringern den Schichtenverbund stärker als Gitter

Tabelle 22: Ergebnisübersicht Großversuch

Produkt	Testfeld	Rissöffnung		Reflexionsrissbildung (Schnitte)				Scherkraft kN
		DMS 2	DMS 5	2	-2	3	-3	
Referenz	V (Ref.)	0,93	---	ja	nein	ja	ja	8,36
Gitter 2	IV (g)	0,04	0,12	nein	nein	nein	nein	9,39
Vlies	II (v)	1,51	0,31	nein	ja	nein	nein	6,34
Kombi. 1	I (k)	---	0,06	nein	nein	nein	nein	6,22
Gitter 3	X (G)	1,24	0,28	nein	nein	nein	nein	7,22
Kombi. 2	VI (K)	0,44	0,06	nein	nein	nein	nein	6,68
Gitter 1	III (g)	---	0,14	nein	nein	nein	nein	2,2
Gitter 4	XIV (G)	0,82	0,10	nein	nein	nein	nein	7,97

5 Modellbildung und Dimensionierung

Das bestehende Verfahren der rechnerischen Dimensionierung (RDO, (FGSV 2009)) kann verändernde Beanspruchungsbedingungen infolge der Verwendung von Asphalteinlagen bisher nicht berücksichtigen.

Zur Abschätzung der theoretischen Nutzungsdauer von mit Asphalteinlagen verstärkten Straßenbefestigungen sind daher die bestehenden Dimensionierungsansätze zu erweitern. Dies erfolgt durch die Berücksichtigung der mechanischen Eigenschaften von Asphalteinlagen im Primärwirkungsmodell und der durch Asphalteinlagen ausgelösten Spannungsumlagerungen innerhalb des geschichteten Systems.

Die bruchmechanischen Kenngrößen, wie Änderung der Rissfortpflanzungsgeschwindigkeit bei Einsatz von Asphalteinlagen, können hinreichend genau aus den beschriebenen Performanceprüfungen identifiziert werden (Kapitel 3). Sie werden in der Folge dazu genutzt, um das bestehende Dimensionierungsverfahren RDO Asphalt 09 modulartig zu erweitern, indem jeweils die Auswirkung der Asphalteinlage auf die theoretische Nutzungsdauer der Straßenkonstruktion rechnerisch abgeschätzt wird.

Die Wirkung einer Asphalteinlage innerhalb der Straßenkonstruktion wird in einem numerischen Modell simuliert. Dabei werden die durch die Asphalteinlage hervorgerufenen belastungs-, temperatur- und zeitabhängigen Veränderungen in den Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) und im Rissverhalten simuliert. Für die Modellbildung eignet sich ein Finite-Elemente-Ansatz, demzufolge die Straßenkonstruktion mit finiten Elementen diskretisiert wird. Die Geometrie wird in endliche (finite) Elemente unterteilt, sodass die gewählten Elemente dem statischen Modell adäquat sind und deren innere Verschiebungen bei Beanspruchung durch Approximationsfunktionen näherungsweise beschrieben werden können. Die Simulationen der Kombinationen aller maßgebenden Belastungsfälle sollten ergeben, welche zeitinkrementellen Auswirkungen die Asphalteinlage auf das System hat und wie sich die ermüdungsrelevante Beanspruchung in den maßgebenden Orten des Systems verändert.

Somit kann das im bestehenden Dimensionierungsverfahren (RDO) verwendete Ermüdungsgesetz modifiziert werden. Weil die Ermittlung der theoretischen Nutzungsdauer der Straßenkonstruktion analog zur bisherigen Vorgehensweise weiterhin aus

der Summe der Schädigungsanteile (Miner Regel) erfolgt, soll die entwickelte Methodik nach Abschluss des Projekts ohne Weiteres in gängigen Dimensionierungsprogrammen genutzt werden können (z. B. PADESTO, REFEM, Ad2Pave).

5.1 Modelltechnische Analyse der rissverzögernden Wirkung von Asphalteinlagen

Ziel des hier entwickelten Modells war es, die Auswirkungen von Rissen in Asphalteinlagen-Systemen, insbesondere im tiefen Temperaturbereich, zu bewerten.

Zu diesem Zweck erfolgte eine Materialcharakterisierung auf der Grundlage der experimentellen Tests in Kombination mit einem bruchmechanischen Modell.

Während der letzten Jahre wurde eine Reihe von Tests entwickelt, um die Bruchmechanik in die Charakterisierung von Asphaltmaterialien einzubeziehen, wie z. B. der Halbzylinderbiegeversuch oder verschiedene 3-Punkt-Biege Prüfungen. Der Halbzylinderbiegeversuch stellt eine günstige Konfiguration zur Bestimmung der Festigkeit und Bruch-eigenschaften von Asphaltmischgut dar. Neben der einfachen Präparation der Probekörper kann die linear elastische Bruchmechanik verwendet werden. Als Probekörper dienen Halbzylinder mit einem Radius von 75 mm und 30 mm Dicke sowie einer mit-tigen Kerbe von 1 mm Breite und 15 mm Tiefe. Es werden Brüche des Modus I berechnet; Modus II wäre durch ändern des Winkels der Kerbe ebenfalls möglich. Als Parameter zur Beschreibung des Rissfortschritts werden die Bruchenergie G_f , die maximale Spannung σ_N und die Bruchzähigkeit K_{Ic} aus der Last-Verschiebungskurve abgeleitet ('Li und Marasteanu 2004).

Die einfache Geometrie des Halbzylinderbiegetests erleichtert die Analyse von Versuchsergebnissen mit Hilfe numerischer Simulationen. Eine Reihe von Forschungsprojekten widmete sich der Untersuchung dieses Tests und der Materialreaktion durch Finite-Elemente-Modellierung (FEM). Es lassen sich in FE-Simulationen von Asphalt zwei Hauptkategorien an Modellen unterscheiden. Die erste Kategorie umfasst Modelle, die den Asphalt als isotrop, homogen und linear elastisch simulieren. In diesem speziellen Fall werden kohäsive Elemente entlang einer vertikalen Linie beginnend von der Kerbspitze platziert, um die Rissausbreitung zu simulieren. Diese Methode hat den Vorteil, dass sie einfach und schnell zu implementieren ist. Dieser

Ansatz berücksichtigt jedoch nicht die Gesteinsverteilung im Mischgut, die den Weg der Rissausbreitung beeinflusst. Daher wird als weitere Methode das zufällige Skelett als auch die Adhäsion / Wechselwirkung zwischen Bitumen und Gestein berücksichtigt. Die letztgenannte Modellierungslösung ist komplexer und erfordert wesentlich mehr Rechenzeit. In diesem Projekt wird eine alternative Methode vorgeschlagen, bei der ein Rissweg entsprechend der Gesteinsverteilung in der Asphaltmischung vordefiniert wird. Es wird erwartet, dass so Simulationen möglich sind, die die tatsächlichen Phänomene während des Bruchs repräsentativ wiedergeben, bei signifikant reduzierten Rechenzeiten.

5.1.1 Materialmodelle

5.1.1.1 Asphaltmodell

In diesem Projekt wird das Burgers Modell verwendet, um insbesondere die Viskoelastizität des Asphalts zu beschreiben (Reiner 1969; Büchler 2010). Das Burgers Modell ist ein 4-Parameter Modell, das ein Maxwell-Modell in Serie mit dem Kelvin-Voigt-Modell enthält. Es besteht aus zwei Federelementen und zwei Dämpfungselementen. Bild 221 zeigt das eingesetzte Modell.

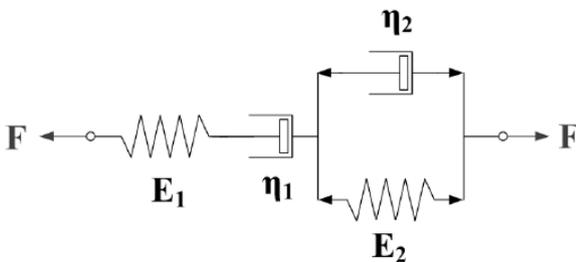


Bild 221: Schema des viskoelastischen Burgers-Modells.

Verfügbare FE-Tools wie ABAQUS haben leider kein Burgers-Modell in ihrer Software implementiert. Dafür ist ein verallgemeinertes viskoelastisches Modell namens Prony-Serie vorinstalliert, mit dem beliebige Materialien modelliert werden können. Unter Verwendung der aus den experimentellen Daten erhaltenen Konstanten kann das Burgers-Modell in diese FE-basierte Software implementiert werden, indem die Konstanten der Prony-Serie kalibriert werden (Wang et al. 2017).

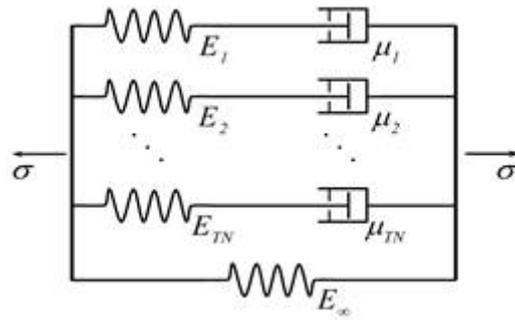


Bild 222: Schema der Prony-Serie zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens.

Die Implementierungsprozedur wird im Folgenden erläutert, wobei die Prony-Serie so modifiziert wird, dass sie sich wie das Burgers-Modell verhält. Diese Technik wurde in vielen Projekten für unterschiedliche Anwendungen verwendet (Juan und Ju-yun 2010; Bharadwaj et al. 2017). Die allgemeine Gleichung, des Burgers-Modells lautet:

$$\sigma + p_1 \dot{\sigma} + p_1 \ddot{\sigma} = q_1 \dot{\varepsilon} + q_2 \ddot{\varepsilon} \quad \text{Gl. 12}$$

mit den vier Parametern

$$p_1 = \frac{E_1 \eta_2 + E_2 \eta_1 + E_1 \eta_1}{E_1 E_2} \quad \text{Gl. 13}$$

$$p_2 = \frac{\eta_1 \eta_2}{E_1 E_2} \quad \text{Gl. 14}$$

$$q_1 = \eta_1 \quad \text{Gl. 15}$$

$$q_2 = \frac{\eta_1 \eta_2}{E_2} \quad \text{Gl. 16}$$

E_1 stellt die Maxwell-Federsteifigkeit dar und repräsentiert den reversiblen Elastizitätsmodul. E_2 stellt die Federsteifigkeit des Kelvin-Voigt-Modells dar und gibt den Modul der verzögerten, reversiblen Elastizität an. η_1 stellt den Maxwell-Dämpfungskoeffizient dar und repräsentiert die Viskosität, während η_2 den Dämpfungskoeffizient des Kelvin-Voigt-Modells darstellt und damit die verzögerte, reversible Viskosität repräsentiert. Bei Voraussetzung einer konstanten Dehnrates ergibt die Anwendung der Laplace-Transformation auf Gleichung (13):

$$\hat{\sigma} + p_1 s \hat{\sigma} + p_2 s^2 \hat{\sigma} = q_1 \varepsilon_0 + q_2 s \varepsilon_0 \quad \text{Gl. 17}$$

Aufgelöst nach $\hat{\sigma}$ ergibt sich:

$$\hat{\sigma} = \frac{q_1 s + q_2 s^2}{s(1 + p_1 s + p_2 s^2)} \varepsilon_0 \quad \text{Gl. 18}$$

Die obige Gleichung wird um einen Teilbruch erweitert und eine inverse Laplace-Transformation durchgeführt, so dass sich eine Relaxationsfunktion ergibt:

$$\sigma(t) = \frac{\varepsilon_0}{\Delta} [(q_1 - q_2 r_1) e^{-r_1 t} - (q_1 - q_2 r_2) e^{-r_2 t}] \quad \text{Gl. 19}$$

mit

$$\Delta = \sqrt{p_1^2 - 4p_2} \quad \text{Gl. 20}$$

$$r_1 = \frac{p_1 - \Delta}{2p_2} = \frac{p_1 - \sqrt{p_1^2 - 4p_2}}{2p_2} \quad \text{Gl. 21}$$

$$r_2 = \frac{p_1 + \Delta}{2p_2} = \frac{p_1 + \sqrt{p_1^2 - 4p_2}}{2p_2} \quad \text{Gl. 22}$$

Gleichung (8) kann nach einem Relaxationsmodul aufgelöst werden:

$$\bar{E}(t) = \frac{q_1 - q_2 r_1}{\Delta} e^{-r_1 t} - \frac{q_1 - q_2 r_2}{\Delta} e^{-r_2 t} \quad \text{Gl. 23}$$

Die Prony-Serie besteht aus einer Reihe von Maxwell-Elementen in Reihe und fügt eine Feder parallel zu der gesamten Anordnung hinzu:

$$\bar{E}(t) = \bar{E}_\infty + \sum_{i=1}^N \bar{E}_i e^{-\frac{t}{\tau_i}} \quad \text{Gl. 24}$$

mit \bar{E}_∞ = Steady-State-Stiffness (Steifigkeit im Ruhezustand). Im konkreten Fall ergibt sich:

$$\bar{E}(t) = \bar{E}_\infty + \bar{E}_1 e^{-\frac{t}{\tau_1}} + \bar{E}_2 e^{-\frac{t}{\tau_2}} \quad \text{Gl. 25}$$

Die Kombination von Gleichung (21) mit Gleichung (19) ergibt:

$$\bar{E}_\infty = 0 \quad \text{Gl. 26}$$

$$\bar{E}_1 = \frac{q_1 - q_2 r_1}{\Delta} \quad \text{Gl. 27}$$

$$\bar{E}_2 = -\frac{q_1 - q_2 r_2}{\Delta} \quad \text{Gl. 28}$$

$$\tau_1 = \frac{1}{r_1}; \quad \tau_2 = \frac{1}{r_2} \quad \text{Gl. 29}$$

Die für die Prony-Serie benötigten Parameter E_1 , E_2 , τ_1 und τ_2 können somit anhand der Parameter des Burgers-Modell berechnet werden.

5.1.1.2 Selbstaffine fraktale Risse

Mandelbrot (Mandelbrot et al. 1984) führte den Begriff der Selbstaffinität ein, als sie die erste experimentelle Studie zur Fraktalen Bruchmechanik durchführten und feststellten, dass die Bruchflächen von Stahl Fraktale sind (gebrochene, selbstähnliche Flächen). Die selbstaffine Bruchfläche ist eine Oberfläche, die unter anisotropen Dehnungen statistisch invariante geometrische Objekte aufweist. Seitdem wurden viele experimentelle Untersuchungen durchgeführt. Zum Beispiel zeigten (Saouma und Barton 1984) experimentell, dass Bruchflächen von Beton Fraktale sind. Fraktale wurden in den Bruchflächen vieler technischer Materialien beobachtet.

Ein Riss kann durch diese selbstaffine Bruchfläche gut beschrieben werden. Gegenüber einem glatten Rissbild kann der Rissfortschritt praxisnäher beschrieben werden, er verlangsamt sich und verläuft unregelmäßiger.

Die Eigenaffinität von Bruchflächen kann durch Analyse ihrer Autokorrelationsfunktion Γ oder ihrer Fourier-Transformation, die als spektrale Leistungsdichte C bezeichnet wird, beschrieben werden. Bei vielen natürlichen und technischen Oberflächen klingt die spektrale Leistungsdichte als Potenzgesetz der Wellenzahl ab (siehe Bild 223).

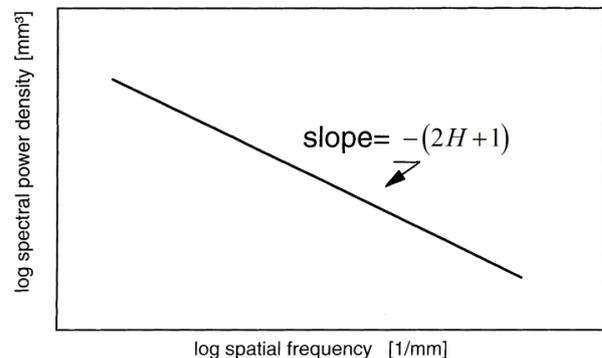


Bild 223: Approximierte spektrale Leistungsdichte als Funktion der Ortsfrequenz für selbstaffine Frakturrisse (Klüppel und Heinrich 2000).

$$C(q) = C_0 \left(\frac{q}{q_0}\right)^{-(2H+1)} \quad \text{Gl. 30}$$

H ist der Rauheits- oder Hurst-Koeffizient. Er ist ein Maß für die Oberflächenunregelmäßigkeit. Die Werte von H liegen im Bereich $0 \leq H \leq 1$. $H=1$ beschreibt einen glatten Riss, während $H=0$ einen unendlich groben Riss bezeichnet. q ist der Wellenvektor. C_0 ist die Konstante, die die Bruchamplitude bestimmt. Es kann für selbstaffine Frakturwege wie folgt beschrieben werden:

$$C(0) = \frac{N \cdot h_{rms}^2}{\sum_{i=1}^N i^{-(2H+1)}}$$

Gl. 31

mit N = Anzahl der Risswegpunkte, h_{rms} = mittlere quadratische Schwankung des Rissprofils um die mittlere Linie. Es wird beschrieben als

$$h_{rms}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N z_i^2$$

Gl. 32

$$z_i = z(x_i) - \langle z \rangle$$

Gl. 33

Die Fourier-Transformation der Höhenkorrelationsfunktion ist gleich der spektralen Leistungsdichte $C(q)$. Daher wird der selbstaffine Pfad von MATLAB durch inverse Fourier-Transformation zu der spektralen Leistungsdichte mit einem normalisierenden Vorfaktor erzeugt.

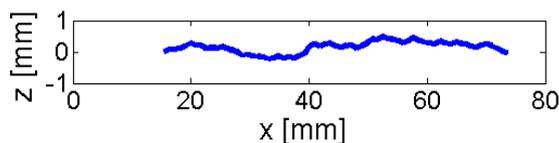


Bild 224: Profilform für selbstaffinen Risspfad in MATLAB generiert.

Für den in Bild 224 genutzten Risspfad wurden die Parameter (59 Punkte) $N = 59$ und $h_{rms} = 0,2$ genutzt. Dieser festgelegte Risspfad bleibt für alle folgenden Berechnungen gleich.

5.1.1.3 Theorie des Kohäsivzonenmodells

Um die Rissausbreitung des Halbzylinderbiegeversuchs und später für 3-Punkt-Biegeversuche zu simulieren, wurde das Kohäsivzonenmodell im Modus I gewählt (Li und Marasteanu 2010). Das theoretische Prinzip wurde von (Barenblatt 1962) eingeführt und später zu quasi-spröden Materialien wie Asphalten bei tiefen Temperaturen weiterentwickelt (Cannone Falchetto et al. 2014).

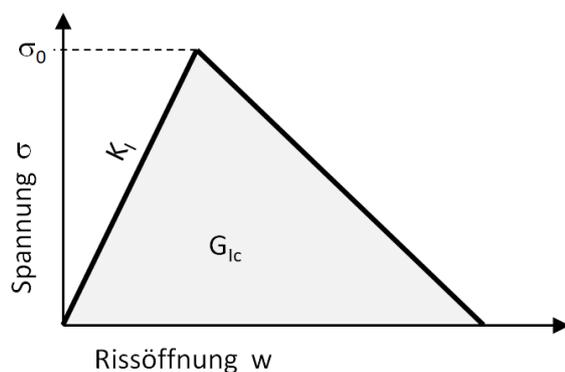


Bild 225: Vereinfachte Darstellung der Wirkungsweise des Kohäsivzonenmodells, G_{1c} wird abweichend von der Grafik über die Kraft berechnet.

Bild 225 verdeutlicht das Verhalten eines einfachen Kohäsivzonenmodells. Die Spannung in der Risszone steigt zunächst linear an, bis bei σ_0 (Zugfestigkeit) der Riss eintritt. Entscheidender Faktor in dieser Phase ist das E-Modul K_1 , welches diesen Anstieg steuert. Der Abfall der Spannung nach Risseintritt erfolgt in diesem Fall wieder linear, bis zum kompletten Bruch. Als relevanter Faktor wird jetzt die Fläche unter der Kurve G_{1c} betrachtet. Dabei wird Fläche nicht über die Spannung (wie in Bild 225 vereinfacht dargestellt), sondern über die (meist proportionale) Kraft berechnet.

In der Praxis kann der Anstieg der Spannung oftmals linear angesprochen werden, der Abfall kann jedoch variieren und muss nicht über eine einfache Funktion mathematisch beschreibbar sein, siehe z.B. Bild 239.

Im Kohäsivzonenmodell kann die Beziehung zwischen der übertragenen Spannung durch den kohäsiven Riss σ und der entsprechenden Rissöffnung w mathematisch ausgedrückt werden als:

$$\sigma = f(w) \text{ mit } f(0) = f_i$$

Gl. 34

Wobei $f(w)$ eine Funktion der Materialerweichungskurve ist und f_i der Zugfestigkeit entspricht. Die dissipierte Energie, die verwendet wird, um die Flächeneinheit G_{1c} zu ermitteln, wird aus dem Bereich der Riss-Öffnungskurve berechnet.

$$G_{1c} = \int_0^\infty \sigma dw = \int_0^\infty f(w) dw$$

Gl. 35

Die Zugfestigkeit σ_0 , die Bruchenergie G_{1c} und die Form der Riss-Erweichungskurve müssen berechnet werden, um die Brucheigenschaften durch das Kohäsivzonenmodell zu charakterisieren.

5.1.1.4 Halbzylinderbiegeversuche

Der Halbzylinderbiegeversuch wird oftmals zur Verifikation von Modellen zum Rissfortschritt angewandt. Er wird bei niedrigen Temperaturen gemäß der von (Marasteanu et al. 2012) vorgeschlagenen Methode durchgeführt. Der Probekörper hat eine halbzylindrische Form mit einem Durchmesser von 150 mm, eine Dicke von 30 mm und eine gerade Kerbe von 15 mm Länge und 1 mm Breite (siehe Bild 226). Die Probe wird auf einen Rahmen aus zwei festen Rollen mit einer Spannweite von 120 mm gesetzt. Nach einer Temperierzeit von 2 Stunden wird die Last mit einer Verformungsrate am Riss (Rissöffnungsweite) von 0,00025 mm/s aufgebracht.

Der Stressintensitätsfaktor (vereinfacht: E-Modul) K_I im Modus I, kann nach der folgenden Beziehung berechnet werden (Li et al. 2009 // 2010):

$$K_I = \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot [Y_I(S_0/r) + \frac{\Delta S_0}{r} \cdot B] = \sigma_0 \cdot \sqrt{\pi \cdot a} \cdot [Y_I(S_0/r) + (\frac{S_a}{r} - \frac{S_0}{r}) \cdot B]$$

Gl. 36

mit $\sigma_0 = P / (2 \cdot r \cdot t)$,

r = Radius des Probekörpers [mm],

t = Dicke des Probekörpers [mm],

Y_I = normalisierte Spannungsintensitätsfaktor ('Li und Marasteanu 2004; Li und Marasteanu 2005),

a = Kerbenlänge [mm],

s_a / r = tatsächliches Spannenverhältnis,

s_0 / r = engstes Spannenverhältnis und

B = ein von a und r abhängiger Parameter ('Li und Marasteanu 2004; Li und Marasteanu 2005).

Die Bruchzähigkeit K_{Ic} wird aus der gleichen Formel berechnet, wenn P die maximale Last erreicht.

Die Bruchenergie (oder Energiefreisetzungsrate) G_{Ic} wird entsprechend geschätzt ('Li und Marasteanu 2004; Li und Marasteanu 2005).

$$G_{Ic} = \frac{W_f}{A_{lig}} \quad \text{Gl. 37}$$

wobei W_f die Brucharbeit und A_{lig} die Querschnittsfläche über der Kerbe ist.

5.1.2 Finite Elemente Modell

Für die Finite-Elemente-Modellierung wurde die kommerzielle Software ABAQUS ausgewählt, um den Halbzylinderbiegeversuch zu simulieren (Simulia, 2014). Die Geometrie des Halbzylinderbiegeversuchs (Bild 226) wurde mit 2D-planaren Elementen zu einer Dicke von 30 mm vernetzt (siehe Bild 227).

Das Asphaltmischgut der Probe wurde als isotrop, homogen und viskoelastisch modelliert (siehe Kapitel 5.1.1). Entlang einer Linie, beginnend von der Kerbspitze zum höchsten Punkt des Probekörpers wurde ein Kohäsivzonenmodell (CZM) angeordnet, um die Rissausbreitung zu simulieren. Die kohäsiven Elemente wurden nur bis 1 mm unterhalb der Oberseite der Probekörper geführt. Diese Geometrie wurde verwendet, um Singularitäten in der Rissausbreitung zu verhindern, welche als Simulationsfehler angesehen werden, wie in früheren Studien gezeigt wurde (Zegeye 2012), (Cannone Falchetto et al. 2017).

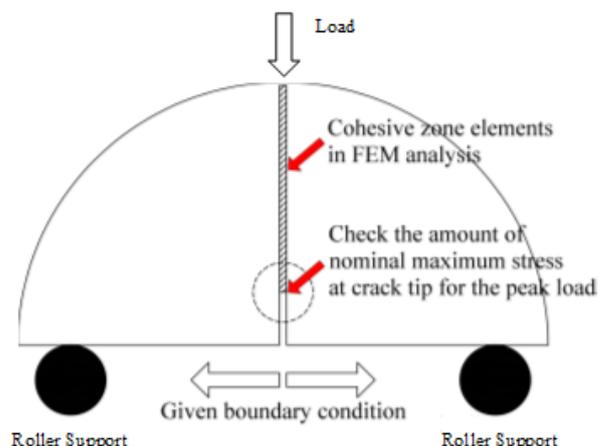


Bild 226: Geometrie des Halbzylinderbiegeversuchs (Cannone Falchetto et al. 2017).

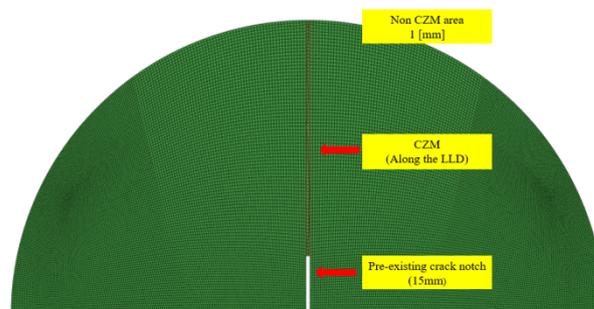


Bild 227: Vernetzung der Probekörper im Halbzylinderbiegeversuch

5.1.3 Spannungsoptik

Das Prinzip der Spannungsoptik beruht darauf, dass transparente Materialien im Belastungszustand eine Doppelbrechung an durchlaufenden Lichtwellen hervorrufen. Unter Anwendung eines Polarisators können so Spannungslinien (Isochromaten) visualisiert werden (Ferber 1999). Grundsätzlich besteht ein Polarisator aus einer Lichtquelle und zwei Polfiltern, zwischen denen sich die zu untersuchende Probe befindet, wie in Bild 228 und Bild 229 dargestellt.

Direkt hinter der Lichtquelle befindet sich der erste Polfilter (Polarisator P). Er erzeugt linear polarisiertes Licht, indem er sämtliche Schwingungsebenen, bis auf die senkrecht zur Ausbreitungsrichtung, aus dem diffusen Licht herausfiltert.

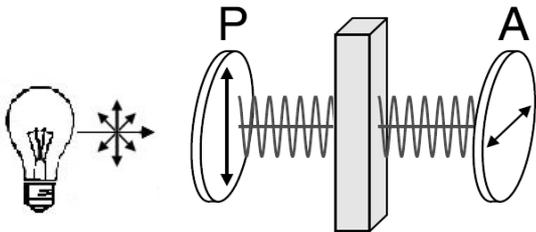


Bild 228. Prinzipielle Funktionsweise eines Polariskops mit linear polarisiertem Licht

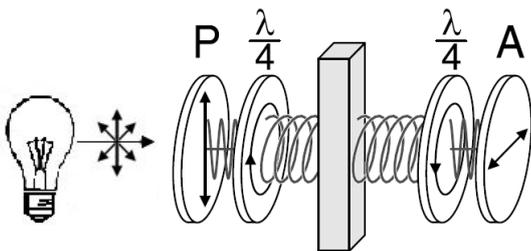


Bild 229: Prinzipielle Funktionsweise eines Polariskops mit zirkular polarisiertem Licht.

Das linear polarisierte Licht trifft auf den transparenten Probekörper, welcher im unbelasteten Zustand ungehindert durchquert wird. Die Lichtwelle trifft auf einen zweiten Polfilter, den Analysator A, welcher das eintreffende Licht in einem Winkel von 90° zum Polarisator filtert. In unbelastetem Zustand werden keine Lichtwellen durchgelassen, ein Beobachter würde einen schwarzen Analysator erkennen. Wird der Probekörper belastet, wird die Lichtwelle abgelenkt und kann in zwei senkrecht aufeinander stehende Teillichtwellen aufgeteilt werden. Damit ändert sich die Lichtwellenebene und Lichtwellen können den Analysator durchdringen und werden in Linienform sichtbar (Isochromaten). Werden die Lichtwellen zufällig senkrecht zum Analysator umgelenkt, entstehen unerwünschte, dunkle Bereiche. Um diese Bereiche auszuschließen, werden Viertelwellenplatten hinter bzw. vor den Polfiltern montiert und eine zirkular polarisierte Lichtwelle erzeugt, siehe Bild 229. Den Unterschied zwischen linear polarisiertem Licht und zirkular polarisiertem Licht einer monochromatischen Lichtquelle (Licht mit nur einer Wellenlänge) verdeutlicht Bild 230.

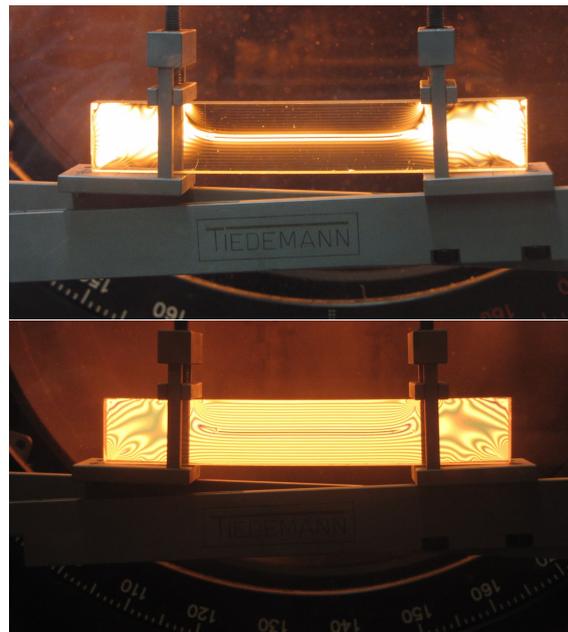


Bild 230: Ansicht auf einen belasteten Probekörper mit linear polarisiertem Licht (oben) und zirkular polarisiertem Licht (unten), Lichtquelle monochromatisch.

Da Probekörper aus Asphalt nicht transparent sind, kann das Prinzip der Spannungsoptik in dieser Form nicht angewandt werden. Als alternative Methode kann das Licht an der Oberfläche des Probekörpers reflektiert werden (Reflexionsmethode) (Micro-Measurements 2011), siehe dazu Bild 231.

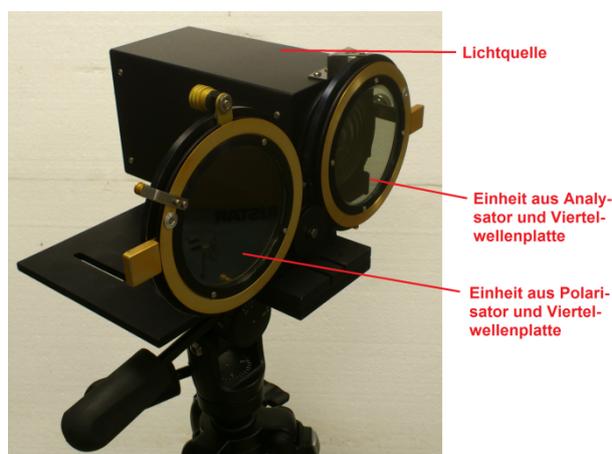
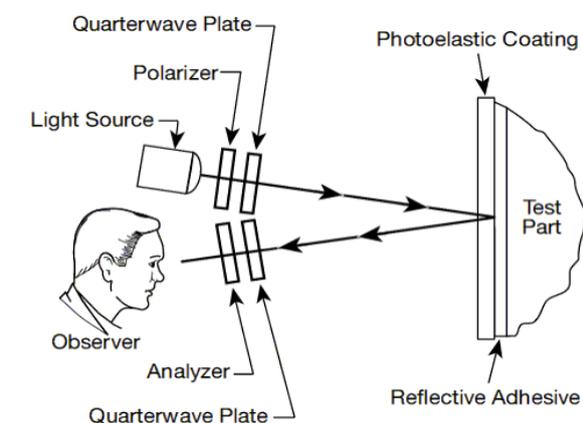


Bild 231: Spannungsoptische Versuche mit der Reflexionsmethode. Prinzipskizze oben (Micro-Measurements 2011) und verwendetes Polariskop (unten).

Dabei wird eine transparente Folie (Bild 231, Photoelastic Coating) in z. B. 3 mm Dicke und mit einem Elastizitätsmodul von 4 MPa auf den Probekörper geklebt, welche die Funktion der Lichtbrechung bei Belastung des Probekörpers übernimmt. Weiterhin ist es notwendig, dass zwischen Folie und Probekörper ein verbindendes und reflektierendes Medium eingefügt wird. Dies wird über einen mit reflektierenden Metallpartikeln versehenen Kleber (Bild 231, Reflectiv Adhesive) mit einem Elastizitätsmodul von 7 MPa realisiert. Auf diesem Wege können bereits geringste Verformungen und über die Elastizitätstheorie auch Spannungen an der Oberfläche des Probekörpers sichtbar gemacht werden.

Bild 232 zeigt die Isochromaten, d. h. den Spannungsverlauf eines homogenen, transparenten Probekörpers unter Last. Die Farbverläufe entstehen, da eine weiße Lichtquelle und keine monochromatische angewandt wurde.

Bild 234 zeigt schließlich einen Probekörper aus AC 8 D S im Belastungszustand. Während sich in den homogenen Proben die Isochromaten im Bereich der Lasteinleitungsflächen und an der Kerbe

häufen, wird im Asphalt nur die obere Lasteinleitungsfläche und der Bereich um die Kerbe beansprucht. In den grauen Bereichen werden Verformung des Asphaltes durch die geringe Viskosität abgefangen.

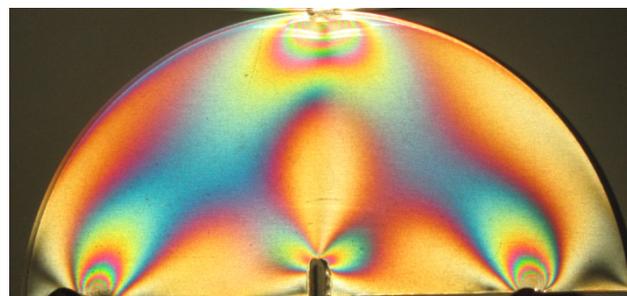


Bild 232: Isochromaten eines transparenten, homogenen Probekörpers unter Last.

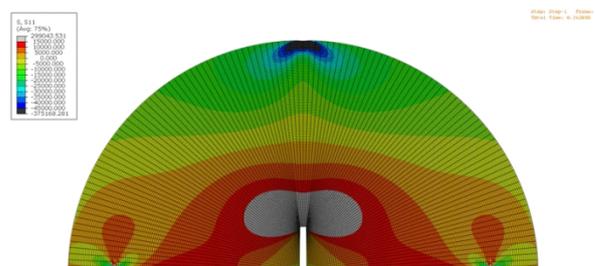


Bild 233: Horizontale Spannungsverläufe eines Probekörpers Halbzylinder-Biegeversuch gemäß FE-Modell.

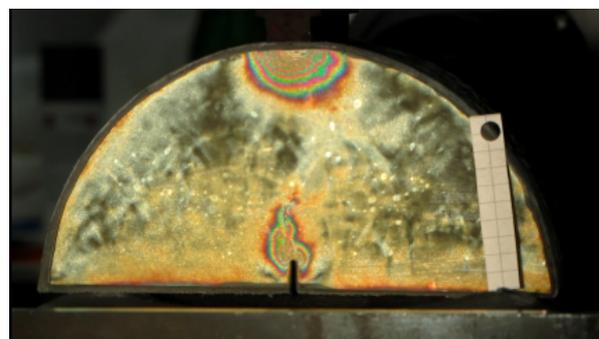


Bild 234: Probekörper aus Asphalt AC 8 D S unter Belastung im Halbzylinder-Biegeversuch.

5.2 Experimentelle Ermittlung der in der FE-Simulation verwendeten Parameter

Für diese Versuche wurde ein übliches Asphaltmischgut für Asphaltdeckschichten der Sorte AC 11 D S mit Bitumen 50/70 sowie das Deckschichtmaterial des Probefelds aus Kapitel 3.1 (SMA 8 S mit Polymermodifiziertem Bitumen 25/55-55 A) verwendet. Für die Tests wurden die international üblichen Temperaturen -6 °C , -12 °C und -18 °C ausgewählt (Cannone Falchetto et al. 2017), sowie die

in Kapitel 3.2.3 eingesetzte Prüftemperatur +10 °C. Die Übertragung in ABAQUS führte bei den Ergebnissen mit $T = +10$ °C jedoch zu internen Abbrüchen, dessen Ursache nicht abschließend geklärt werden konnte. Die Burgers-Parameter wurden mit einem einaxialen Retardationsversuch (Kriechversuch) an Asphaltmischgut gemäß DIN EN 12697-46 ermittelt. Es wurden insgesamt drei Einzelversuche je Temperatur durchgeführt.

Um die Materialeigenschaften des implementierten Kohäsivzonenmodells zu bestimmen, wurden Halbzyylinderbiegeversuche bei den genannten vier Temperaturen durchgeführt. Auch diese Ergebnisse waren 3-fach belegt. Die ermittelten Materialeigenschaften sind in Tabelle 23 und Tabelle 24 aufgeführt.

Tabelle 23: Parameter des Burgers-Modells für AC 11 D S bei verschiedenen Temperaturen.

T [C°]	E ₁ [MPa]	E ₂ [MPa]	η ₁ [MPa·s]	η ₂ [MPa·s]
+10	5.000	500	6.000	300
-6	13.604	4.720	80.552	1.057
-12	18.057	11.739	230.144	1.791
-18	25.181	20.971	577.199	2.829

Tabelle 24: Parameter des Kohäsivzonenmodells für AC 11 D S bei verschiedenen Temperaturen.

T [C°]	σ _{max} [MPa]	G _{1c} [mJ/mm ²]	K _I [MPa/mm]
+10	0,466	2,347	0,275
-6	1,065	1,689	2,222
-12	1,104	0,885	3,548
-18	1,218	0,435	6,333

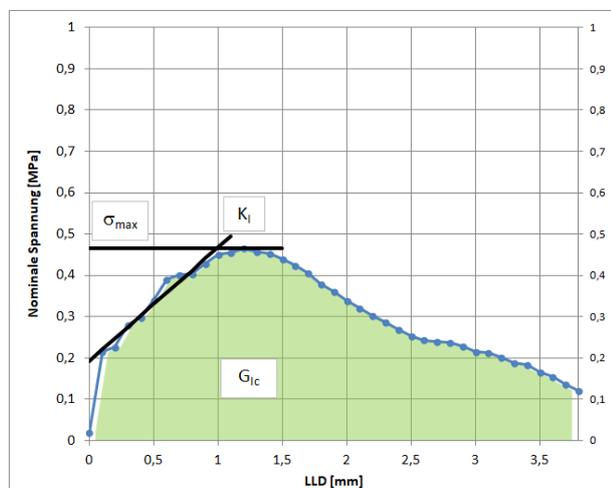


Bild 235: Darstellung der Ergebnisse eines Halbzyylinder-Biegeversuchs bei $T = +10$ °C, die Parameter K_I und σ_{\max} können direkt aus den Daten berechnet werden, G_{1c}

wird abweichend von der Grafik über die Kraft berechnet.

Bild 235 zeigt exemplarisch die Berechnung der Parameter des Kohäsivzonenmodells anhand der ermittelten Daten bei $T = +10$ °C. Im Gegensatz zur vereinfachten Darstellung in Bild 225 ist der Abfall der Spannung deutlich schwächer, als der Anstieg.

5.2.1 Simulationsergebnisse des Halbzyylinderbiegetests

Während der FE-Simulation wurden die Kräfte, Verformungen und die maximale Spannung und Dehnung aufgezeichnet. Um die Effizienz des FE-Modells zu untersuchen, wurden Last versus vertikale Verschiebungs-Kurven der experimentellen Ergebnisse und der Simulationsergebnisse verglichen. Bild 236 zeigt, wie sich der Riss während des Biegeversuchs bei einer Temperatur von -6 °C ausbreitet. Bild 237 sowie Bild 238 zeigen das Ergebnis der Finite-Elemente-Simulation des Halbzyylinderbiegeversuchs und der Rissausbreitung während des Tests. Aus dem Vergleich zwischen Bild 236 und Bild 238 lassen sich ähnliche Trends der Rissausbreitung erkennen.



Bild 236: Rissweg während eines Halbzyylinderbiegeversuchs bei einer Temperatur von -6 °C.

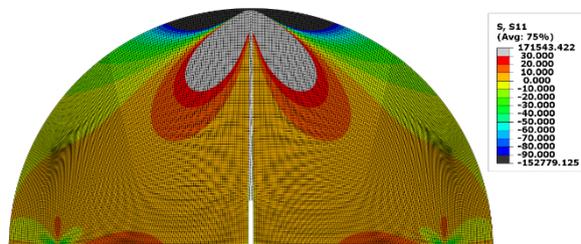


Bild 237: Simulationsergebnisse des Halbzyylinderbiegeversuchs bei einer Temperatur von -6 °C.

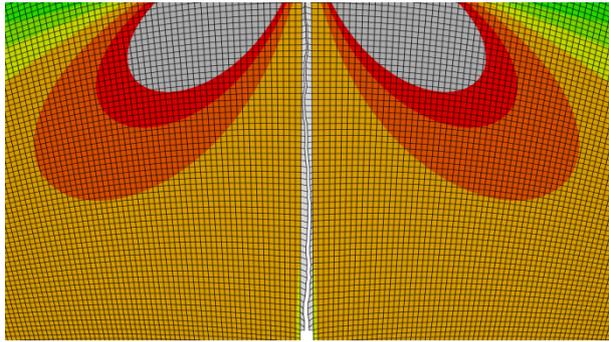


Bild 238: Rissfortschritt im Probekörper mittels FEM-Simulation bei einer Temperatur von $-6\text{ }^{\circ}\text{C}$.

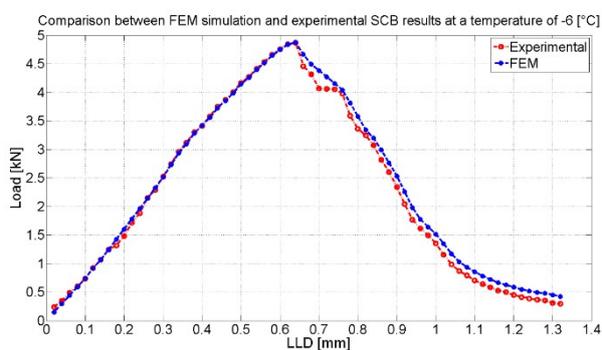


Bild 239: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -6\text{ }^{\circ}\text{C}$.

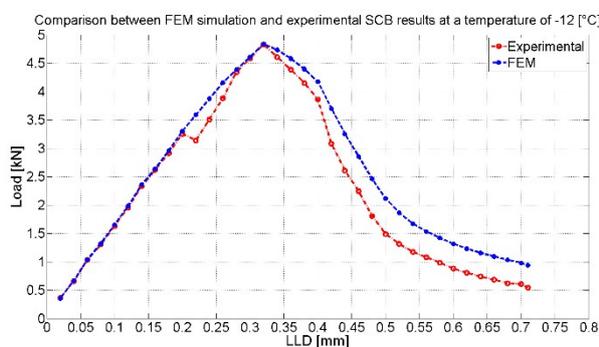


Bild 240: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -12\text{ }^{\circ}\text{C}$.

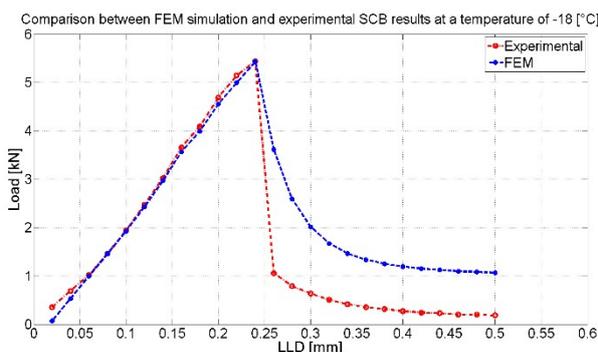


Bild 241: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -18\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Bild 239 bis Bild 241 vergleichen die FE-Simulationen mit den experimentellen Ergebnissen unter Verwendung der Last (Load) gegen die vertikale Verschiebung am oberen Rand (LLD) bei verschiedenen Temperaturen. Es ist zu beobachten, dass die berechnete Kraft-Weg-Kurve der FE-Simulation die gleiche Steigung der Geraden aufweist wie die in den Labortests ermittelte Kurve, so dass die steigende Gerade der bilinearen Kraft-Weg-Kurve mit dem **Kohäsivzonenmodell** sehr gut beschrieben werden kann und die Bruchzähigkeit K_I richtig eingestellt ist. Das errechnete Maximum, das sich aus der FE-Simulation ergibt, stimmt nahezu mit der durch Laborexperimente ermittelten Kraft überein, was bedeutet, dass der Parameter der maximalen Spannung nur geringfügig angepasst werden müsste. Es zeigt sich jedoch, dass die aus FEM errechneten Kraft-Weg-Kurven von den in Labortests ermittelten Kraft-Weg-Kurven abweichen. Dies kann aufgrund der dissipierten Energie gerechtfertigt sein, die aus der viskoelastischen Beschaffenheit des Asphalts resultiert, welche neben der Verformungsenergie, die aus dem Bruch resultiert, eine zusätzliche Energiedissipation verursacht. Die Bruchenergie wurde ohne Berücksichtigung dieser zusätzlichen Komponenten der dissipierten Energie berechnet. Da es derzeit keine Methode zur exakten Berechnung der dissipierten Bruchenergie als Funktion der Rissausbreitung gibt, ist eine Kalibrierung / Optimierung auf Basis der Algorithmen für iterative Lösungsstrategien notwendig.

Die Bruchenergie müsste noch optimiert werden, bis die Fläche unter der berechneten Kraft-Verschiebungskurve mit der Fläche der experimentellen Kurve übereinstimmt. Es kann beobachtet werden, dass mit abnehmender Temperatur der Effekt der viskoelastischen Dissipation höher wird und größere Abweichungen zwischen FE-Simulation und experimentellen Ergebnissen auftreten. Eine weitere Begründung für die Unterschiede zwischen der FE-Simulation und den Versuchsergebnissen könnte auf das spezifische **Kohäsivzonenmodell** zurückzuführen sein, für das ABAQUS ein homogenes Material annimmt, obwohl dies aufgrund der Inhomogenität des Asphaltmaterials auch in der kohäsiven Zone nicht völlig realistisch ist.

Dieses Phänomen der stark abfallenden Spannung wurde bereits in (Oeser et al. 2015) beobachtet. Auch dort wurde festgehalten, dass das eingesetzte

Modell diesen spontanen Spannungsabfall nicht simulieren kann.

5.2.2 Anwendung für 3PB-Versuche

Das in Kapitel 5.2.1 verifizierte Modell wird für Probekörper des 3-Punkt-Biegeversuchs umgesetzt. Die generierte Gitterstruktur eines Biegebalkens mit Kerbe, ohne Asphalteinlage, gibt Bild 242 wieder.

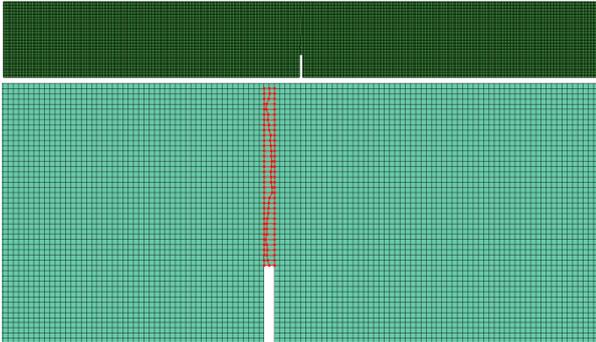


Bild 242: Gitterstruktur des erzeugten Modells für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage (oben) und Detail des modellierten selbststaffinen Risses (unten).

Der Probekörper ist zweidimensional angelegt, mit den Maßen $L \times B = 400 \times 50 \text{ mm}^2$. Die Kerbe wird mittig mit einer Breite von 2 mm und einer Tiefe von 15 mm angelegt. Die Asphalteinlagen werden im Regelfall 1 mm oberhalb der Kerbe eingelegt.

Der generierte Probekörper besteht im einfachsten Fall aus einem, im komplexen Falls aus vier Elementen (Bild 243), welche wie folgt in ABAQUS implementiert sind:

- Viskoelastischer Körper inkl. Kerbe, Simulation durch elastischen Anteil (Elastizitätsmodul, Querdehnzahl) und viskoelastischen Anteil (Prony Serie)
- Rissbereich oberhalb der Kerbe, Simulation mit dem Kohäsivzonenmodell (Elastizität, Zugfestigkeit, Rissenergie)
- Geteilte Asphalteinlage ohne Rissbereich als Simulation eines im Verhältnis zum Asphalt steifen, elastischen Materials (Elastizitätsmodul, Querdehnzahl).
- Asphalteinlage im Bereich der Risszone als Kohäsivzonenmodell mit hoher Zugfestigkeit (Elastizität, Zugfestigkeit, Rissenergie), welches theoretisch reißen kann.

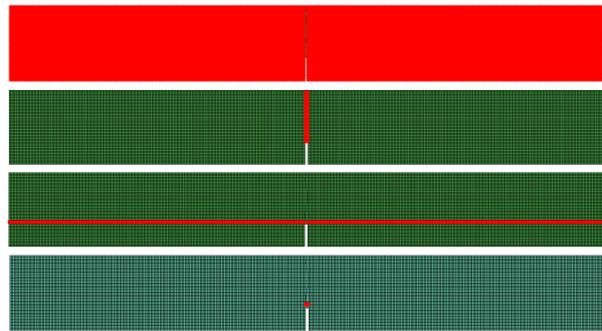


Bild 243: Eingesetzte Elemente (jeweils rot eingefärbt) für die Simulation von 3PB-Versuchen, viskoelastischer Probekörper (oben), Rissbereich (mittig), geteilte Asphalteinlage (mittig) und Asphalteinlage im Rissbereich (unten).

Für die folgenden Simulationen werden die Materialkennndaten aus Kapitel 5.2 eingesetzt. Die Last wird weggeregelt mit $0,00022 \text{ mm/s}$ für 7200 s ($= 1,584 \text{ mm}$) aufgebracht.

Zunächst erfolgt eine qualitative Überprüfung der Simulationen. Im einfachsten Fall liegt ein Biegebalken ohne Kerbe vor, simuliert durch ein viskoelastisches Verhalten, siehe Bild 244.

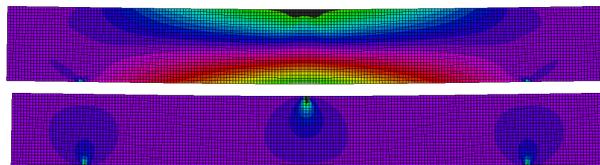


Bild 244: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche ohne Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Die Farbverläufe geben Spannungen von $+7000 \text{ MPa}$ (Zugspannung, überwiegend rot) bis -6000 MPa (Druckspannung, überwiegend blau) wieder. Größere Zugspannungen sind grau, kleinere Druckspannungen schwarz dargestellt, siehe dazu Bild 246.

Wird das Kohäsivzonenmodell eingesetzt, ändern sich die Spannungsverläufe sowohl qualitativ, als auch quantitativ, siehe Bild 245. Hier sind die horizontalen und vertikalen Spannungsverläufe nach $47,83 \text{ s}$ (kurz vor Risseintritt) dargestellt.

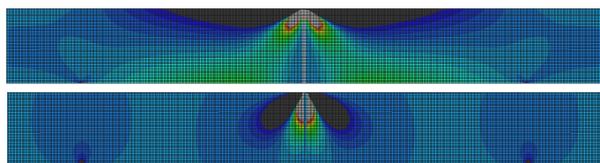


Bild 245: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche ohne Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Soweit nicht anders angegeben gilt für Bild 245 und die folgenden Abbildung, dass die Farbverläufe Spannungen von +5,0 MPa (Zugspannung, rot) bis -1,0 MPa (Druckspannung, blau) darstellen. Größere Zugspannungen sind grau, kleinere Druckspannungen schwarz dargestellt, siehe Bild 246.

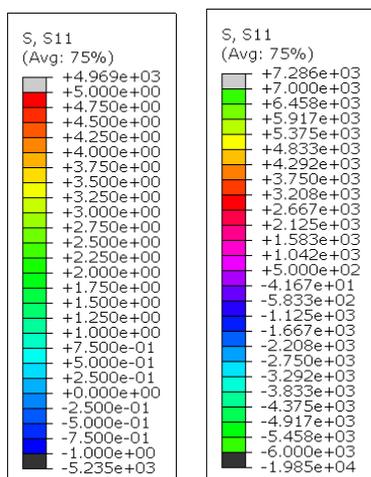


Bild 246: Eingesetzte Farben und zugehörige Spannungen der dargestellten Spannungsverläufe, links: +5 (Zug) bis -1 MPa (Druck), rechts +7000 (Zug) bis -6000 MPa (Druck).

Für einen qualitativen Vergleich dienen Versuche mit der Spannungsoptik. In Bild 247 sind die Isochromaten einer transparenten Probe (Plexiglas) für einen 3-Punkt-Biegeversuch unter Last dargestellt.

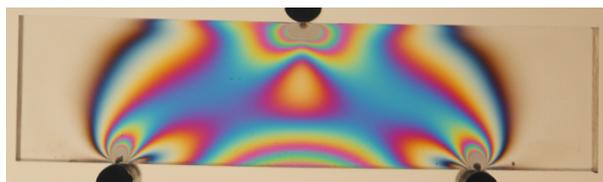


Bild 247: Isochromaten der Spannungsoptik für 3-Punkt-Biegeversuch eines transparenten Probekörpers.

Der Verlauf der Isochromaten entspricht im Wesentlichen den Spannungsverläufen des FE-Modells. Dabei ist zu beachten, dass die Isochromaten der Spannungsoptik sowohl horizontale, als auch vertikale Verformungen beinhalten. Damit ist ein direkter Vergleich der Strukturen nur bedingt möglich. Prinzipiell sollte jedoch eine Übereinstimmung in der Struktur herrschen.

Im Gegensatz zur Spannungsoptik beeinflusst im FE-Modell die Risszone die Spannungsverteilung. Diese kann zwar auch wegfallen, wird aber für spätere Vergleiche unbedingt benötigt, so dass die Spannungsverteilung mit dieser Zone für die Referenzdarstellung benötigt wird.

In Bild 248 wird schließlich der Einfluss der Kerbe für eine Simulation ohne Asphalteinlage (Referenz) nach 47,77 s dargestellt.

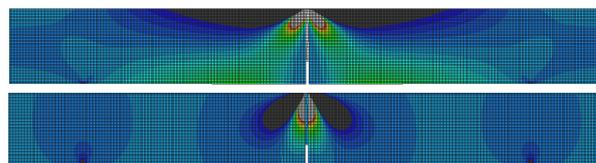


Bild 248: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Die Spannungsverteilung aus Bild 248 entspricht qualitativ im Wesentlichen der Spannungsverteilung in Bild 245 (ohne Kerbe) und wird als plausibel angesehen.

5.2.3 Simulation der Asphalteinlagen

Die folgenden Simulationen nutzen die Materialkenndaten aus Kapitel 5.2 für $T = -6\text{ °C}$. Die Belastungsgeschwindigkeit beträgt wiederum $0,00022\text{ mm/s}$ bei 7200 s Belastungszeit.

Bild 249 zeigt den horizontalen Spannungsverlauf nach $95,46\text{ s} = 0,021\text{ mm}$, kurz vor Rissbeginn. Im Gegensatz zur Variante ohne Kerbe (Bild 245) tritt der Riss später auf. Dies wird als plausibel angesehen, da die Kerbenspitze bei gleicher Zeitdauer eine geringere Durchbiegung erfährt und sich damit geringere Zugspannungen ergeben, so dass der Riss später startet.

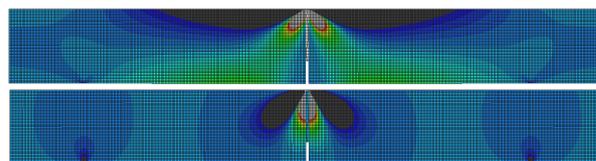


Bild 249: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last nach 95 s.

Für die folgenden Abbildungen gilt, dass die Farbverläufe Spannungen von +150,0 MPa (Zugspannung, rot) bis -1000,0 MPa (Druckspannung, blau) darstellen. Größere Zugspannungen sind grau, kleinere Druckspannungen schwarz dargestellt.

Diesen Spannungsverläufen sind zunächst die visualisierten Spannungsverläufe der Probekörper mit Asphalteinlage gegenübergestellt, siehe Bild 250 und Bild 251.

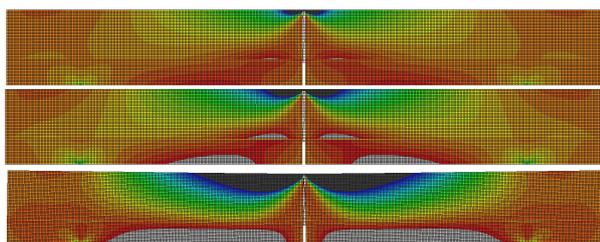


Bild 250: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit Asphalteinlage, unter Last, nach 46,80 s (oben), 90,93 s (mittig) und nach 7200 s (unten).

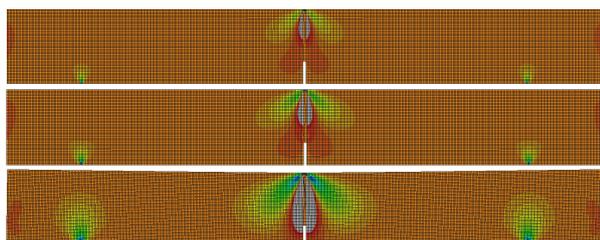


Bild 251: Vertikale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit Asphalteinlage, unter Last, nach 46,80 s (oben), 90,93 s (mittig) und nach 7200 s (unten).

Die Darstellung in Bild 250, wie auch in Bild 251, zeigen, dass die Asphalteinlage nicht reißt und somit den Probekörper entscheidend bewehrt. Den Spannungsverlauf um den Rissbereich nach 7200 s zeigt Bild 252 im Detail.

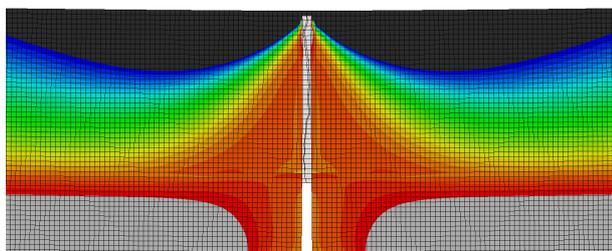


Bild 252: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit Asphalteinlage, nach 7200 s.

Während in vertikaler Richtung ein Spannungsbild ähnlich zu Bild 249 unten erkennbar ist, werden horizontale Spannungen, insbesondere bei stärkerer Durchbiegung, durch die steife Asphalteinlage aufgefangen.

Eine Betrachtung der Öffnungsweite der Kerbe soll die visuellen Ergebnisse bestätigen. In Tabelle 25 sind die Öffnungsweiten der Kerben an der Oberseite über die Zeit (respektive Weg) eingetragen.

Tabelle 25: Simulation der Kerbenöffnung über die Zeit für 3PB-Versuche ohne und mit Asphalteinlage

ohne Asphalteinlage	mit Asphalteinlage
---------------------	--------------------

Zeit s	Öffnung mm	Zeit s	Öffnung mm
0	2	0	2
9,138	2,000918	9,465	2
39,32	2,004130	41,46	2,00150
95,46	2,009591	239,9	2,00472
245,7	2,024670	605,5	2,00544
595,7	2,059812	1016	2,00514
1046	2,104989	2015	2,00428
2046	2,205330	3015	2,00366
3046	2,305634	4015	2,00330
4046	2,405880	5015	2,00312
5046	2,506076	6015	2,00312
6046	2,606234	7015	2,00326
7046	2,706342	7200	2,00328
7200	2,721776	-	-

Die Werte der Tabelle 25 sind in Bild 253 grafisch aufgetragen. Während die Öffnungsweite mit Asphalteinlage annähernd gleich bleibt, tritt ohne Asphalteinlage eine lineare Rissöffnung ein.

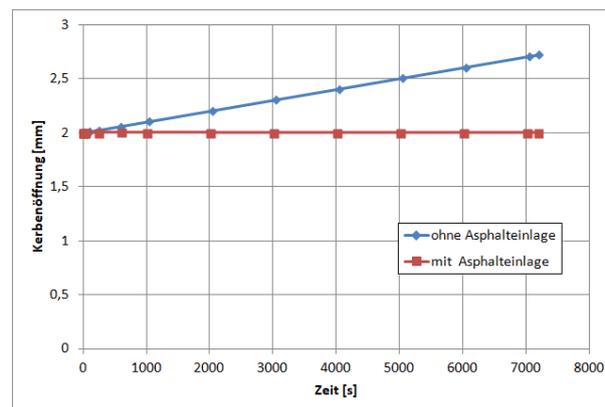


Bild 253: Kerbenöffnung über die Zeit für 3-Punkt-Biegeversuche ohne und mit Asphalteinlage.

Im ersten Ansatz wurde für das Material der Asphalteinlage eine hohe Elastizität von 210.000 MPa angesetzt. Dies entspricht ungefähr dem Verhalten einer Stahleinlage. Demgegenüber wird ein weiches Material mit einem Elastizitätsmodul von 73.000 MPa eingesetzt, was eher den zu simulierenden Einlagen entspricht.

Bei Einsatz der weicheren Asphalteinlage ergeben sich veränderte Spannungsverläufe, siehe Bild 254.

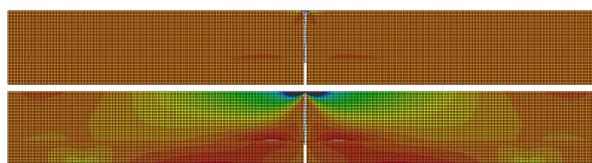


Bild 254: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche inkl. Kerbe, mit weicherer (oben) und steifer (unten) Asphalteinlage, nach 43,8 s bzw. 46,8 s.

In der Anfangsphase bilden sich deutlich weniger Spannungen, die Probe lässt sich leichter verformen. Auch nach längerer Zeitdauer (7200 s) sind die Unterschiede als signifikant anzusehen. Die horizontalen Spannungsverläufe weisen für die steife Einlage (unten) hohe Zugspannungen > 150 MPa an der Unterseite auf. Diese Spannungsverläufe treten nur unterhalb der Einlage auf.

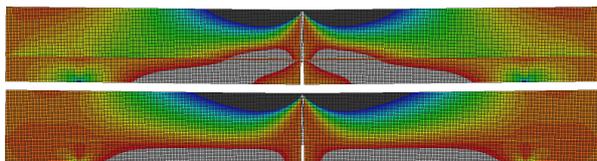


Bild 255: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit weicherer (oben) und steifer (unten) Asphalteinlage, nach 7200 s.

Demgegenüber liegen diese Zugspannungsbereiche bei der weicheren Asphalteinlage auch oberhalb der Einlage und sind an der Unterseite des Probekörpers deutlich schmaler.

Die Vergrößerung des Rissbereiches (Bild 256) zeigt, dass auch hier die Asphalteinlage nicht gerissen ist.

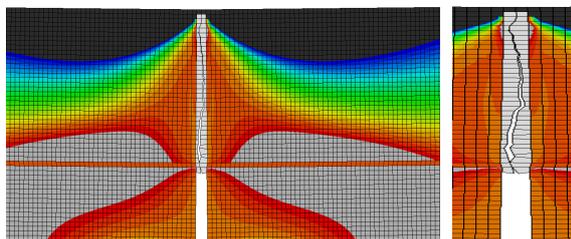


Bild 256: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit weicherer Asphalteinlage, nach 7200 s.

Die vergrößerte und verzerrte Darstellung des Rissbereiches in Bild 256, rechts lässt jedoch erkennen, dass hier ein Riss auftritt. Dieser liegt jedoch nur innerhalb des Probekörpers. Hier tritt ein Phänomen ähnlich des Spaltzugversuches auf. Der Probekörper wird punktuell von oben belastet. Da er sich über die Asphalteinlage nicht wesentlich verformen kann, bilden sich im Rissbereich horizontale Spannungen (rot) welche zum Riss führen. Der Riss lässt sich vermeiden, wenn die Asphalteinlage ein wenig höher platziert wird, siehe Bild 257. Bei einer um 1 mm höher liegenden Einlage treten zwar starke Verformungen auf, jedoch kann der Riss verhindert werden.

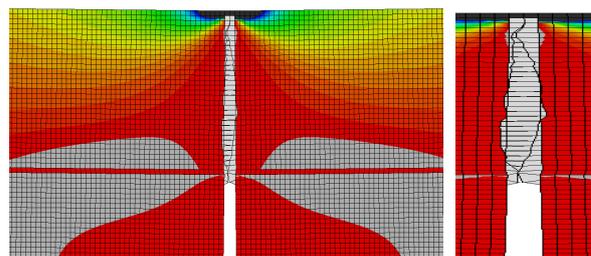


Bild 257: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit weicherer und um 1 mm höher eingebauter Asphalteinlage, nach 7200 s.

5.3 Relevante Parameter

Mit dem hier entwickelten Modell wird eindeutig nachgewiesen, dass der Einsatz einer Asphalteinlage das Durchschlagen eines Risses verhindern kann. Zur quantitativen Bewertung der Ergebnisse wird die eingeleitete Energie (Kraft x Weg) in das System betrachtet.

Die Software ABAQUS kann mit den Spannungsverläufen die gewünschte Energie (Abkürzung: ALLSE) berechnen und ausgeben, siehe Bild 258.

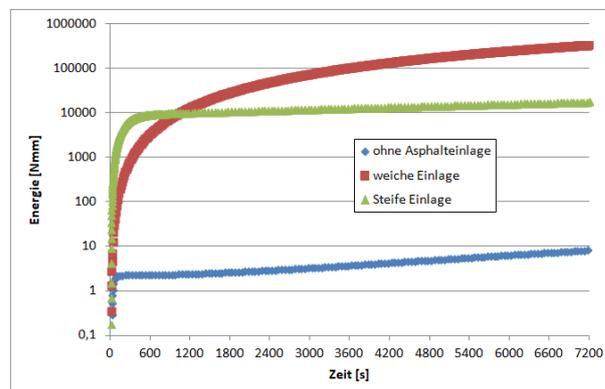


Bild 258: Ermittelte Energie für Simulationen von 3PB-Versuchen mit und ohne Asphalteinlage, jeweils nach 7200 s.

Bild 258 zeigt, dass für die Simulation ohne Asphalteinlage eine deutlich geringere Energie für die erzwungene Verformung benötigt wird. Die simulierte steife Asphalteinlage weist anfangs einen hohen Energiebedarf auf, der dann schnell auf ein eher konstantes Niveau abknickt. Dies deutet auf viskose Verformungen innerhalb des Probekörpers hin. Demgegenüber wird bei der weicheren Asphalteinlage ein deutlich flacherer Verlauf berechnet, der jedoch über die Zeit den Energiebedarf der steiferen Einlage deutlich übersteigt.

Damit wird eindeutig belegt, dass für vergleichbare Verformungen, z. B. aufgrund eines leichter verformbaren (defekten) Untergrundes, der Einsatz von Asphalt-Einlegesystemen zu einem höheren

Energieeintrag führt. Dieser Eintrag kann z. B. aus einem erhöhten Kraftaufwand, oder aus einer erhöhten Anzahl von Lastwechseln generiert werden. Somit ist es möglich anhand der Ergebnisse aus Ermüdungsversuchen qualitativ auf die Wirksamkeit von Asphalt-Einlagesystemen zu schließen.

5.4 Modellüberprüfung mittels Spannungsoptik

Zur Überprüfung der Spannungsverteilung im Probekörper werden die Veränderungen an der Oberfläche von 3PB-Probekörpern mittels Reflexionspolariskopie visualisiert. Dazu wurde eine spannungsoptische Folie im Bereich der Kerbe mit einem reflektierenden Kleber aufgebracht, siehe Beispiel in Bild 259.



Bild 259: Beispiel des um die Kerbe präparierten Biegebalkens für die Reflexionspolariskopie (Variante XII).

Die Probekörper aus dem Testfeld hatten die Maße 50 x 50 x 400 mm und wurden mit einer 200 mm breiten und 50 mm hohen Folie im Bereich der Kerbe beklebt.

Nach der Präparation wurden die Probekörper auf 10 °C gekühlt und ein weggeregelter, statischer 3-Punkt-Biegeversuch gestartet. Die Vorschubgeschwindigkeit betrug 0,01 mm/s, während die Kraft aufgezeichnet wurde. Die Versuchsdauer betrug mindestens 780 s = 13 Minuten. Dies entspricht einer Verformung von mindestens 7,8 mm.

Es wurde jeweils ein Probekörper der Variante XII (Referenz), VII (Kombiprodukt) und IV (Gitter) geprüft.

Die dabei ermittelten Messwerte sind in Bild 260 dargestellt.

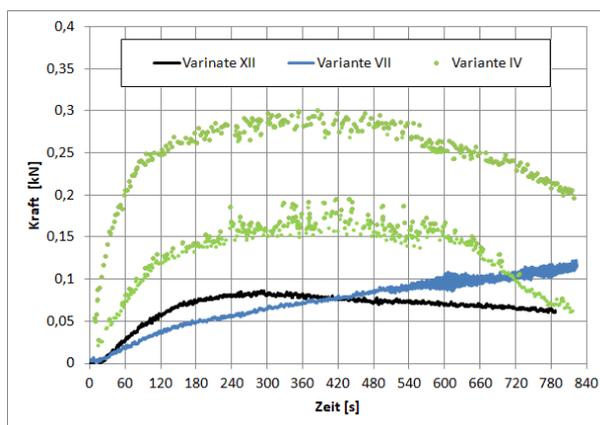


Bild 260: Messwerte der weggeregelten, statischen 3-Punkt-Biegeversuche, ermittelte Kraft in Abhängigkeit der Zeit.

Bei den Varianten XII (Ref.) und VII (K) wurde die Durchbiegung über die hydraulische Prüfanlage, wie vorgesehen, konstant erhöht. Variante IV (g) erwies sich als steifer, so dass der Regelkreis in eine Schwingung verfiel, welche ein ausgeprägt elastisches Verhalten aufwies, siehe Bild 261.

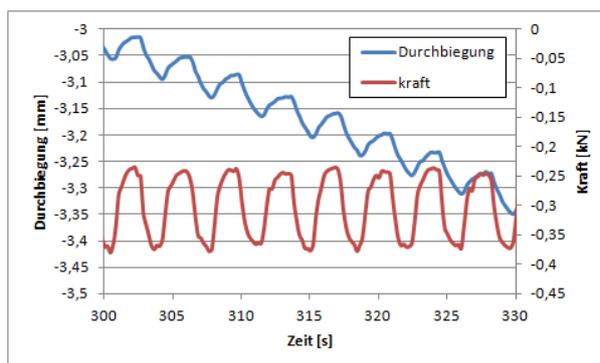


Bild 261: Statischer 3-Punkt-Biegeversuch (Var IV), Schwingungen in der hydraulischen Wegregelung führen zu Schwingungen der aufgezeichneten Kraft.

Dementsprechend sind in Bild 260 als resultierende Kraft die Minimal- und Maximalwerte der Schwingungen eingetragen.

In Bild 260 ist zu erkennen, dass die Varianten XII und IV ein Maximum der Kraft aufweisen, wobei Variante IV höhere Kräfte aufnehmen kann. Dieses Maximum wird bei Variante VII nicht erreicht. Hier erfolgt ein linearer Anstieg der Kraft, welche ab Versuchsmitte die Referenzvariante übertrifft. Auch bei Variante VII beginnt im letzten Drittel der Versuchsdauer der Regelkreis zu schwingen, wenn auch nicht so stark, wie bei Variante IV.

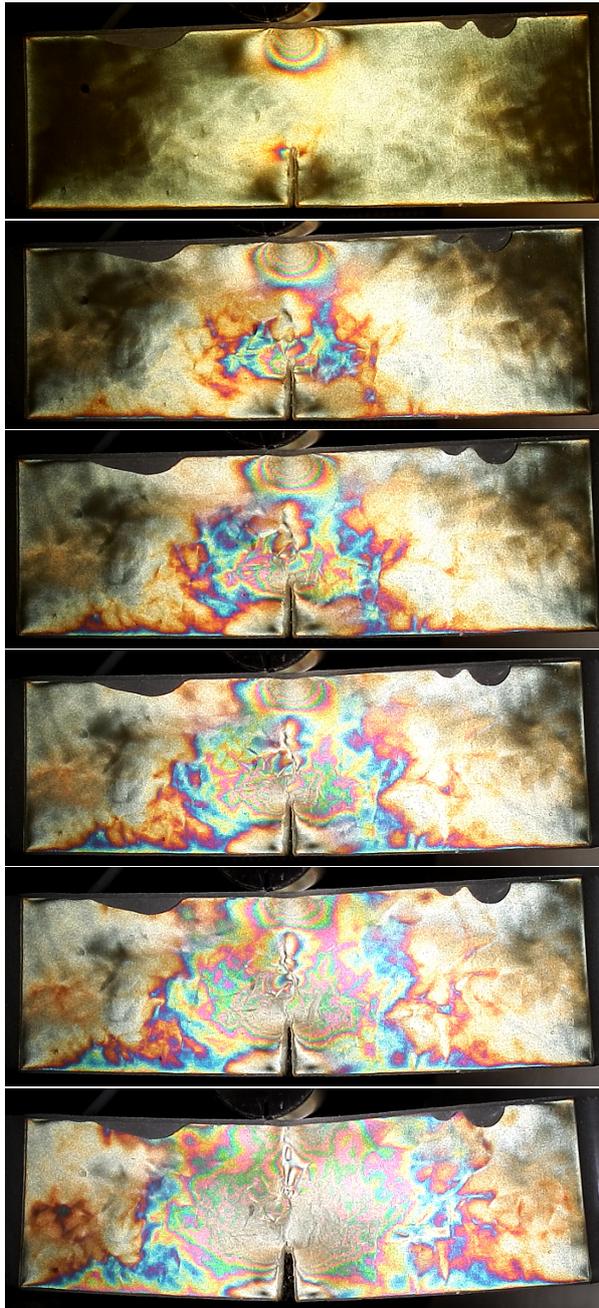


Bild 262: Statischer 3-Punkt-Biegversuch, Variante XII (Ref.), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 2 min, 3,5 min, 4,5 min (max. Kraft), 7 min und Versuchsende (13 min).

Bild 262 zeigt eine Abfolge der visualisierten Verformungen an der Oberfläche zu unterschiedlichen Zeitpunkten.

Bei Versuchsstart zeigen sich keine Verformungen. Die sichtbaren Isochromaten an der Lasteinleitung sind auf einer Komprimierung der Folie aufgrund des Stempels zurückzuführen. Die kleinen Isochromaten an der Kerbe treten beim Schneiden auf und sind unvermeidbar.

Nach 2 Minuten kann oberhalb der Kerbe (links und rechts) eine (keulenförmige) Struktur beobachtet werden, siehe auch (Ferber 1999). Aufgrund der Inhomogenitäten des Asphalts ist die Struktur verzerrt, kann jedoch noch erkannt werden. Vergleichbare Ergebnisse wurden auch in (Oeser et al. 2015) beobachtet.

Nach 3,5 Minuten vergrößern sich die Keulen und die Isochromaten wandern abwärts zur Unterseite des Probekörpers. Diese Struktur verstärkt sich beim Maximum der Kraft, nach ca. 4,5 Minuten.

Im weiteren Verlauf vergrößert sich die Struktur weiter, während ein Riss von der Kerbenspitze bis ca. zur Mitte des Probekörpers beobachtet werden kann. Im Bereich um die Kerbe kann eine graue Fläche erkannt werden. Hier sind die Verformungen so groß, dass die Folie die Lichtwellen nicht mehr im definierten Bereich ablenkt.

Im Vergleich zum FE-Modell treten hier abweichende Spannungs- bzw. Verformungsverteilungen auf. Die Verformungen und als Folge damit auch die Spannungen treten im Wesentlichen um die Kerbspitze auf. Der restliche Probekörper zeigt keine Verformungen und damit auch keine Spannungen. Diese Spannungen um die Kerbenspitze zeigt das FE-Modell nur bedingt, siehe Bild 263 bzw. Bild 264.

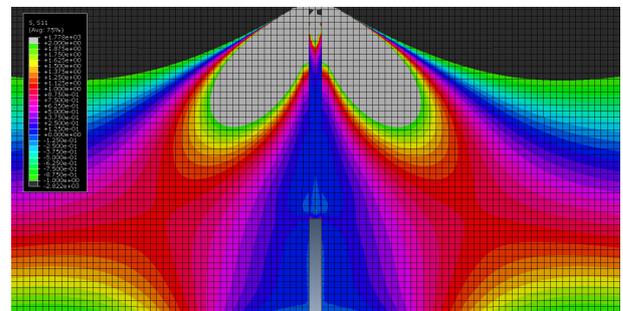


Bild 263: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche im Bereich der Kerbe, ohne Asphalteinlage.

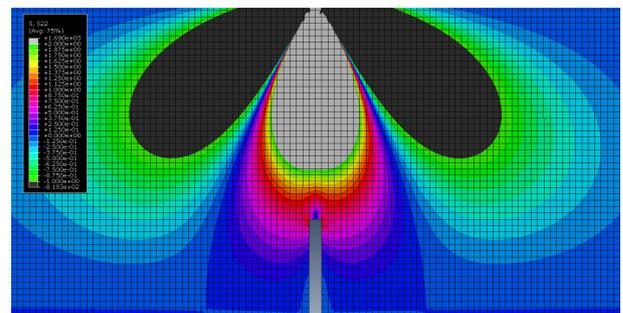


Bild 264: Vertikale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche im Bereich der Kerbe, ohne Asphalteinlage.

Da das FE-Modell mit einem ideal elastischen Material rechnet, werden Spannungen sofort über die

gesamt Fläche des Probekörpers verteilt. Dies trifft auf die Spannungsoptik nicht zu. Geringe Spannungen, die zu keiner Verformung führen werden nicht detektiert.

Demgegenüber kann das Wandern der Isochromaten zur Unterseite des Probekörpers in der Struktur mit dem FE-Modell bestätigt werden.

Insgesamt kann nur eine gewisse Ähnlichkeit mit den Strukturen des FE-Modells erkannt werden, siehe Bild 265.

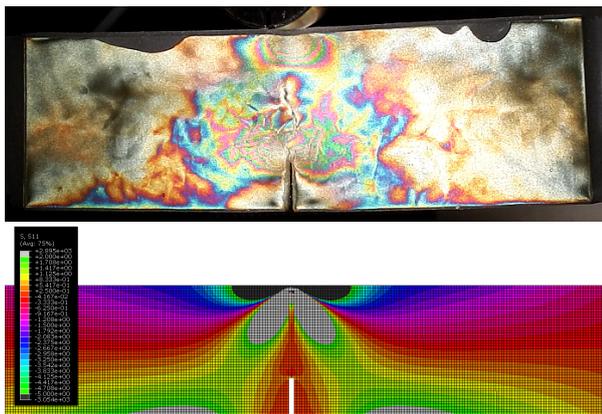


Bild 265: Vergleich der Strukturen der Spannungsoptik (Var XII (Ref.), oben) und FE-Modell (unten) unter Last.

In Bild 266 ist die Abfolge der visualisierten Verformungen an der Oberfläche unterschiedlicher Zeitpunkte für Variante VII (K) dargestellt.

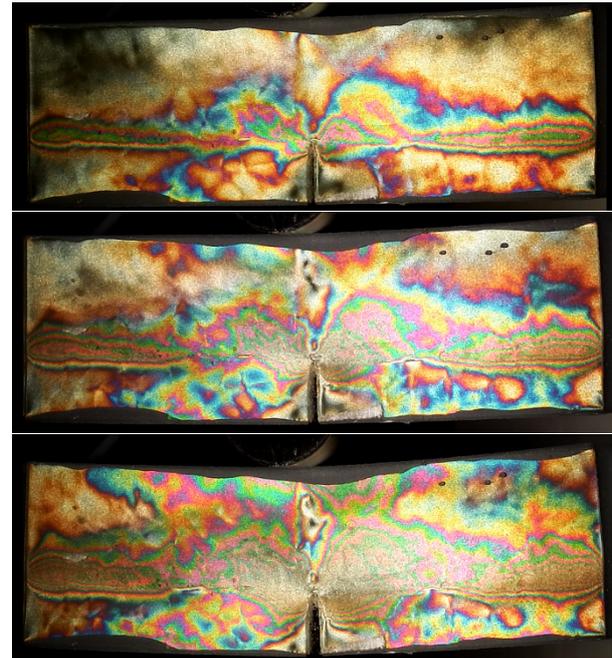
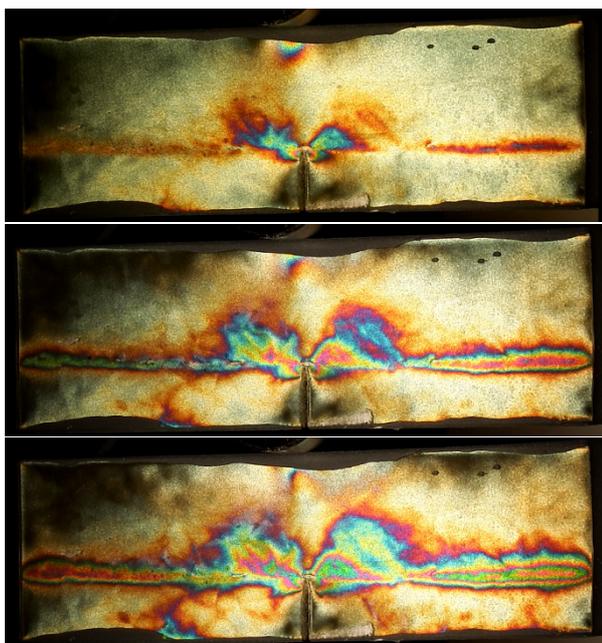


Bild 266: Statische 3-Punkt-Biegversuch, Variante VII (K), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 1 min, 2 min, 3 min 7 min und Versuchsende (13 min).

Bei Versuchsstart zeigen sich aufgrund des Tempe-riervorgangs bereits Verformungen im Bereich der Kerbe und der Asphalteinlage. Die sichtbaren Isochromaten an der Kerbe entspringen zum geringeren Teil dem Schneiden, sind hier jedoch den unterschiedlichen Wärmedehnkoeffizienten von Einlage und Bitumenfilm geschuldet.

Nach 1 Minuten kann oberhalb der Kerbe wiederum eine keulenförmige Struktur beobachtet werden. Ebenso deutlich wird der Verlauf der Asphalteinlage. Hier treten Verformungen gegenüber den darüber und darunter liegenden Asphalten auf.

Nach 2 Minuten vergrößern sich die Keulen und der Einfluss der Asphalteinlage.

Nach 3 Minuten sind auch unterhalb der Asphalteinlage deutliche Isochromaten zu erkennen. Diese Strukturen vergrößern sich im weiteren Verlauf, siehe nach 7 Minuten.

Bis zum Versuchsende vergrößert sich die Struktur weiter. Ein Riss kann nicht explizit erkannt werden. Die Strukturen oberhalb der Kerbenspitze weisen graue, d. h. nicht verformte Bereiche auf. Im Bereich um die Kerbe kann wiederum eine graue Fläche erkannt werden. Hier sind die Verformungen so groß, dass die Folie die Lichtwellen nicht mehr im definierten Bereich ablenkt.

Schließlich ist in Bild 267 die Abfolge der Verformungen für Variante IV (g) dargestellt.

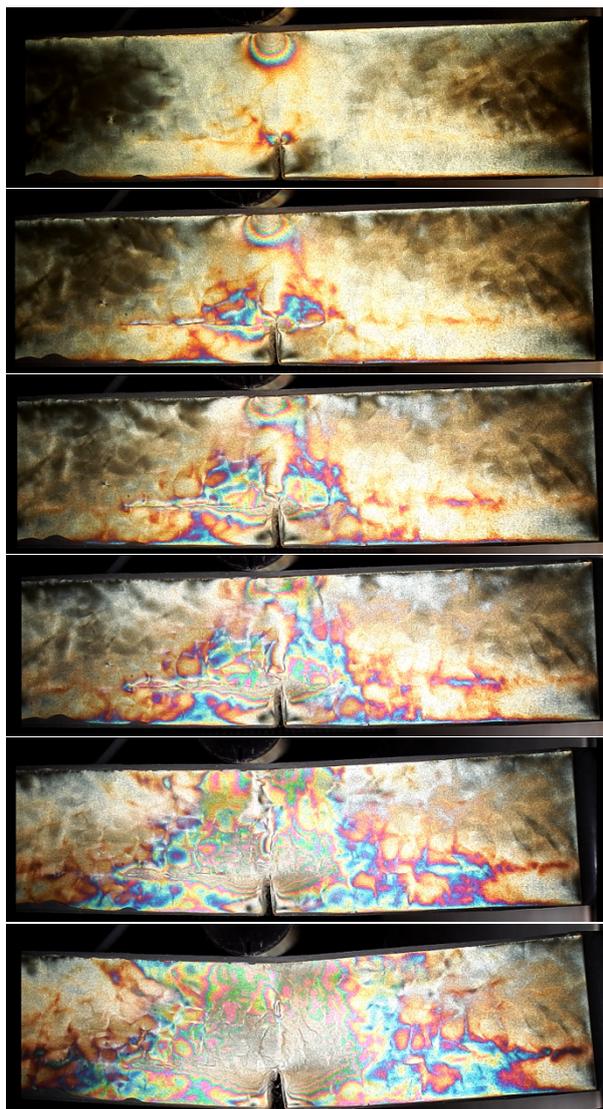


Bild 267: Statischer 3-Punkt-Biegversuch, Variante IV (g), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 1 min, 2 min, 3 min, 6 min (max. Kraft) und Versuchsende (13 min).

Bei Versuchsstart zeigen sich hier keine Verformungen. Die sichtbaren Isochromaten an der Lasteinleitung sind auf einer Komprimierung der Folie aufgrund des Stempels zurückzuführen. Die Isochromaten an der Kerbe treten wiederum beim Schneiden auf und sind unvermeidbar.

Nach 1 Minuten kann oberhalb der Kerbe die bekannte keulenförmige Struktur beobachtet werden. Ebenso deutlich wird der Verlauf der Asphalteinlage. Hier treten geringe Verformungen gegenüber den darüber und darunter liegenden Asphalten auf.

Nach 2 Minuten vergrößern sich die Keulen und der Einfluss der Asphalteinlage. Die Isochromaten wandern zur Unterseite des Probekörpers.

Nach 3 Minuten sind auch unterhalb der Asphalteinlage deutliche Isochromaten zu erkennen. Diese

Strukturen vergrößern sich im weiteren Verlauf, siehe nach 6 Minuten, bei maximaler Kraft.

Bis zum Versuchsende vergrößert sich die Struktur weiter. Auch hier kann ein Riss nicht explizit erkannt werden. Die Strukturen oberhalb der Kerbenspitze weisen graue, d. h. nicht verformte Bereiche auf. Im Bereich um die Kerbe kann wiederum eine graue Fläche erkannt werden. Hier sind die Verformungen so groß, dass die Folie die Lichtwellen nicht mehr im definierten Bereich ablenkt.

Weiterhin ist festzuhalten, dass in allen Abbildungen bei Versuchsende am Rand graue Bereiche zu erkennen sind. In diesen Bereichen fand keine Verformung statt. Die wesentlichen Bewegungen finden somit im Bereich der Kerbe statt.

Als Hinweis auf einen Riss wird ein am ISBS entwickeltes Programm zur Visualisierung der Spannungsverläufe eingesetzt. Entlang einer Linie von der Oberseite des Probekörpers bis zur Spitze der Kerbe werden die Farbverläufe gemäß (Micro-Measurements 2011) ausgewertet. So kann ein qualitativer Spannungsanstieg oder -abstieg angegeben werden.

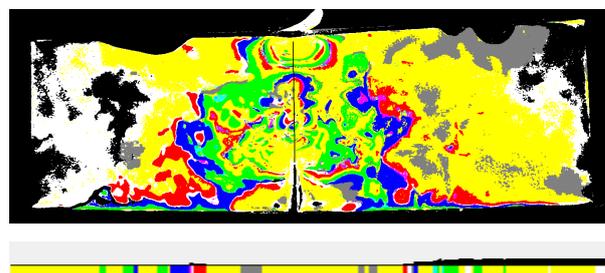


Bild 268: Qualitativer Spannungsverlauf von der Oberseite zur Kerbe bei Kraftmaximum, Variante XII (Ref.).

In Bild 268 ist oben das auf die relevanten Farben reduzierte Bild (vgl. Bild 262, mittig) angegeben. Darunter ist der Farbverlauf von der Oberseite zur Kerbe dargestellt. Als schwarze Linie mit wechselnder Dicke ist darüber der Spannungsverlauf aufgrund der Farbwechsel dargestellt. Ab Mitte des Probekörpers steigt die Spannung an, die Linie wird dicker.

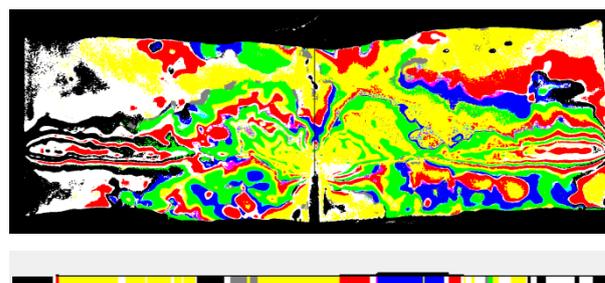


Bild 269: Qualitativer Spannungsverlauf gemäß () von der Oberseite zur Kerbe, Variante VII (K).

Dieser Anstieg der Liniendicke bzw. Spannungsanstieg kann in Bild 269 (Variante VII) oder Bild 323 (Variante IV) nicht ermittelt werden.

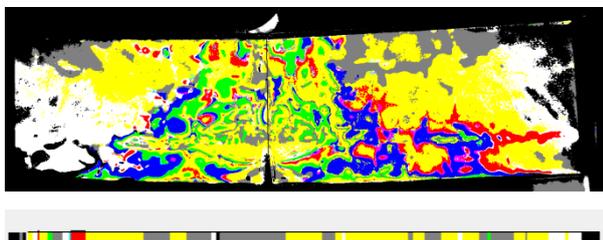


Bild 270: Qualitativer Spannungsverlauf gemäß () von der Oberseite zur Kerbe, Variante XII (Ref.).

Dies deutet darauf hin, dass oberhalb des Risses Spannungen vermieden werden.

Der Vergleich der Versuche mit Asphalteinlagen zu den Ergebnissen der FE-Modelle zeigt wiederum nur bedingt Übereinstimmungen.

Die Beeinflussung der Verformungen im direkten Bereich der Einlagen können auch über die FE-Modelle erkannt werden. Beide Verfahren zeigen den Einfluss der Einlagen, die Ablenkung der Spannungs-/ Verformungsverläufe, sehr deutlich. Auch die an der Unterseite auftretenden Verläufe gleichen sich prinzipiell. So kann auch beobachtet werden, dass an der Unterseite der Kerbe kaum Spannungen bzw. Verformungen auftreten.

Gegenüber dem FE-Modell können die Spannungen an der oberen Lasteinleitung über die Spannungsoptik nicht spontan nachgewiesen werden.

5.5 Dimensionierungsprinzip

Die Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (FGSV 2009) beschreiben Nachweiskonzepte für neue Befestigungen sowie Erneuerungsbauweisen. Grundlage des Dimensionierungsprinzips ist dabei, zunächst in einem Primärwirkungsmodell die Beanspruchung an maßgebenden Stellen der Befestigung zu berechnen. Im zweiten Schritt erfolgt die Überprüfung, ob diese Beanspruchungen während der angestrebten Nutzungsdauer zu einem Versagen der Befestigung führen. Diese Nachweise werden in Form von Schädigungssummen (Σ_{Miner}) durch den Vergleich der prognostizierten Anzahl der Achsübergänge mit der Anzahl der bei den jeweils vorliegenden Beanspruchungen ertragbaren (zulässigen) Achsübergängen erbracht. Rechnerisch kann dadurch auch eine theoretische Nutzungsdauer berechnet werden, indem der Zeitpunkt ermittelt wird, bei dem rechnerisch ein

erster Nachweis ($\Sigma_{\text{Miner}} > 1$) nicht mehr erbracht werden kann.

Für Erneuerungsmaßnahmen werden dabei die dimensionierungsrelevanten Eigenschaften der in der neuen Asphaltbefestigung vorhandenen Asphalt-schichten erfasst und im Rahmen der Dimensionierungsberechnung berücksichtigt. Dabei gehen die individuellen Eigenschaften (Steifigkeit, Ermüdungswiderstand) als Eingangsgrößen ein. Die Asphaltunterlage kann weiterhin Zugbeanspruchungen aufnehmen und die entsprechenden Nachweise für den in der Befestigung verbleibenden Bestand können geführt werden.

Für die Bewertung des Potentials verschiedener Asphalt-Einlegesysteme ist diese Vorgehensweise nicht praktikabel. Zunächst liegen keine individuell feststellbaren Eigenschaften der in der Befestigung verbleibenden gebundenen Schichten vor. Weiterhin dienen die Asphalteinlagen insbesondere zur Vermeidung bzw. Verzögerung der Reflexionsrissbildung aus der gerissenen Bestandsbefestigung. Diese ist demnach insbesondere in Bereich der für die Reflexionsrissbildung maßgebenden Zonen bereits nicht mehr in der Lage Zugbeanspruchungen aufzunehmen. Dadurch ist ein Ermüdungsnachweis der Unterlage nicht sinnvoll. Da diese bereits rissgeschädigt ist, kann die Annahme getroffen werden, dass hierfür die dimensionierungsrelevanten Eigenschaften von Tragschichten ohne Bindemittel angesetzt werden können. Letztere werden über einen Steifigkeitsmodul beschrieben, der anhand der Tragfähigkeitsanforderung über den Verformungsmodul E_{V2} ermittelt wird. Die Höhe des anzusetzenden Steifigkeitsmoduls wird in Kapitel 5.6.1 diskutiert. Gegen Versagen infolge übermäßiger Verkehrsbeanspruchung wird ein Verformungsnachweis geführt, in den ebenfalls der Verformungsmodul als Materialkennwert eingeht.

Für die erneuerten oder instandgesetzten Oberbauschichten mit oder ohne Asphalteinlage müssen weitere Nachweise geführt werden. Zunächst wird der Ermüdungsnachweis gemäß RDO Asphalt an der Unterseite der neuen Asphalt-schicht(en) geführt. Bei Vorhandensein von Asphalteinlagen wird dieser Nachweis direkt oberhalb der Lage der Asphalteinlage geführt. Dort wird die Zugbeanspruchung der Asphalt-schicht zwar durch die Asphalteinlage reduziert, jedoch können dort weiterhin Zugbeanspruchungen auftreten und zu Ermüdungsversagen führen.

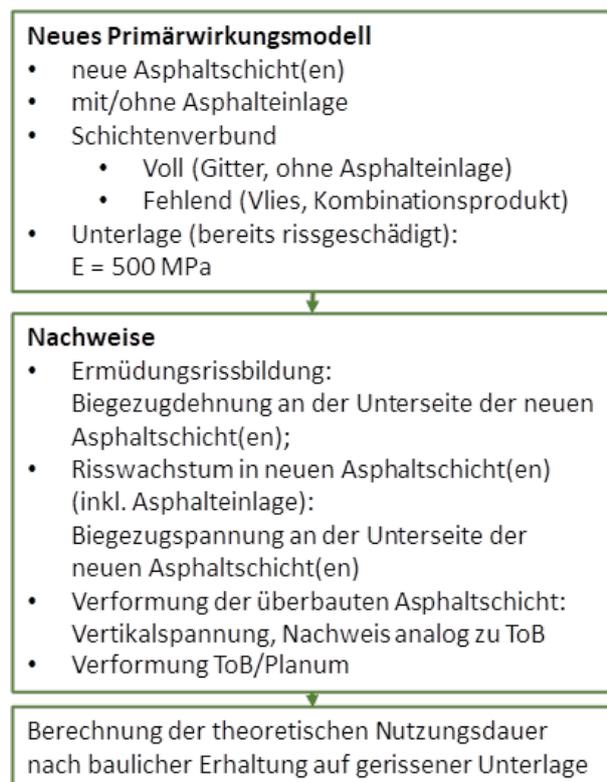


Bild 271: Dimensionierungsprinzip für Instandsetzungsmaßnahmen und/oder Erneuerung auf bestehender rissgeschädigter Unterlage

Als neuer Nachweis ist der Widerstand gegen Reflexionsrisssbildung in der instandgesetzten oder erneuerten Asphalt(schicht(en)) mit oder ohne Asphalt(ein)lage einzuführen. Diese neuen Nachweise berücksichtigen den in Laboruntersuchungen ermittelten Widerstand gegen Risswachstum und werden im folgenden Kapitel erläutert.

Weiterhin sind Nachweise gegen Verformungen der im Bestand verbleibenden ungebundenen Tragschichten und des Planums zu führen, das sich aufgrund der Erneuerungsmaßnahme bzw. der Instandsetzung die Beanspruchungen auch in größeren Tiefen der Befestigung ändern.

Das daraus abgeleitete Dimensionierungsprinzip ist in Bild 271 dargestellt.

5.6 Erforderliche Erweiterungen bzw. Modifizierungen der RDO Asphalt 09

Um die Spannungen und Dehnungen in einer mit Asphalt(ein)lage-Systemen erhaltenen Asphaltbefestigung und die daraus veränderten theoretischen Nutzungsdauern berechnen zu können, sind Modifikationen des Verfahrens gemäß RDO Asphalt erforderlich. Zunächst muss ein Primärwirkungsmodell aufgestellt werden, welches sowohl den rissgeschädigten Befestigungsbestand als auch die

durch das Asphalt-Einlagesystem modifizierte Steifigkeit berücksichtigt. Weiterhin sind ergänzende Schädigungsnachweise einzuführen, welche die Reflexionsrisssbildung auf Grundlage von den Ergebnissen der durchgeführten Laboruntersuchungen auf die Beanspruchungen innerhalb der Befestigungen überführen.

5.6.1 Primärwirkungsmodell für Instandsetzung bzw. Erneuerung auf geschädigten Bestand

Die bestehende, rissgeschädigte Asphaltbefestigung ist aufgrund der Risssbildung nicht in der Lage, Zugbeanspruchungen aufzunehmen. Aus diesem Grund ist ihr Materialverhalten jenem einer ungebundenen Tragschicht zuzuordnen und über einen Verformungsmodul zu beschreiben. Für Befestigungen der Belastungsklassen Bk0,3 bis Bk3,2 beschreibt die RStO 2012 in Tafel 5 Erneuerungsbauweisen, welche bei den Zustandsmerkmalen „Häufung von Einzelrisen (auch Längsrisse neben den Rollspuren), Netzrisse, Verformung infolge unzureichender Tragfähigkeit, Längsunebenheit“ (FGSV 2012) angewendet werden können. Für Befestigungen mit diesen Zustandsmerkmalen beschreibt das AP 770 der FGSV (FGSV 2013) auch Einsatzmöglichkeiten für Asphalt(ein)lagen. Demzufolge eignen sich die Angaben der Tafel 5 der RStO als Referenzbauweisen für die Bewertung der Nutzungsdauer von Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen, bei denen Asphalt(ein)lagen zur Anwendung kommen. Anhand der in der Tafel 5 der RStO beschriebenen Erneuerungsbauweisen kann auch die Tragfähigkeit und somit die Steifigkeit der gerissenen Bestandsbefestigung abgeschätzt werden.

In Bild 272 sind die Schichtdicken der Asphaltpakete den Steifigkeitsmoduln verschiedener ungebundenen Tragschichten gemäß Tafel 1 der RStO (Zeile 1: $E_{FSS} = 120$ MPa und Zeile 3 $E_{STS} = 200$ MPa), und als vollgebundener Oberbau des Planums gemäß Tafel 4 ($E_{Planum} = 45$ MPa) gegenüber gestellt. Für die Belastungsklassen Bk0,3 bis Bk3,2 enthält die Tafel 5 der RStO Angaben zu der erforderlichen Schichtdicke bei Erneuerungsmaßnahmen auf geschädigten Bestandsbefestigungen.

Werden diese Schichtdicken als Extrapolation der Zusammenhänge zwischen Schichtdicke und Unterlags-Steifigkeit für neue Befestigungen angetragen, so kann ein Steifigkeitswert von $E_{Bestand} = 500$ MPa abgeleitet werden, welcher im Folgenden als Verformungskennwert für die in der erhaltenen Befestigung verbleibenden geschädigten Asphalt(schicht(en)) angewendet wird.

Als Materialparameter für die im Rahmen der Erneuerung oder Instandsetzungen neu einzubauenden Asphalt-schichten werden die Parameter der RDO-Kalibrierasphalte verwendet. Dazu wurden die Steifigkeitsmodul gemäß RDO Asphalt-StB, Tabellen A6.1 bis A6.3 verwendet (FGSV 2009).

Im Rahmen der Verifikation des Dimensionierungsverfahrens wurde die Befestigung der L3079 rückgerechnet. An den Ausbauproben wurde an dem für die Erneuerung über der Asphalteinlage eingebauten Asphaltbinder ein hoher Hohlraumgehalt festgestellt. Aus diesem Grund wurden für diese Schicht Materialparameter eines unzureichend verdichteten Asphaltbinders angesetzt (Wistuba et al. 2013).

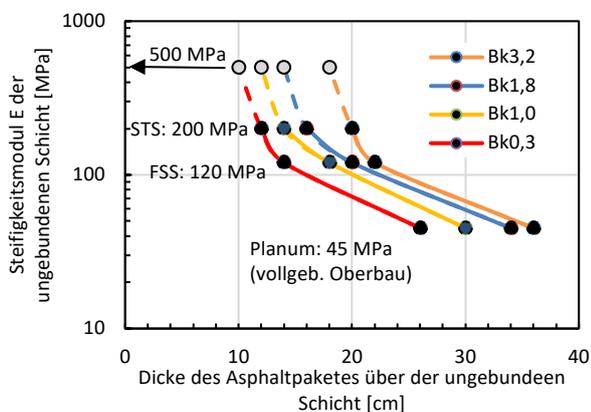


Bild 272: Ableitung des Steifigkeitsmoduls der gerissenen Bestandsbefestigung anhand der RStO-Bauweisen gemäß Tafeln 1, 4 und 5.

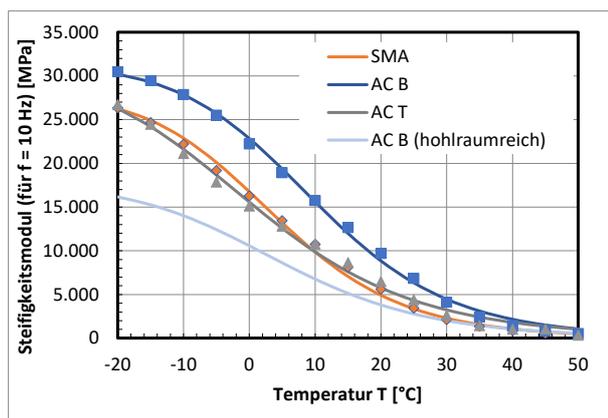


Bild 273: Steifigkeits-Temperaturfunktionen der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphalt-schichten

Die Asphalteinlagen werden als Schicht mit hoher Steifigkeit betrachtet. Zur Abschätzung der Steifigkeitsmoduln werden folgende Steifigkeiten der eingesetzten Fasermaterialien eingesetzt:

- Glasgitterfasern: $E_{AE,Glas} = 72.000 \text{ MPa}$,
- Carbonfasern: $E_{AE,Carbon} = 200.000 \text{ MPa}$

- PET-Gitter: $E_{AE,PET} = 2.800 \text{ MPa}$,
- PVA-Gitter: $E_{AE,PET} = 3.860 \text{ MPa}$

Diese Steifigkeitsmoduln gelten jedoch lediglich für die Materialien der Gitterstränge. In der Asphalteinlage-Schicht wirken sie im Verbund mit dem umgebenden Asphaltmaterial. Aus dieser Überlegung wird ein resultierender Steifigkeitsmodul der Asphalteinlage-Schicht gemäß Gleichung 38 ermittelt, bei dem die Flächenanteile des Asphalteinlagegitters $a_{F,Gitter}$ und die des Asphalt-bes berücksichtigt werden.

$$E_{AE-Schicht}(T) = (1 - a_{F,Gitter}) \cdot E_{Asphalt}(T) + a_{F,Gitter} \cdot E_{AE} \quad \text{Gl. 38}$$

mit: $A_{F,Gitter} = 0,18$ für Gitter mit großer Maschenweite und $A_{F,Gitter} = 0,27$ für Gitter mit geringer Maschenweite du decken Fasersträngen.

Für die Berücksichtigung eines Vlieses wird für diese Schicht ein temperaturabhängiger E-Modul zwischen 120 MPa ($-12,5 \text{ }^\circ\text{C}$) und 1 MPa ($>25 \text{ }^\circ\text{C}$) angewendet, der der Steifigkeit von dem für das Tränken verwendete Bitumen entspricht.

Hinsichtlich des Schichtenverbundes zwischen der Asphalteinlageschicht und der geschädigten Bestandsunterlage werden typspezifische Annahmen für den Schichtenverbund angenommen. Gitter werden als vollständig mit der Unterlage verklebt angesetzt, sodass hier mit der Annahme vollen Schichtenverbundes gerechnet wird. Bei Kombinationsprodukten und Vliesen wird die Verbundwirkung aufgehoben, da dies der Wirkungsweise der (schub-)spannungsabbauenden Systemen entspricht. Hier erfolgt die Berechnung bei Annahme völlig fehlenden Schichtenverbundes.

5.6.2 Ermüdungsnachweis

Bei den verschiedenen Erneuerungsverfahren (Ersatz der Deckschicht oder Erneuerung der Asphaltdecke (Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht) liegen die erneuerten Asphalt-schichten mit oder ohne Verbund auf der bestehenden, rissgeschädigten Asphaltunterlage. Dadurch müssen für diese Schichten Ermüdungsnachweise eingeführt werden, für die entsprechende Materialeigenschaften erforderlich sind.

Analog zu der als Ermüdungsfunktion des Asphalt-tragschicht-Kalibrierasphaltes gemäß RDO Asphalt werden die in (Leutner, R. et al. 2006) dokumentierten Ermüdungsfunktionen (siehe Bild 274) und Verläufe der kryogenen Spannungen (Bild 275) für die erneuerten Asphaltdeck- und -binderschichten verwendet.

Die Ermüdungsnachweise für die zur Überbauung eingesetzten Asphaltmischungen werden dabei direkt oberhalb der Asphaltmischungs-Systeme geführt.

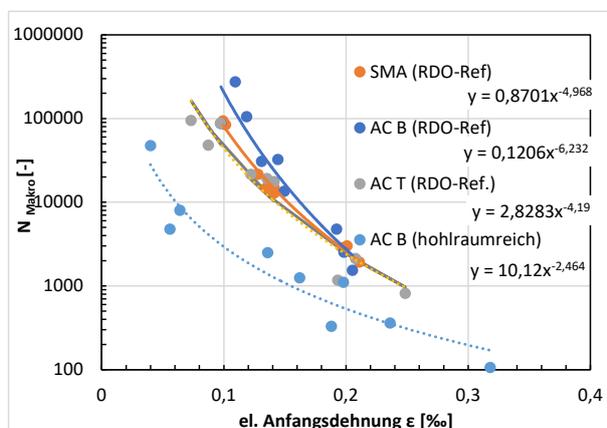


Bild 274: Ermüdungsfunktionen der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphaltmischungen

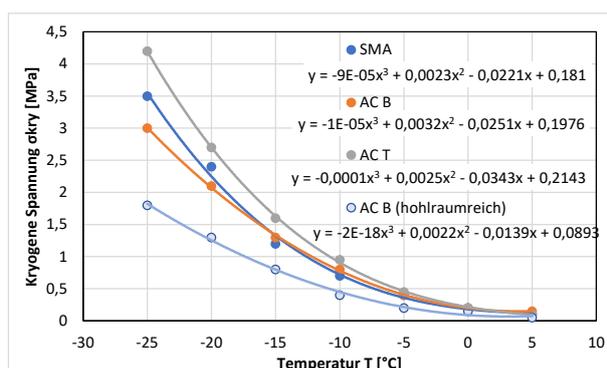


Bild 275: Verläufe der kryogenen Spannung der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphaltmischungen

Asphaltmischungen werden maßgeblich zur Vermeidung und Verzögerung von Reflexionsrissen eingesetzt, sodass der Nachweis gegen durchschlagende Risse für die Nutzungsdauerabschätzung dieser Bauweisen von hoher Bedeutung ist. Im Rahmen der hier durchgeführten Dimensionierungsrechnungen werden zwei Nachweisformate eingeführt, welche die im Rahmen der Laboruntersuchungen angewendeten Laborprüfungen berücksichtigen.

5.6.3 Nachweis Reflexionsrissbildung über die Biegezugspannung

Zunächst erfolgt ein Nachweis gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der an der Unterseite des Asphalt-Einlagesystems wirkenden Biegezugspannung. Hierzu werden die Versuchsergebnisse der

zyklischen 3-Punkt-Biegeprüfungen zur Nachweisführung verwendet. Der Nachweis erfolgt durch die Berechnung der Schädigungssumme analog zum klassischen Nachweisformat der RDO Asphalt gemäß Gleichung 39.

$$\sum Miner_{Riss} = \sum \frac{N_{vorh}}{N_{zul,Riss}} \quad \text{Gl. 39}$$

Die zulässige Anzahl an Lastwechseln N_{zul} wird anhand einer Ermüdungsfunktion auf Grundlage der zyklischen 3-Punkt-Biegeprüfungen für die 143 Lastfälle der RDO Asphalt berechnet. Dabei wird die in der Befestigung mittels Mehrschichtentheorie berechnete Biegezugspannung mit der an der Unterseite der Asphalt-Probekörper im 3-Punkt-Biegeversuch wirkenden Biegezugspannung verglichen. Zur Berechnung der spannungsabhängigen Ermüdungsfunktionen wurde die theoretisch an einem intakten Probekörper an der Unterseite auftretende Biegezugspannung σ_{3PB} anhand der aufgewendeten Kraft F , der Stützweite der Auflager L (280 mm) sowie der Probekörperbreite und -höhe ($h = b = 50$ mm) nach Gleichung 40 berechnet:

$$\sigma_{3PB} = F \cdot \frac{4 \cdot L}{3 \cdot b \cdot h^2} \quad \text{Gl. 40}$$

Aus den Wertepaaren der Biegezugspannung und der bis zur Makrorissbildung im Versuch aufgetretene Lastwechselzahl wird eine Ermüdungsfunktion mit dem Parametern a und b gebildet, die Grundlage für den Rissnachweis darstellt (siehe Gleichung 41). Ein Anpassungsfaktor SF_{3PB} muss anhand von Prüfungen aus Bestandsstrecken ermittelt werden, um die Beanspruchungsbedingungen im Laborversuch auf jene in der Straßenbefestigung zu übertragen. Ein weiterer Anpassungsfaktor SF_{Labor} soll weiterhin den Unterschied zwischen aus langjährig befahrenen realen Asphaltbefestigungen entnommenen Proben und von frisch im Labor verdichteten oder aus neu hergestellten Asphaltbefestigungen entnommenen Asphaltprobekörpern berücksichtigen.

$$N_{zul} = SF_{3PB} \cdot SF_{Labor} \cdot a \cdot \sigma_{3PB}^b \quad \text{Gl. 41}$$

In den 3-Punkt-Biegeprüfungen hat sich gezeigt, dass die eigentlichen Asphaltmischungen beim Auftreten der Risse selbst nicht durchreißen. Vielmehr erfolgt ein Risswachstum durch die Gittersysteme hindurch und setzt sich direkt oberhalb der Asphaltmischung in der zur Überbauung verwendeten Asphaltmischung fort. Aus diesem Grunde wird die mittels Mehrschichtentheorie direkt oberhalb der Asphaltmischung berechnete horizontale Zugspannung für den Reflexionsrissnachweis verwendet. Damit wird auch vermieden, dass die mittels Mehrschichtentheorie berechneten sehr hohen Biegezugspannung innerhalb der steifen Asphaltmischungen zu unplausiblen Nachweisergebnissen führen.

5.6.4 Nachweis Risswachstum über die Risse- nergie

Weiterhin wird ein zweiter Nachweis auf Grundlage der in Keilspaltversuchen ermittelten Rissarbeit geführt. Diese wird für den Nachweis mit die Summe der an der Unterseite des Asphalt-Einlagesystems aufgenommenen Verformungsarbeit verglichen. Für jede betrachtete Kombination aus Achslastklasse i und Oberflächentemperaturklasse j wird die Verformungsarbeit an der Unterseite des Asphalt-einlage-Systems als Produkt aus wirkender horizontaler Spannung und auftretender horizontaler Dehnung berechnet (Gleichung 4.5).

$$\sum W_{i,j} = \sum_{i,j} \sigma_{i,j} \cdot \varepsilon_{i,j} \quad \text{Gl.}$$

Als bruchmechanischer Vergleichskennwert wird die spezifische Rissenergie $G_{2,0}$ bis 2 mm Rissöffnung, bezogen auf die belastete Probekörperlänge l aus dem Keilspaltversuch verwendet. Als Nachweis gegen Reflexionsrissbildung wird der Risse-
nergiequotient berechnet, der den Wert 1 nicht erreichen sollte (vgl. Gleichung 42. Zur Anpassung der realen Belastungsbedingungen in der Straßenbefestigung und jener in den Keilspaltversuchen wird zudem ein Anpassungsfaktor SF_{KS} eingeführt.

$$\frac{\sum W_{i,j}}{G_{2,0}} \cdot SF_{KS} \leq 1 \quad \text{Gl. 42}$$

5.6.5 Berechnung der rechnerischen Nut- zungsdauern

Aus den Nachweiswerten kann die theoretische Nutzungsdauer t_{th} berechnet werden, da die ermittelten Schädigungssummen unter Berücksichtigung der Anzahl der in 30 Jahren auftretenden Achsübergänge ermittelt wurden. Als Zielgröße wird bei allen durchgeführten Nachweisformaten der Schädigungsnachweis als erfüllt angesehen, wenn der Schädigungsparameter den Wert 1 unterschreitet. Demzufolge beschreibt der Quotient aus der zugrundeliegenden Nutzungsdauer (30 Jahre) durch den Schädigungsparameter die resultierende Nutzungsdauer in Jahren, vgl. Gleichung 43. Vereinfachend bleibt hierbei ein möglicher Verkehrszuwachs nicht berücksichtigt.

$$t_{th} = \frac{30 \text{ a}}{\text{Nachweiswert}} \quad \text{Gl. 43}$$

6 Prüfergebnisse Sensitivitätsanalyse

Mit diesem Arbeitspaket werden die in Kapitel 3.3. vorgeschlagenen Prüfmethode einer systematischen Prüfung unter Variation unterschiedlicher Asphalteinlagen und Einbaubedingungen an im Labor hergestellten Asphalteinlagesystemen unterzogen.

6.1 Materialien und Varianten

Zur Herstellung der benötigten Probekörper wurden die im Folgenden beschriebenen Materialien eingesetzt.

6.1.1 Asphalt

Als Unterlage aller Probekörper kam ein am Asphaltmischwerk Kassel-Waldau der BAG-HBM hergestellter Asphaltbinder der Sorte AC 16 B N zum Einsatz. Die Zusammensetzung ist in Tabelle 25 dargestellt.

Tabelle 26: Zusammensetzung des AC 16 B N, Unterlage

Asphaltsorte	AC 16 B N
Gesteinsart	Basalt
Korngrößenverteilung	
> 16,0 mm [M.-%]	2,7
> 11,2 mm [M.-%]	22,2
> 8,0 mm [M.-%]	12,0
> 5,6 mm [M.-%]	11,5
> 2,0 mm [M.-%]	21,0
> 0,125 mm [M.-%]	22,5
> 0,063 mm [M.-%]	1,8
Füller [M.-%]	6,3
Sand 0,063 - 2,0 mm [M.-%]	24,3
Splitt > 2,0 mm [M.-%]	69,4
Bitumensorte	50/70
EwP RuK [°C]	50,0
Bindemittelgehalt [M.-%]	4,5
Rohdichte [g/cm]	2,724
Raumdichte [g/cm]	2,588
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	5,0

Als Standard (Variante 0) wurde die Unterlage gemäß TP Asphalt-StB, Teil 33 immer gleich hergestellt. Die Oberfläche wurde für das weitere Vorgehen nicht bearbeitet (Bild 276).

Für die Varianten 1 und 2 wurde eine geriffelte Oberfläche als Simulation eines Fräsvorgangs geschaffen. Dazu wurden Stahlplatten für den Walzsektor-Verdichter hergestellt, welche künstliche Frässpuren als Negativ aufwiesen. Auf diese Negativform (Bild 276) wurde die Platte verdichtet und

(nach Abkühlen) umgedreht, so dass die gewünschten Frässpuren an der Oberfläche lagen, siehe dazu Bild 277.



Bild 276: Nicht bearbeitete Oberfläche als Standard (links) und Negativform für die Simulation einer gefrästen Oberfläche zum Einlegen in den Walzsektor-Verdichter (rechts).

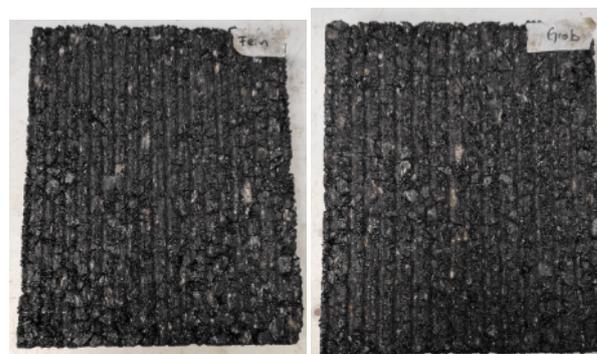


Bild 277: Beispiel für die Simulation einer fein (links) und grob (rechts) strukturierten Oberfläche von Asphaltprobekörpern.

Die Fräsrillen weisen bei der groben Platte einen ca. 1,6 cm großen Abstand auf und sind ca. 5 mm tief. Bei der fein profilierten Platte beträgt der Abstand der ~3 mm tiefen Fräsrillen ~1,3 cm.

Nach der Herstellung waren die Oberflächen der Platten mit einem Bitumenfilm überzogen. Da diese Oberfläche in der Praxis nicht anzutreffen ist, sollte der Film mittels Sandstrahlen abgetragen werden, siehe Bild 278. Da ein Sandstrahlen aller herzustellenden Platten sehr aufwändig gewesen wäre, wurde nur an ausgewählten Varianten dieser Einfluss untersucht.



Bild 278: Beispiel für sandgestrahlte Oberflächen mit Simulation einer fein (links) und grob (rechts) gefrästen Oberfläche von Asphaltprobeplatten.

Diese Varianten wurden jeweils mit -1b und -2b benannt.

Auf die so präparierten Platten wurden die unterschiedlichen Asphalteinlagen jeweils nach den Herstellerangaben aufgebracht.

Anschließend wurden die Platten mit einem AC 11 D S als Standard-Deckschicht überbaut. Dazu kam ein am Asphaltmischwerk Geesthacht der DEUTAG-BAG hergestelltes Mischgut zum Einsatz. Die Zusammensetzung ist in Tabelle 26 dargestellt.

Tabelle 27: Zusammensetzung des AC 11 D S

Asphaltsorte	AC 11 D S
Gesteinsart	Rhyolith
Korngrößenverteilung	
> 16,0 mm [M.-%]	-
> 11,2 mm [M.-%]	1,8
> 8,0 mm [M.-%]	16,9
> 5,6 mm [M.-%]	16,6
> 2,0 mm [M.-%]	23,7
> 1,0 mm [M.-%]	10,8
> 0,25 mm [M.-%]	16,0
> 0,125 mm [M.-%]	4,8
> 0,063 mm [M.-%]	1,4
Füller [M.-%]	8,0
Sand 0,063 - 2,0 mm [M.-%]	33,0
Splitt > 2,0 mm [M.-%]	59,0
Bitumensorte	50/70
EwP RuK [°C]	50,0
Bindemittelgehalt [M.-%]	6,2
Rohdichte [g/cm]	2,411
Raumdichte [g/cm]	2,336
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	3,1

In weiteren Variationen wurde das Deckschichtmischgut verändert. Es kamen ein AC 8 D N (Variante 3) und ein SMA 8 S (Variante 4) zum Einsatz. Die Zusammensetzungen sind in Tabelle 27 und Tabelle 28 zusammengestellt.

Tabelle 28: Zusammensetzung des AC 8 D N

Asphaltsorte	AC 8 D N
Gesteinsart	Granit
Korngrößenverteilung	
> 16,0 mm [M.-%]	-
> 11,2 mm [M.-%]	-
> 8,0 mm [M.-%]	1,1
> 5,6 mm [M.-%]	19,0
> 2,0 mm [M.-%]	29,8
> 0,71 mm [M.-%]	22,2
> 0,125 mm [M.-%]	17,0
> 0,063 mm [M.-%]	2,5
Füller [M.-%]	8,4
Sand 0,063 - 2,0 mm [M.-%]	41,7
Splitt > 2,0 mm [M.-%]	49,9
Bitumensorte	70/100
EwP RuK [°C]	51,4

Bindemittelgehalt [M.-%]	6,4
Rohdichte [g/cm]	2,425
Raumdichte [g/cm]	2,364
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	2,5

Tabelle 29: Zusammensetzung des SMA 8 S

Asphaltsorte	SMA 8 S
Gesteinsart	Granit
Korngrößenverteilung	
> 16,0 mm [M.-%]	-
> 11,2 mm [M.-%]	-
> 8,0 mm [M.-%]	4,4
> 5,6 mm [M.-%]	48,7
> 2,0 mm [M.-%]	21,8
> 0,71 mm [M.-%]	5,8
> 0,125 mm [M.-%]	5,2
> 0,063 mm [M.-%]	3,0
Füller [M.-%]	11,1
Sand 0,063 - 2,0 mm [M.-%]	14,0
Splitt > 2,0 mm [M.-%]	74,9
Bitumensorte	25/55-55
EwP RuK [°C]	59,0
Bindemittelgehalt [M.-%]	7,2
Rohdichte [g/cm]	2,389
Raumdichte [g/cm]	2,323
Hohlraumgehalt [Vol.-%]	2,8

Anschließend erfolgt die Herstellung der Probekörper für die verschiedenen Versuche. Die Prismen der 3-Punkt Biegeversuche werden wie folgt präpariert:

Aus der Probeplatten werden vier prismenförmige Asphalt-Probekörper der Maße B x H x L = 50 x 80 x 320 mm gesägt. Anschließend wird die Unterseite so gesägt, dass die Einlage 1 cm über der Unterkante liegt und der Probekörper 50 mm hoch ist. Für die Prüfung der rissüberbrückenden Funktion wird im letzten Schritt mittig eine Kerbe von ca. 1,3 mm Breite bis zur Einlage gesägt. Dieser Schritt entfällt bei der Prüfung der bewehrenden Funktion. Hier wird zusätzlich die Position der Einlage variiert. Der Probekörper wird dabei so gesägt, dass die Einlage 1 cm, 2 cm oder 3 cm über der Unterkante liegt.

Für die Prüfung der spannungsabbauenden Funktion (Scherprüfung) werden aus einer Platte 2 Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm gebohrt. Eine weitere Präparation ist nicht notwendig.

Die Probekörper für die Durchlässigkeitsversuche wurden mit einem WDA 16 und einem WDA 8 gemäß dem Merkblatt für versickerungsfähige Verkehrsflächen MVV (Merkblatt 947, 2013) hergestellt, vgl. Kapitel 3.2.1. Aus den hergestellten Platten wurde jeweils aus der Mitte einer Platte mit den Abmessungen 260 mm x 320 mm ein Bohrkern mit einem Durchmesser von 150 mm gebohrt. So werden die Randbereiche der Platte, in welchen das gleichmäßige Auftragen der Emulsion schwierig ist, ausgeschlossen. Auf der porösen Oberfläche wurde zunächst nur eine kleine Menge Emulsion verteilt,

anschließend die Einlage aufgelegt und die restliche Menge Emulsion aufgebracht. Diese Vorgehensweise ist erforderlich, um das Abfließen der Emulsion in die untere Asphaltdeckschicht zu verhindern.

Für den Keilspaltversuch werden die WSV-Platten in vier gleiche Teile zu je ca. 13 cm x 16 cm geschnitten. Die Asphaltdeckschicht wird mit den bestehenden 4 cm belassen, die Asphaltbinderschicht wird auf eine Schichtdicke von 2,5 cm zurückgeschnitten. Zur Aufnahme der Prüfeinrichtung werden Natursteinblöcke auf die Binderschicht geklebt, um die Lasteintragung zu ermöglichen. Für einen geführten Rissverlauf wird die Probe seitlich und als „Starterkerbe“ im Bereich der Binderschicht geschlitzt. Die sich so ergebende Bruchfläche hat eine Breite von 11 cm und eine Höhe von 5 cm, wobei die Deckschicht 4 cm misst und die effektive Binderschichthöhe 1 cm (vgl. Bild 279).



Bild 279: Fertig präparierter Probekörper mit Natursteinblöcken und Schlitzung; mit deutlich sichtbarer Asphalteinlage zwischen Deckschicht (unten) und Binderschicht (oben)

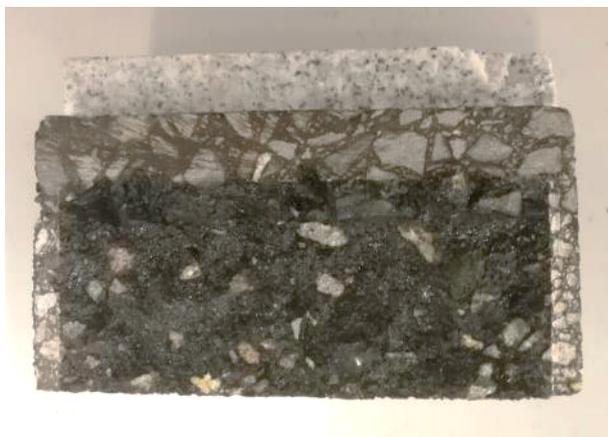


Bild 280: Bruchfläche eines geprüften Probekörpers

6.1.2 Untersuchte Einlagen-Systeme

Die in diesem Arbeitspaket eingesetzten Asphalt-einlagen-Systeme wurden nach folgenden Kriterien ausgewählt:

Neben der Referenz-Variante ohne Einlage kam das einzig aktuell auf dem Markt verfügbare Vlies (V) zum Einsatz.

Weiterhin wurden sieben Kombinationsprodukte (K) unterschiedlicher Hersteller aus unterschiedlichen Materialien und mit unterschiedlichen Zugfestigkeiten, Maschenweiten und Gitterausführungen untersucht. Eines der Produkte wird neben dem fachgerechten Einbau auch um 90° gedreht eingebaut. Außerdem werden sechs verschiedene Gitterprodukte (G) untersucht.

Alle eingesetzten Produkte mit den Varianten-Nummern sind in Tabelle 30 aufgelistet.

Tabelle 30: Auflistung der Asphalteinlagen mit entsprechender Nummer

Variante	Einlage	Beschreibung
0-0 bis 0-5	-	keine Einlage, Referenz
1-0 bis 1-8	V1	Vlies
2-0 bis 2-9	K1	Kombinationsprodukt, ohne Ummantelung, "geringe" Zugfestigkeit
3-0 bis 3-8	K2	Kombinationsprodukt, mit Basaltfasern ohne Ummantelung, hohe Zugfestigkeit
4-0	K3	Kombinationsprodukt, gedreht, mit Basaltfasern ohne Ummantelung, hohe Zugfestigkeit
5-0	K4	Kombinationsprodukt, mit Kunststoffgitter und struktureller Einbindung
6-0	K5	Kombinationsprodukt mit PVA Gitter und Ummantelung
7-0	K6	Kombinationsprodukt mit Kunststoffummantelten Glasfasern, "geringe" Zugfestigkeit
8-0	K7	Kombinationsprodukt ohne Ummantelung, „hohe“ Zugfestigkeit
9-0	K8	Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter
10-0 bis 10-8	G1	Gitter, Glasfaser, ohne Verlegethilfe mit Kunststoffummantelung
11-0 bis 11-8	G2	Gitter, Glasfaser, mit Verlegethilfe und Kunststoffummantelung
12-0	G3	Gitter, Kunststoff, mit Verlegethilfe und Kunststoff-Bitumenummantelung
13-0	G4	Gitter, Carbon, ohne Verlegethilfe mit Abflämmfolie und Bitumenummantelung

14-0	G5	Gitter, Glasfaser, ohne Verlegehilfe mit Abflämmfolie und Bitumenummantelung
15-0	G6	Gitter, Glasfaser mit Verlegehilfe, ohne Ummantelung

6.1.3 Emulsionen

Als Standard kommt eine Emulsion mit der Bezeichnung C70 BP3-OB-1 zum Einsatz. Die Emulsion wurde im April und Juli von der Firma Middendorp GmbH bezogen. Lieferung 1 wurde für die Varianten mit AC 11 D S als Deckschichtmaterial und alle Keilspaltprobekörper benutzt, Lieferung 2 für alle weiteren Varianten.

Zur Untersuchung des Einflusses des Emulsionstyps wurden Asphaltanlagen-Systeme auch unter Verwendung einer alternativ Emulsion vom Typ C60 B4-S untersucht, welche ebenfalls von der Firma Middendorp GmbH bezogen wurde.

Für die Referenz wurde keine Emulsion benutzt, da im Labor hergestellte Platten keiner Beeinträchtigung wie z. B. Verschmutzung unterliegen und so ideale Schichtenverbunde erzielt werden können. Es wurde jedoch für eine Variante ein Haftkleber vom Typ C40 B1-S der Firma Middendorp benutzt, um den Einfluss einer Emulsion darzulegen.

In Tabelle 31 sind die wesentlichen Kenndaten aller Emulsionen dokumentiert:

- Äußere Beschaffenheit: I. O. = In Ordnung
- Brechverhalten als Forshammer-Wert [g]
- Bindemittelgehalt [M.-%]
- Ausflusszeit (4mm) [s]
- Siebrückstand auf 0,5 mm Sieb [M.-%]
- EwP RuK = Erweichungspunkt Ring und Kugel des rückgewonnenen Bitumens [°C]
- Elast. Rückstellung des rückgewonnenen Bitumens in [%]

Tabelle 31: Wesentliche Kenndaten der eingesetzten Bitumenemulsionen

Merkmal	C70a	C70b	C60
Äußere Beschaffenheit	I. O.	I. O.	I. O.
Brechverhalten	137	104	147
Bindemittelgehalt	67	68	63
Ausflusszeit	15	103	58
Siebrückstand	0,8	0,1	0,1
EwP RuK	44,4	45,2	45,9
Elast. Rückstellung	30	40	-

Abweichungen zu den in den TL BE-StB 07/13 angegebenen Grenzwerten sind grau hinterlegt.

6.1.4 Varianten

Als weitere Varianten der Asphaltanlagen-Systeme wurden folgende Parameter variiert:

1. feine Frässtruktur
2. grobe Frässtruktur
3. Deckschicht AC 8 D N
4. Deckschicht SMA 8 S
5. C60B4-S statt C70BP3-OB-1

Neben den genannten Veränderungen in der Oberfläche der Unterlage, der Variation des Deckschichtmaterials und der Emulsionssorte wurden drei weitere Einflüsse überprüft, um „Mängel“ zu simulieren:

6. Minderung der Emulsionsmenge um 30 %
7. Überlappung der Einlage
8. unvollständiges Ansprühen der Unterlage

Ein Beispiel zeigt die untersuchten „Einbaufehler“ für die Systeme mit Vlies in Bild 281. Für Variante 1-5 (Vlies, links im Bild) wurde zwar eine andere Emulsionssorte angewandt, jedoch die Menge beibehalten. Bei Variante 1-6 (Vlies, mittig im Bild) wurde die Emulsionsmenge um 30 % vermindert, es sind weiße, d. h. nicht vollständig durchnässte, Stellen sichtbar.



Bild 281: Beispiel für Varianten mit veränderter Emulsionssorte (Variante 1-5, links), verringerter Emulsionsmenge (Variante 1-6, mittig) und doppelter Lage (Variante 1-7, rechts).

In Bild 281 rechts ist die Variante mit Überlappung (Variante 1-7) zu sehen. Zur Simulation der Überlappung wird die Einlage ganzflächig doppelt aufgelegt. Die Emulsionsmenge wird entsprechend doppelt aufgetragen, vor Auflegen der jeweiligen Einlage.

Die letzte Variation soll ein unvollständiges Auftragen der Emulsion simulieren. Dazu soll nur 50 % der Oberfläche mit der festgelegten Menge beschichtet werden. Zur Realisation wurde ein Gitter aus Klebeband mit einem Rasterabstand von 2,3 cm bei 1,2 cm Streifenbreite auf die Platte geklebt. Für den Keilspaltversuch wurde das Klebeband in Streifen diagonal zur Platte aufgebracht. Anschließend wurde die Emulsion mit einer Rolle aufgetragen und das Klebeband wieder abgenommen, siehe Bild 282.



Bild 282: Beispiel für Varianten mit Ansprüchen von 50 % der Oberfläche, abgeklebte Platte (links) und mit Emulsion präparierte Platte (rechts, Variante 5-8).

6.1.5 Übersicht / Prüfplan

Eine komplette Übersicht aller durchgeführten Variationen mit der entsprechenden Nummerierung kann Tabelle 32 entnommen werden.

Tabelle 32: Übersicht aller überprüften Varianten

Nummer	Einlage	Variante	Prüfung					
			Verbundwirkung in Scherversuchen	Rissüberbrückende Wirkung	Bewehrung Wirkung	Keilspaltversuch	Durchlässigkeitsversuch	
0-0	-	normal	X	X	X	X	X	
0-1		fein	X	X	X	X		
0-1b		fein- gs	X	X	X			
0-2		grob	X	X	X	X		
0-2b		grob-gs	X	X	X			
0-3		AC8DN	X	X	X	X		
0-4		SMA8S	X	X	X	X		
0-5		C40	X	X	X	X		
1-0		V1	normal	X			X	X
1-1			fein	X			X	
1-1b	fein- gs		X					
1-2	grob		X			X		
1-2b	grob-gs		X					
1-3	AC8DN		X			X		
1-4	SMA8S		X			X		
1-5	C60		X			X	X	
1-6	-30 %		X			X	X	
1-7	doppelt		X			X	X	
1-8	halb	X			X			
2-0	K1	normal	X	X	X	X	X	
2-1		fein	X	X		X		
2-1b		fein- gs	X	X				
2-2		grob	X	X		X		
2-2b		grob-gs	X	X				
2-3		AC8DN	X	X		X		
2-4		SMA8S	X	X		X		
2-5		C60	X	X		X	X	
2-6		-30 %	X	X		X	X	
2-7		doppelt	X	X		X	X	
2-8	halb	X	X		X			
3-0	K2	normal	X	X	X	X	X	
3-1		fein	X	X		X		
3-2		grob	X	X		X		
3-3		AC8DN	X	X		X		

3-4		SMA8S	X	X		X	
3-5		C60	X	X		X	X
3-6		-30 %	X	X		X	X
3-7		doppelt	X	X		X	X
3-8		halb	X	X		X	
4-0	K3	normal	X	X		X	X
5-0	K4	normal	X	X		X	X
6-0	K5	normal	X			X	X
7-0	K6	normal	X	X		X	X
8-0	K7	normal	X			X	X
9-0	K8	normal	X			X	X
10-0	G1	normal		X	X	X	
10-1		fein		X		X	
10-1b		fein- gs		X			
10-2		grob		X		X	
10-2b		grob-gs		X			
10-3		AC8DN		X	X	X	
10-4		SMA8S		X	X	X	
10-5		C60		X		X	
10-6		-30 %		X		X	
10-7		doppelt		X		X	
10-8	halb		X		X		
11-0	G2	normal		X	X	X	
11-1		fein		X		X	
11-2		grob		X		X	
11-3		AC8DN		X	X	X	
11-4		SMA8S		X	X	X	
11-5		C60		X		X	
11-6		-30 %		X		X	
11-7		doppelt		X		X	
11-8	halb		X		X		
12-1	G3	normal		X	X	X	
13-2	G4	normal		X	X	X	
14-3	G5	normal		X	X	X	
15-4	G6	normal		X	X	X	

- normal - glatte Oberfläche, mit AC 11 D S
 fein - feine Frässtruktur
 fein- gs - feine Frässtruktur, sandgestrahlt
 grob - grobe Frässtruktur
 grob-gs - grobe Frässtruktur, sandgestrahlt
 AC8DN - Deckschicht AC 8 D N
 SMA8S - Deckschicht SMA 8 S
 C40 - Haftkleber C40B1-S
 C60 - C60B4-S statt C70BP3-OB-1
 -30 % - 30 % reduzierte Emulsionsmenge
 doppelt - Einlage doppelt aufgelegt, inkl. Emulsionsmenge
 halb - nur 50 % der Fläche mit Emulsion beschichtet

Die Übersicht der Asphalteinlagen kann Tabelle 30 entnommen werden. Es wird immer nur die in der Variante genannte Veränderung vorgenommen. Alle weiteren Einsatzbedingungen bleiben unverändert, insbesondere die Emulsionsmengen.

6.2 Abdichtende Funktion

Die in Kapitel 3.2.1 bereits beschriebenen Durchlässigkeitsversuche wurden bzgl. ihrer Sensitivität auf die verschiedenen Einflussparameter geprüft. Die Prüfung wurde an insgesamt 54 Probekörpern mit verschiedenen Kombinationsprodukten und einem Vlies durchgeführt. Die Belegungszahl der Prüfungen zeigt Tabelle 33.

Tabelle 33: Variantenbelegung für Durchlässigkeitsprüfungen

Varianten	Belegung
0-0 / 1-0 / 2-0 / 3-0 / 4-0 / 5-0 / 6-0 / 7-0 / 8-0 / 9-0	6
1-5 / 1-6 / 1-7 / 2-5 / 2-6 / 2-7 / 3-5 / 3-6 / 3-7	2

Die Mittelwerte der bestimmten Durchlässigkeiten sind in Tabelle 34 zusammengestellt. Die Referenzproben ohne Asphalteinlage weisen eine deutlich höhere Durchlässigkeit auf als die Proben mit Asphalteinlageprodukten. Eine abdichtende Wirkung durch das Vlies oder Kombinationsprodukte kann somit nachgewiesen werden.

In Bild 283 sind die an allen Varianten bestimmten Durchlässigkeitswerte vergleichend gegenübergestellt. Die abdichtende Wirkung kann bei allen Varianten mit Asphalteinlagen – auch bei simulierten „Einbaufehlern“ erkannt werden.

Nur die Probe mit einer Vlieseinlage und einer Anstrichung mit einer Bitumenemulsion vom Typ C60 (1-5) weist eine der Referenzvariante vergleichbare hohe Durchlässigkeit auf. Dieser „Einbaufehler“ weist bei beiden Kombinationsprodukten (2-5, 3-5) keine erhöhte Durchlässigkeit auf. Da das verwendete Vlies bei allen weiteren Versuchen nur leicht erhöhte Durchlässigkeiten im Vergleich zu den Kombinationsprodukten erreicht, ist die hohe Durchlässigkeit von 860,6 ml/min bei der Probe 1-5 nur durch einen Fehler bei der Herstellung der Asphalt-Probekörper erklärbar.

Die Durchlässigkeiten der sechs geprüften Referenzprobekörper ohne Asphalteinlage befinden sich im Mittel bei 1.356 ml/min und weisen eine Standardabweichung von 270 auf. Die Prüfgenauigkeit ist somit für den Zweck des Vergleichs zu Proben mit Asphalteinlageprodukten ausreichend genau.

Die Probekörper mit Asphalteinlagen und den verschiedenen Einbaufehlern variieren in ihrer Durchlässigkeit nur wenig. Ein Einfluss der Einbaufehler ist nicht zu erkennen (vgl. Bild 283).

Ein Vergleich der verschiedenen verwendeten Einlagen untereinander lässt Tendenzen erkennen. Es kann eine Reihung der Einlagen nach der Durchlässig-

keit erstellt werden. Anhand der erstellten Reihung in Tabelle 34 ist eine Bewertung der abdichtenden Wirkung möglich.

Tabelle 34: Durchlässigkeitsmittelwerte der Varianten mit Einbau nach Herstelleranweisung

Variante	Durchlässigkeit [ml/min]	Standard-ab-	Reihung (Gruppe)
0-0 (Refe-)	1.356	270	9 (IV)
1-0 (V)	126,61	42,95	8 (III)
2-0 (K1)	73,07	24,90	5 (II)
3-0 (K2)	69,14	8,45	4 (II)
4-0 (K3)	64,65	6,55	3 (II)
5-0 (K4)	114,8	9,70	7 (III)
6-0 (K5)	33,55	9,15	1 (I)
7-0 (K6)	49,95	12,55	2 (II)
8-0 (K7)	101,55	1,65	6 (III)
9-0 (K8)	149,75	24,95	9 (III)
1-5	860,6	126,5	(IV)
1-6	95,55	2,25	(II)
1-7	25,08	2,32	(I)
2-5	71,40	14,51	(II)
2-6	88,37	3,03	(II)
2-7	101,93	8,77	(III)
3-5	55,79	17,71	(II)
3-6	76,58	5,28	(II)
3-7	90,8	38,4	(II)

Die Bewertung der abdichtenden Wirkung wurde hier mithilfe einer Gruppierung vorgenommen. Die Gruppengrenzen wurden als <50 <100 und >100 ml/min gewählt. Somit können alle Einlagen in eine der Gruppen eingeteilt werden.

Aufgrund der sehr hohen Durchlässigkeit der Referenz und der im Vergleich sehr kleinen Durchlässigkeit der Proben mit Asphalteinlage und der dem Versuch unterliegenden Prüfstreuung wird empfohlen für die Bewertung lediglich einen Grenzwert von 150 ml/min festzulegen. Ab diesem Wert kann einer Einlage eine abdichtende Eigenschaft zugeschrieben werden.

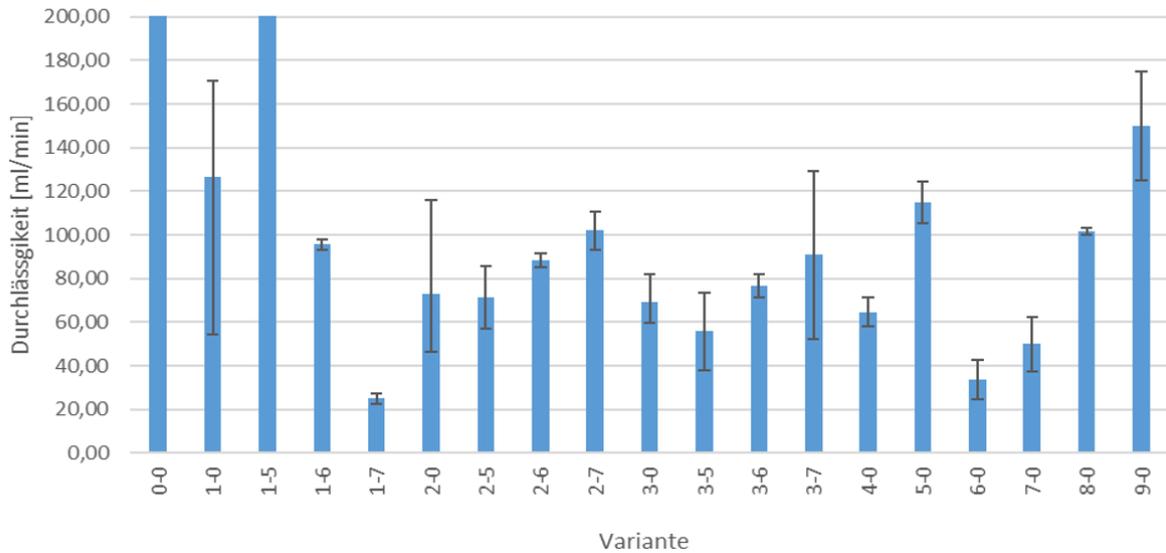


Bild 283: Durchlässigkeit aller Varianten

6.3 Spannungsabbauende Funktion

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine spannungsabbauende Funktion mittels Scherprüfung vorgestellt.

Dazu wird das Prüfverfahren noch einmal kurz vorgestellt, die überprüften Varianten dargestellt, die Ergebnisse präsentiert und abschließend zusammengefasst.

6.3.1 Statische Scherversuche - Steifigkeit

In diesem Kapitel werden die modifizierten Abscherversuche genutzt, durch welche eine Schersteifigkeit ermittelt werden kann.

Bild 284 zeigt den Aufbau der Schervorrichtung, welcher dem Abscherversuch gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80 entspricht.

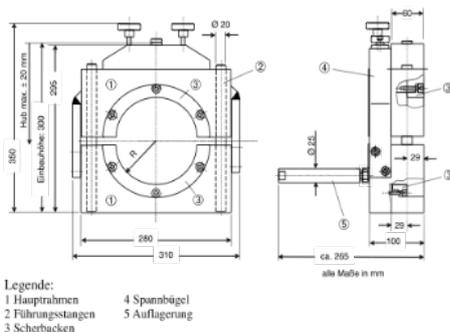


Bild 284. Aufbau der eingesetzten Schervorrichtung gemäß TP Asphalt-StB Teil 80 (FGSV 2012a).

Die Bohrerne werden für mindestens 12 Stunden auf die entsprechende Prüftemperatur von 20° C temperiert.

Der Versuchsablauf wurde modifiziert, so dass Scherspannungen bzw. Kräfte aufgebracht werden, die nur geringe Verformungen bewirken. Die Prüfung erfolgt weggeregelt bei den Belastungsgeschwindigkeiten von 0,1; 0,2 und 0,3 mm/min. Dabei wird jeder Probekörper mit allen drei Geschwindigkeiten geprüft. Die Prüfung wird jeweils bei Erreichen einer Kraft von 150 N abgebrochen. Ergebnis des Prüfverfahrens ist ein aus Scherverformung und Scherkraft berechneter Schermodul in der Schichtgrenze. Als Ergebnis wird zunächst die Scherspannung aus dem Verhältnis Kraft zu Scherfläche berechnet. Wird die Scherspannung durch die Dehnung (Scherverformung zu Durchmesser) geteilt, entsteht ein Schermodul. Da eine Auswertung über die Kurvenverläufe nicht praktikabel ist, wird ein repräsentativer Zahlenwert des jeweiligen Kurvenverlaufes herausgegriffen. Für dieses Prüfverfahren wird der Schermodul bei einer Dehnung von 0,0002 bewertet. Die Ergebnisse bestehen aus dem Mittelwert zweier Einzelwerten je Schergeschwindigkeit.

Nicht für alle in Kapitel 6.2.4 vorgestellten Varianten ist die Überprüfung der spannungsabbauenden Funktion sinnvoll. Daher werden nur die in Tabelle 35 genannten Varianten geprüft.

Tabelle 35: Für die spannungsabbauende Funktion überprüfte Variationen

Nummer	Einlage	Variante
0-0	-	normal
0-1		fein

0-1b		fein- gs
0-2		grob
0-2b		grob-gs
0-3		AC8DN
0-4		SMA8S
0-5		C40
1-0	V1	normal
1-1		fein
1-2		grob
1-3		AC8DN
1-4		SMA8S
1-5		C60
1-6		-30 %
1-7		doppelt
1-8	halb	
2-0	K1	normal
2-1		fein
2-1b		fein- gs
2-2		grob
2-2b		grob-gs
2-3		AC8DN
2-4		SMA8S
2-5		C60
2-6	-30 %	
2-7	doppelt	
2-8	halb	
3-0	K2	normal
3-1		fein
3-2		grob
3-3		AC8DN
3-4		SMA8S
3-5		C60
3-6		-30 %
3-7		doppelt
3-8	halb	
4-0	K3	normal
5-0	K4	normal
6-0	K5	normal
7-0	K6	normal
8-0	K7	normal
9-0	K8	normal

Insgesamt wurden 45 doppelschichtige Asphaltplatten hergestellt, aus denen 90 Bohrkerns gebohrt und geprüft wurden.

Die Ergebnisse der Scherprüfungen werden in den folgenden Abbildungen zunächst getrennt nach Asphaltteinlage, dargestellt.

In Bild 285 werden am Beispiel der Referenz-Variante ohne Asphaltteinlage die Schermodule bei den drei Schergeschwindigkeiten in Form eines Balkendiagrammes veranschaulicht.

Als Referenz ist in jedem Diagramm die Variante 0-0 (ohne Einlage, ohne Emulsion, auf glatter Unterlage) mit dargestellt.

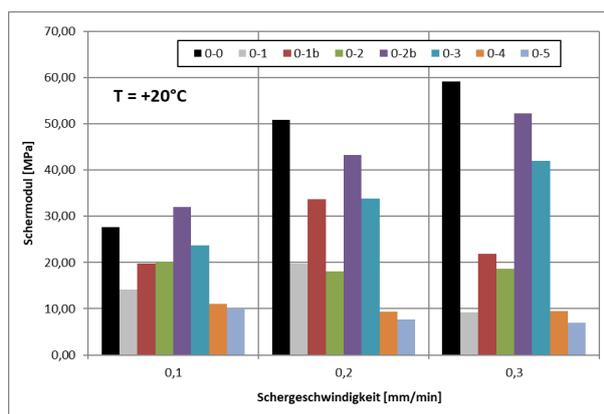


Bild 285: Schermoduln für die Varianten ohne Asphaltteinlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Die Referenz-Variante weist bei zwei von drei Schergeschwindigkeiten die größten Schermoduln auf. Bei drei Varianten (0-0; 0-2b; 0-3) kommt es zu einer Zunahme der Schermodule mit steigender Schergeschwindigkeit, wohingegen bei den anderen Varianten diese Tendenz nicht erkennbar ist.

Im Folgenden werden daher aus Gründen der Übersichtlichkeit, sowie zur Dämpfung dieser möglichen Spitzenwerte, die Summe der bei den drei Schergeschwindigkeiten bestimmten Schermoduln gebildet. Mit der Summe der Schermoduln stehen leichter zu interpretierende Zahlenwerte gegenüber einem Mittelwert aus den Schermoduln zur Verfügung.

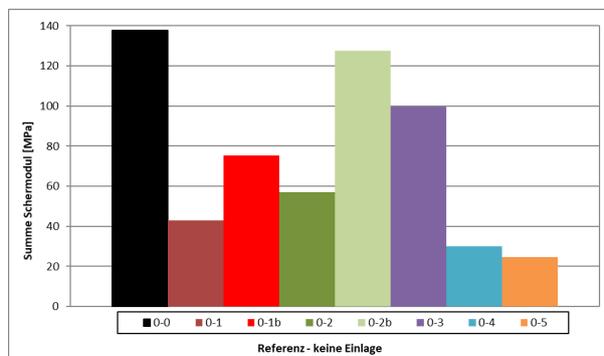


Bild 286: Summe der Schermoduln für die Varianten ohne Asphaltteinlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

In Bild 286 ist die Summe der Schermoduln für die Varianten ohne Asphaltteinlage dargestellt. Die höchste Summe der Schermoduln weist die Variante 0-0 mit glatter/normaler Unterlage auf, gefolgt von der Variante 0-2b, bei der die Unterlage grob strukturiert und anschließend sandgestrahlt wurde. Die Variante 0-3 mit dem Deckschichtmaterial AC 8 D N statt AC 11 D S weist ebenfalls eine hohe Summe der Schermoduln auf.

Vergleicht man die Variante 0-1 und 0-1b, sowie 0-2 und 0-2b, zeigt sich, dass eine anschließende Sandstrahlung bei feiner oder grober Unterlage zu

einer deutlichen Zunahme der Summe der Schermoduln führt. Der Schichtenverbund verbessert sich.

Die Verwendung von SMA 8 S als Deckschichtmaterial (0-4) führt zu einer deutlich kleineren Summe der Schermoduln und somit zu einem geringeren Schichtenverbund. Dasselbe gilt für die Verwendung einer Emulsion. Die Variante (0-5), bei der eine Emulsion C40 B1-S auf die Unterlage aufgetragen wurde, weist die kleinste Summe der Schermoduln der Referenz-Variante auf. Der Schichtenverbund ist entsprechend deutlich geringer.

Diese Ergebnisse werden im Weiteren in Relation zu den weiteren Varianten betrachtet.

Einfluss der Asphalteinlage

Eine erste Auswertung erfolgt für die Varianten mit glatter Oberfläche, d. h. Variante „normal“ ohne weitere Modifikationen (s. Bild 287). Hier wurde nur die Asphalteinlage verändert.

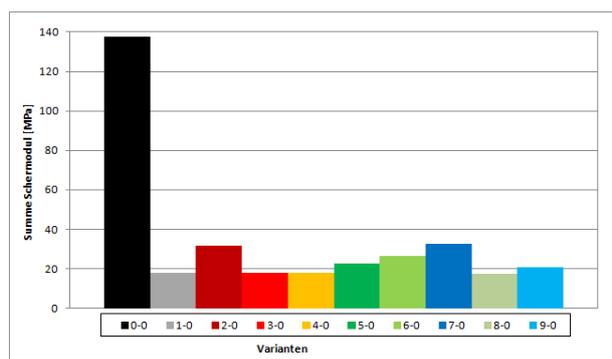


Bild 287: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage (Null-Variante) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Die Referenz (0-0) weist im Vergleich zu den Varianten mit Einlage eine deutlich höhere Summe der Schermodule auf. Eine spannungsabbauende Wirkung der einzelnen Produkte (ein Vlies und 8 Kombiprodukte) ist offensichtlich. Die Schermodulsummen weisen nur 13 % bis 24 % der Werte der Referenz auf.

Die Kombiprodukte K1 (2-0) und K6 (7-0) weisen eine etwas höhere Summe der Schermoduln auf, gefolgt von K5 (6-0) und K4 (5-0). Eine physikalische Erklärung für den hohen Wert der Variante 2-0 kann nicht eindeutig ermittelt werden. Es handelt sich dabei um ein mit der Variante 3-0 oder 4-0 vergleichbares Produkt, nur mit geringerer Zugfestigkeit. Die Varianten 2-0, 3-0 und 4-0 sind nicht beschichtet. Möglich wäre, dass sich diese Produkte im Verdichtungsprozess stärker der Oberflächenstruktur der beiden Schichten anpasst und damit einen höheren Schichtenverbund bzw. höhere Schersteifigkeiten erzielt. Auch die hohen Werte der

Varianten 6-0 und 7-0 sind nicht offensichtlich zu begründen. Variante 6-0 enthält ein bitumenge-tränktes Vlies, welches höhere Scherkräfte ermöglichen könnte. Variante 7-0 besteht aus einem Glasfasergitter mit einer Polymerbeschichtung, welche ebenfalls die Schersteifigkeit erhöhen könnte.

Varianten 5-0 und 9-0 enthalten eine sogenannte „Strukturverstärkung“, welche aufgrund der geringen Verformungen hier nur bedingt aktiviert wurde.

Die Summe der Schermoduln der Varianten mit Vlies (1-0) und den Kombiprodukten K2 (3-0), K3 (4-0) und K8 (8-0) liegen auf gleichem Niveau. Die spannungsabbauende Wirkung ist hier am stärksten ausgeprägt.

Einfluss der Oberflächenstruktur der Unterlage

Nachfolgend wird der Einfluss der Oberflächenstruktur der Unterlage präsentiert (Bild 288 und Bild 289).

Die Subvarianten sind immer gleich angegeben, mit der glatten Oberfläche (-0), fein strukturiert (-1), fein strukturiert und sandgestrahlt (-1b), grob strukturiert (-2) und grob strukturiert und sandgestrahlt (-2b).

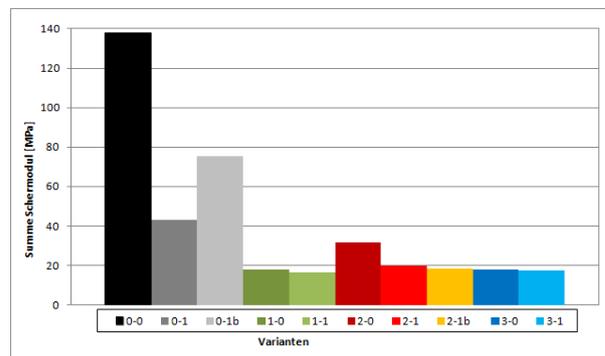


Bild 288: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage für fein strukturierte Oberflächen der Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Die Referenz (0-0) weist in Bild 288 im Vergleich zu den Varianten mit Einlage eine deutlich höhere Summe der Schermoduln auf. Eine spannungsabbauende Wirkung der einzelnen Produkte ist ersichtlich.

Für die Referenz (0-0) bewirkt die feine Struktur (0-1) einen Abfall der Schersteifigkeit. Hier stellt sich bei der Verdichtung vermutlich keine optimale Verzahnung beider Schichten ein. Wird die Oberfläche zusätzlich sandgestrahlt, kann ein erhöhter Schermodul festgestellt werden. Der fehlende Bindemittelfilm bewirkt offensichtlich eine verbesserte Haftung an der Unterlage, womit die Schersteifigkeit steigt. Beide Varianten bewirken jedoch deutlich niedrigere Schermoduln gegenüber der Referenz (0-0).

Bei den weiteren Varianten mit Vlies oder Kombiprodukten ist der Einfluss der Struktur oder des Sandstrahlens sehr gering. Lediglich für Variante (2-0) kann ein deutlicher Abfall des Schermoduls erkannt werden. Bei diesen Varianten ist der Schichtenverbund durch Verzahnung aufgrund des Einsatzes der Asphalteinlagen bereits deutlich reduziert bzw. aufgehoben. Eine feine Struktur bewirkt keine Verbesserung des Verbundes, sondern hat eher gegenteilige Effekte, vergleichbar mit der Referenz.

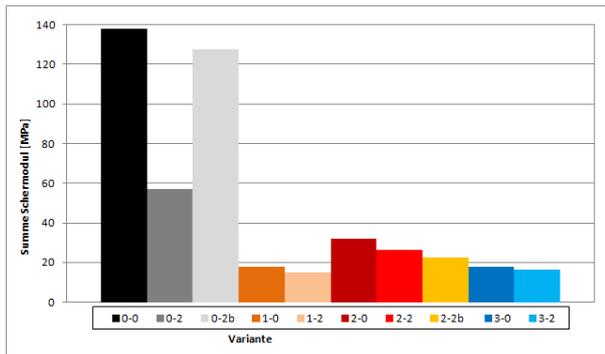


Bild 289: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage für grob strukturierte Oberflächen der Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Die Referenz (0-0) in Bild 289 weist wieder die höchste Summe der Schermoduln auf. Eine spannungsabbauende Wirkung der einzelnen Produkte (ein Vlies und zwei Kombiprodukte) ist ersichtlich – unabhängig von der verwendeten Einlage.

Eine grobe Fräsung (0-2) führt zu einer deutlich geringeren Summe der Schermoduln gegenüber der Referenz (0-0). Das anschließende Sandstrahlen (0-2b) führt zu einer nahezu gleichen Summe der Schermoduln, wie die Referenz (0-0). Bei der sandgestrahlten Variante (fein oder grob strukturiert) kann das Bindemittel der Deckschicht offensichtlich eine starke Verbindung mit den Gesteinskörnungen der Binderschicht eingehen. Ohne Sandstrahlen bewirkt die bitumenumhüllte Struktur durch den vorhandenen Bitumenfilm einen deutlich schlechteren Verbund.

Beim Vlies (1-0, 1-2) und dem Kombiprodukt K2 (3-0, 3-2) sind die Unterschiede marginal. Auch hier gilt, dass der Schichtenverbund durch Verzahnung aufgrund des Einsatzes der Asphalteinlagen bereits deutlich reduziert bzw. aufgehoben ist. Auch die grobe Struktur bewirkt keine Verbesserung des Verbundes.

Das Kombiprodukt K1 (2-0, 2-1, 2-1b) weist eine bessere spannungsabbauende Wirkung durch die grobe Struktur und einen weiteren Abfall der Schermoduln bei anschließendem Sandstrahlen der Unterlage auf, wie auch bei der feinen Struktur in Bild

288. Dieses Verhalten kann derzeit nicht plausibel interpretiert werden.

Einfluss der Deckschicht

Nachfolgend sind in Bild 290 und Bild 291 die Ergebnisse der Varianten unter Verwendung von anderem Deckschichtmaterial mit kleinerem Größtkorn (AC 8 D N und SMA 8 S) dargestellt.

Die Subvarianten sind immer gleich angegeben, mit der glatten Oberfläche (-0), AC 8 DN (-3) und SMA 8 S (-4).

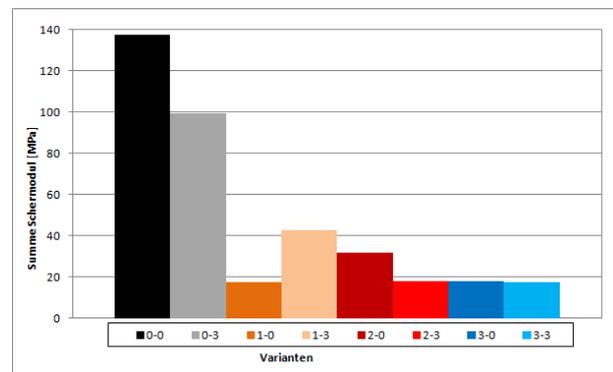


Bild 290: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage mit unterschiedlichem Deckschichtmaterial (AC8DN) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Wie in Bild 290 erkennbar ist, weisen die Varianten mit Asphalteinlage deutlich geringere Summen der Schermoduln im Vergleich zur Referenz auf. Die spannungsabbauende Wirkung der Produkte ist somit auch bei einer Verwendung von AC 8 D N statt AC 11 D S gegeben.

Bei Vergleich der Referenz-Varianten (0-0 und 0-3) zeigt sich, dass die Schersteifigkeit bei Verwendung von AC 8 D N abnimmt. Mit einer Korngröße von 8 mm wird nur eine geringere Verzahnung im Vergleich zum AC 11 D S erzielt.

Bei Einsatz des Vlieses (1-0 und 1-3) zeigt sich, dass die Verwendung von AC 8 D N zu einer deutlichen Zunahme der Schersteifigkeit führt. Es ist zu vermuten, dass sich die Gesteinskörnungen des AC 8 D S besser mit dem Bindemittel der Emulsion verbinden (aufgrund der größeren zur Verfügung stehenden Oberfläche) und so eine versteifende Wirkung entsteht.

Für das Kombiprodukt K1 (2-0 und 2-3) ist es genau umgekehrt. Die Verwendung von AC 8 D N als Deckschichtmaterial führt zu einer besseren spannungsabbauenden Wirkung.

Beim Kombiprodukt K2 (3-0 und 3-3) hat die Veränderung des Deckschichtmaterials keinen nennenswerten Einfluss auf die statische Scherfestigkeit.

Bei den Kombiprodukten ist es möglich, dass die kleineren Gesteinskörnungen (8 mm statt 11 mm) bei der Verdichtung keine so starke Verzahnung aufbauen können und leichter auf dem Gitter der Produkte gleiten und daher die Schersteifigkeiten abnehmen.

Bei Verwendung eines Splittmastixasphalt (SMA 8 S) als Deckschichtmaterial (Bild 290) kommt es bei allen Varianten zu einer deutlichen Abnahme der Summe der Schermoduln, mit Ausnahme des Vlieses (1-0, 1-4).

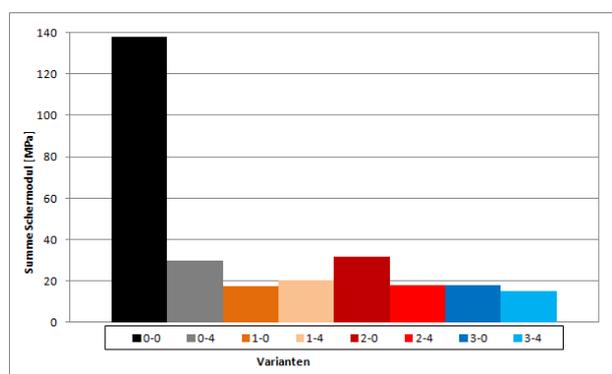


Bild 291: Schermodul für die Varianten mit Asphalteinlage mit anderem Deckschichtmaterial (SMA8S) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Besonders deutlich ist dies bei der Referenz erkennbar, bei der die Summe der Schermoduln von ca. 140 MPa auf ca. 30 MPa abfällt. Eine mögliche Ursache wäre der gegenüber dem AC 8 D S dickere Bitumenfilm des SMA 8 S. Bei den hier eingesetzten, geringen Belastungen wirkt der Bitumenfilm wie eine Gleitschicht und bewirkt eine Senkung der Schersteifigkeit. Eine Verzahnung ist dennoch vorhanden, wie der Abscherversuch später zeigen wird.

Beim Vlies (1-0 und 1-4) ist die Schersteifigkeit leicht erhöht, was aber nur als Tendenz gedeutet werden kann.

Beim den Kombiprodukten K1 (2-0) und K2 (3-0) führt die Verwendung des SMA 8 S zu kleineren Summen der Schermoduln (2-4, 3-4).

Für alle Varianten erzeugt die Veränderung der Deckschicht (AC 8 D S oder SMA 8 S) eine ähnliche Tendenz.

Prinzipiell gelten die gleichen möglichen Ursachen, wie für den AC 8 D S. Für das Vlies könnte wiederum der erhöhte Bitumenfilm des SMA 8 S einen weiteren Anstieg der Schermoduln (im Vergleich zum AC 8 D S) verhindern.

Einfluss der Emulsions Sorte

Neben der Emulsion C70 BP3-OB-1 wurde als Variante die Emulsion C60 B4-S an drei Asphalteinlagen überprüft. Zusätzlich wurde für die Referenz-Variante, welche im Regelfall ohne Emulsion hergestellt wurde, ein Haftkleber C40 B1-S benutzt. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 292 dargestellt.

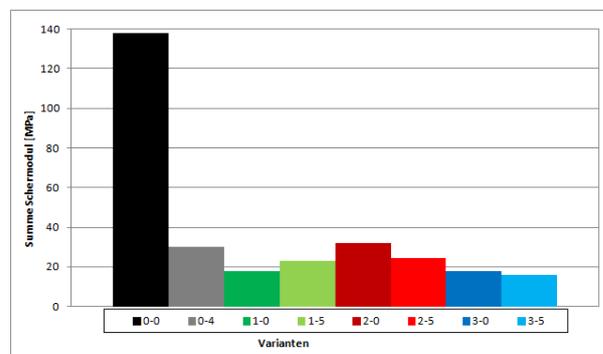


Bild 292: Schermodul für die Varianten mit Asphalteinlage unter Verwendung anderer Emulsion aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Generell ist festzuhalten, dass die Referenz-Variante ohne Emulsion (0-0) eine deutlich höhere Schersteifigkeit aufweist, als die Variante mit dem Haftkleber C40 B1-S (0-4) sowie die Varianten mit Einlagen. Der Haftkleber C40 B1-S wirkt wie ein zusätzlicher Schmierfilm und begünstigt demnach eine spannungsabbauende Wirkung.

Vergleicht man die Summe der Schermoduln der Varianten mit Vlies (1-0 und 1-5) zeigt sich, dass die Verwendung von C60 B4-S als Emulsion eine etwas höhere Schersteifigkeit erzeugt. Dies kann an dem etwas niedrigeren Bindemittelgehalt der Emulsion liegen. So wirkt die Verzahnung der Schichten deutlicher.

Für die Kombiprodukte K1 (2-5) und K2 (3-5) nimmt dagegen die Schersteifigkeit ab. Zum einen wäre es möglich, dass hier die optimale Menge Bindemittel bereits wieder unterschritten wird (und damit der Schichtenverbund abnimmt). Zum anderen kann auch der Einsatz eines Straßenbaubitumens gegenüber eine Polymermodifizierten Bitumens zu einer Reduktion führen. Für diese Kombiprodukte scheint, bei der Zielsetzung einer möglichst großen spannungsabbauenden Wirkung, die Verwendung der Emulsion C60 B4-S möglich.

Einfluss der Reduzierung der Emulsionsmenge

Für die bereits bekannten Varianten mit Vlies und den Kombiprodukten K1 sowie K2 wurde überprüft, welchen Einfluss eine um 30 % reduzierte Emulsionsmenge hat. Die erzielten Ergebnisse können Bild 293 entnommen werden.

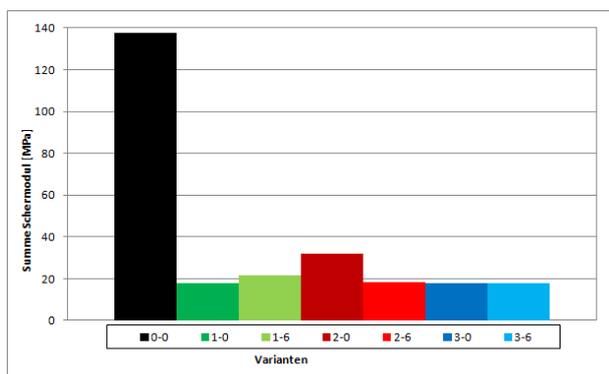


Bild 293: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage bei Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 % aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Generell ist wieder festzuhalten, dass die Referenz (0-0) eine deutlich höhere Schersteifigkeit aufweist. Die spannungsabbauende Wirkung der Produkte, auch bei Verwendung einer geringeren Menge an Emulsion, ist gegeben.

Beim Vlies (1-0 und 1-6) sind trotz der Reduzierung der Emulsion nur marginale Unterschiede erkennbar. Erwartungsgemäß nimmt die Schersteifigkeit bei Verwendung von weniger Emulsion zu. Der Effekt der Verzahnung nimmt zu.

Beim Kombiprodukt K1 (2-0 und 2-6) führt die Verwendung von weniger Emulsion zu einer geringeren Schersteifigkeit bzw. die spannungsabbauende Wirkung verbessert sich. Demgegenüber kann für das Kombiprodukt K2 (3-0 und 3-6) kein Einfluss auf die Scherfestigkeit erkannt werden.

Einfluss der Überlappung

Für die Varianten mit dem Vlies und den Kombiprodukten K1 und K2 wurde weiterhin überprüft, welchen Einfluss eine Überlappung der Asphalteinlagen hat. Dabei wurden die Einlagen über die gesamte Fläche einer Asphalt-Probepalette doppelt aufgelegt, bei zweimaligen Anspritzern mit Emulsion. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 294 dargestellt.

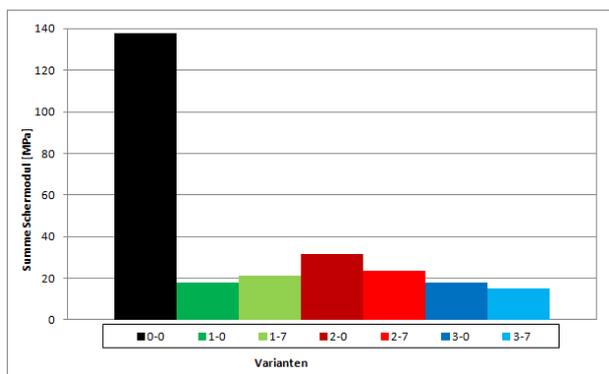


Bild 294: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage unter Verwendung doppelter Einlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Generell weist die Referenz (0-0) eine deutlich höhere Schersteifigkeit auf, sodass die spannungsabbauende Wirkung der Produkte auch bei doppelter Einlage bestätigt werden kann.

Beim Vlies (1-0 und 1-7) kommt es zu einer marginalen Erhöhung der Schersteifigkeit bei doppelte Verwendung.

Bei den Kombiprodukten K1 und K2 führt die doppelte Einlage zu einer erwarteten Abnahme der Schersteifigkeiten, der zusätzliche Bitumenfilm lässt den reduzierten Schichtenverbund weiter abfallen. Die spannungsabbauende Wirkung wird somit verstärkt.

Einfluss unvollständigen Ansprühens

Im Weiteren wurde überprüft, welchen Einfluss ein unvollständiges Ansprühen der Unterlage zur Folge hat. Dabei wurden die Oberflächen der Asphaltunterlage abgeklebt und nur zur Hälfte mit Emulsion benetzt. Bild 295 zeigt die erzielten Ergebnisse.

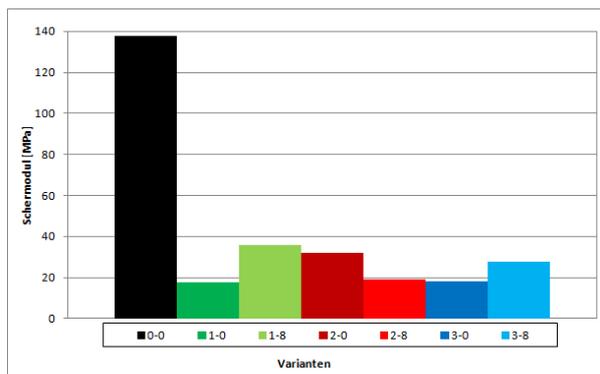


Bild 295: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage bei Abkleben der halben Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Generell gilt auch hier, dass gegenüber der Referenz die spannungsabbauende Wirkung der Produkte vorhanden ist.

Für das Vlies (1-0 und 1-8) wird eine deutlich höhere Schersteifigkeit ermittelt, ebenso bei der Variante mit dem Kombinationsprodukt K2 (3-0 und 3-8). Der Gleitfilm zwischen den Schichten wird hier vermutlich bereits reduziert und die Verzahnung der Schichten oder die Zugfestigkeit des Vlieses vermehrt angesprochen, so dass die spannungsabbauende Funktion ebenfalls reduziert wird.

Für das Kombinationsprodukt K1 (2-0 und 2-8) wird dagegen ein deutlicher Abfall der Schersteifigkeit festgestellt, wie auch bei der Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 %. Es ist möglich, dass die Reduzierung zu stark ausfällt und die Schichten leichter auf dem Gitter bzw. Vlies rutschen.

Zusammenfassung

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- In den hier durchgeführten Laborprüfungen ist eine spannungsabbauende Funktion für die Varianten mit Asphalteinlage gegenüber der Referenz in allen Fällen gegeben.
- Bei Einsatz einer Asphalteinlage führt eine strukturierte („gefräste“) Oberfläche der Unterlage zu einem leichten bis marginalen Abfall der Schersteifigkeit. Eine erwartete Verzahnung der Schichten wird durch die Einlagen verhindert.
- Abweichend davon fällt bei der Referenzvariante ohne Emulsion der Abfall der Schersteifigkeit sehr stark aus. Die bitumenumhüllte Struktur bewirkt nur einen geringen Einfluss der Verzahnung. Wird der Bitumenfilm abgetragen, steigt die Schersteifigkeit wieder an.
- Die eingesetzten Deckschichten mit geringerer Korngröße führen zu einem Abfall der Schersteifigkeit, mit Ausnahme des Vlieses. Für die Referenz fällt der Abfall sehr stark aus, da die kleinere Korngröße und der dickere Bitumenfilm (SMA 8 S) Verzahnungseffekte stark reduzieren. Für die Kombinationsprodukte fällt der Unterschied eher gering aus, da aufgrund der kleineren Korngrößen der bereits stark reduzierte Verzahnungseffekt nur gering weiter reduziert wird. Beim Vlies steigt die Schersteifigkeit teilweise deutlich an, da es beim AC 8 D N zu einer verbesserten Verklebung zwischen Deckschicht und Vlies kommt.
- Eine Änderung der Emulsionssorte führt für die Kombinationsprodukte zu einem Abfall der Schermoduln, was auf die geringere Bindemittelmenge oder den Wechsel auf Straßenbaubitumen zurückzuführen ist. Für das Vlies ist vermutlich die reduzierte Bindemittelmenge für einen geringen Anstieg verantwortlich. Bei der Referenz führt die zusätzliche Emulsion zu einem Abfall der Schermoduln, da sich ein Gleitfilm zwischen den Schichten bildet.
- Eine Reduzierung der Anspritzmenge oder eine geringere Benetzungsfläche führen für das Vlies und das Kombiprodukt K2 zu einem Anstieg der Schermoduln. Hier wird der Gleitfilm reduziert, so dass die Verzahnung der Schichten oder die Zugfestigkeit der vorhandenen Vliese etwas in den Vordergrund treten. Beim Kombiprodukt K1 kann bereits der optimale Bindemittelgehalt unterschritten sein, so dass der Schichtenverbund wieder abnimmt.

- Eine Verdoppelung der Asphalteinlagen bewirkt hier im Wesentlichen nur einen geringen Abfall der Schermoduln.

Insgesamt wird in den Laborprüfungen die spannungsabbauende Funktion gegenüber der Referenz in allen überprüften Fällen nachgewiesen. Bezüglich der spannungsabbauenden Funktion bewirken alle hier überprüften Veränderungen bei den Varianten mit Asphalteinlage Unterschiede auf einem geringen Niveau. Die Ergebnisse sind dennoch plausibel und können meist physikalisch interpretiert werden.

6.3.2 Abscherversuch

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine spannungsabbauende Funktion mittels Abscherversuch vorgestellt.

Für diese Prüfungen wird der Abscherversuch gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80, ohne Modifikation, genutzt. Der Aufbau der Schervorrichtung wurde bereits vorgestellt, siehe Bild 38. Die Bohrkerne werden für mindestens 12 Stunden auf die entsprechende Prüftemperatur von 20° C temperiert. Die Prüfung erfolgt weggeregelt bei einer Geschwindigkeit von 50 mm/min, bis zu einer maximalen Scherkraft. Ergebnis des Prüfverfahrens ist die maximale Scherkraft sowie der Scherweg bis zu dieser Kraft. In der Auswertung wird als relevante Größe nur die Scherkraft betrachtet. Die Ergebnisse werden als Mittelwert aus zwei Einzelwerten angegeben.

Es werden die gleichen Probekörper geprüft, welche bereits für die statischen Scherversuche eingesetzt wurden, siehe Kapitel 6.3.1. Es wurden jeweils zwei Bohrkerne der bereits überprüften Varianten einer Scherprüfung unterzogen. Die Prüfung der Schersteifigkeit ist im Regelfall zerstörungsfrei, so dass von keiner bzw. einer sehr geringen Belastung der Bohrkerne ausgegangen wird. Der Prüfumfang entspricht dem der Tabelle 35.

Die Ergebnisse der Scherprüfungen werden zunächst für alle überprüften Asphalteinlagen dargestellt. Danach folgen die weiteren Einflussgrößen wie Oberflächenstruktur der Unterlage, Art oder Menge der Bitumenemulsion.

Alle Proben wurden bis zum Bruch bzw. kompletten Ablösen der Schichten abgeschert. Dabei lösten sich Einlagen überwiegend von der Asphaltbinder-schicht und blieben an der Deckschicht haften. Eine Ausnahme bildet die Variante 7-0, bei welcher sich das Gitter vom Vlies löste und an der Deckschicht haften blieb. Beispiele für diese Ablösungen sind in Bild 296 dokumentiert.



Bild 296: Beispiele des Ablösens der Einlagen, Deckschicht (links) und Binderschicht (rechts) der abgesicherten Probestkörper, Varianten 2-0 (oben) und 7-0 (unten).

Als Referenz ist in jedem Diagramm die Variante 0-0 (ohne Einlage, ohne Emulsion, auf glatter Unterlage) dargestellt, ggf. mit zu untersuchender Variation.

Einfluss der Asphalteinlage

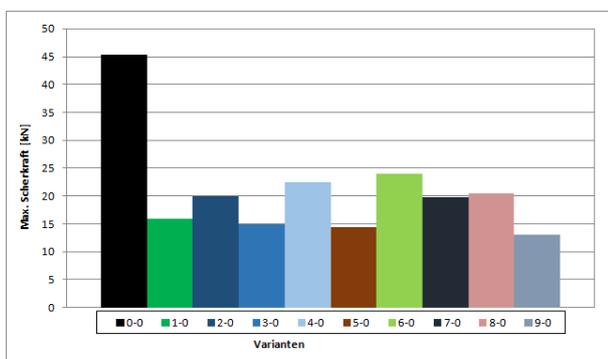


Bild 297: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Null-Varianten (glatte Unterlage).

In Bild 297 ist deutlich zu erkennen, dass die Referenz-Variante die größte maximale Scherkraft aller überprüften Varianten aufweist. Damit liegt eine spannungsabbauende Funktion bzw. ein schichtenverbundreduzierender Effekt für alle Asphalteinlagen vor.

Eine Interpretation der Ergebnisse ist schwierig, da keine plausible Reihung erkannt wird.

So wurde erwartet, dass Varianten 5-0 oder 9-0 mit Strukturverstärkung zu höheren Scherkräften führen.

Die Varianten 2-0, 3-0 und 4-0 desselben Herstellers weisen Unterschiede im Gitter auf (Zugfestigkeiten), welche jedoch nicht auf die erzielte Reihung schließen lassen. Variante 3-0 enthält eine Basaltfaser, was den Einfluss auf den Schichtenverbund jedoch nicht plausibel erklärt. Alle drei Varianten wurden zur Unterlage, d. h. unter dem Vlies abgesichert.

Die höchsten Scherkräfte weist die Variante 6-0 auf, welche ein bitumengetränktes Vlies enthält. Dies wäre eine mögliche Ursache für den hohen Schichtenverbund. Die Varianten 7-0 und 8-0 stammen vom selben Hersteller und unterscheiden sich nur in der Zugfestigkeit. Beide liegen auf einem verhältnismäßig hohen Niveau. Hier könnte die Polymerbeschichtung der Glasfasern einen Einfluss ausüben.

Insgesamt liegen alle Varianten mit Asphalteinlage in einer Spannweite unterhalb von 10 kN und damit in der Nähe der Wiederholpräzision (~6 kN bei 20 kN Max. Kraft). Somit sollten nur die größten Unterschiede, wie Variante 4-0 zu 5-0 oder 6-0 zu 5-0 als signifikant angesehen werden.

Einfluss der Oberflächenstruktur der Unterlage

In Bild 298 sind die Scherkräfte der Varianten mit fein geriffelter Struktur und zusätzlich sandgestrahlter Struktur dargestellt.

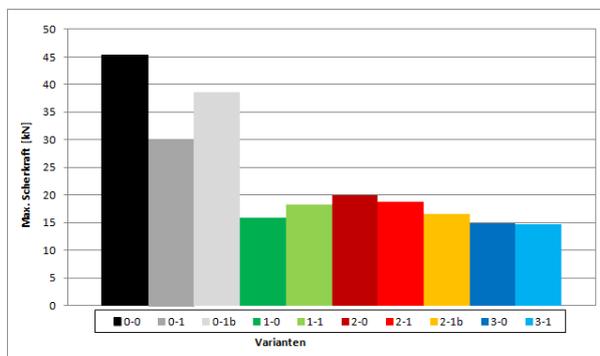


Bild 298: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit feiner Oberflächenstruktur der Unterlage.

Zunächst kann wieder festgehalten werden, dass die Referenz, unabhängig von der Struktur, die größte max. Scherkraft aufweist.

Bei der Referenz fällt die Scherkraft bei einer fein geriffelten Struktur ab. Wird die Struktur sandgestrahlt, steigt die Scherkraft wieder an. Das gleiche Verhalten konnte bei der Schersteifigkeit beobachtet werden. Vermutlich stellt sich bei der Verdichtung keine optimale Verzahnung beider Schichten ein. Der so entstandene Bitumenfilm zwischen den Schichten beeinflusst die Ergebnisse hier wesentlich. Wird die Oberfläche zusätzlich sandgestrahlt,

kann eine erhöhte Scherkraft festgestellt. Der fehlende Bindemittelfilm bewirkt offensichtlich eine verbesserte Haftung an der Unterlage, womit die Scherkraft steigt.

Diese Systematik kann jedoch nur bedingt für die weiteren Varianten bestätigt werden.

Die Varianten mit Kombiprodukten 2-0 und 3-0 weisen bei Einsatz einer fein geriffelten Struktur ebenfalls einen geringen Abfall der Scherkraft auf (2-1 und 3-1). Wird die Struktur sandgestrahlt (2-1b) fällt die Scherkraft dagegen weiter ab. Die feine Struktur bewirkt hier keinen positiven Einfluss auf die Verzahnung der Proben. Die Asphalteinlagen verhindern eine weitere Verzahnung und mindern so den Schichtenverbund.

Für das Vlies wird eine leicht gegensätzliche Tendenz ermittelt. Die strukturierte Oberfläche führt zu einem geringen Anstieg der Scherkraft. Das fehlende Gitter kann hier möglicherweise zu einer besseren Verzahnung führen.

In Bild 299 sind für die gleichen Varianten die Einflüsse bei Einsatz einer groben Oberflächenstruktur und zusätzlichem Sandstrahlen dargestellt.

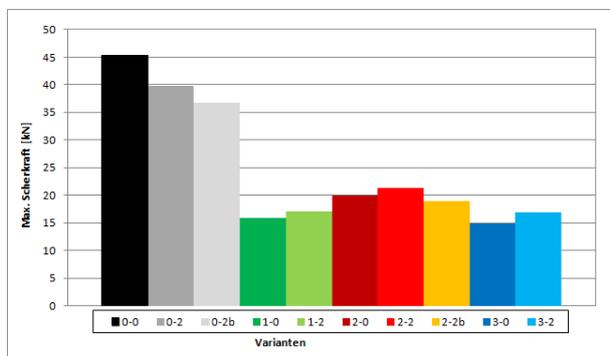


Bild 299: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit grober Oberflächenstruktur der Unterlage.

Zunächst kann wieder festgehalten werden, dass die Referenz-Variante die höchsten Scherkräfte erzielt und somit eine spannungsabbauende Funktion der Varianten mit Asphalteinlage vorhanden ist.

Für die Referenz-Variante führt die grobe Struktur generell zu einer Abnahme der Scherkräfte, wie auch bei der feinen Struktur. Die sandgestrahlte Variante erzielt hier jedoch keinen Anstieg, sondern einen weiteren Abfall der Scherkräfte. Bei dieser Struktur kann der fehlende Bindemittelfilm nicht mehr ausgeglichen werden.

Die Varianten mit Asphalteinlage weisen dazu ein gegenteiliges Verhalten auf. Bei jeder Variante führt die grobe Struktur zu einem geringen Anstieg der Scherkräfte. Hier bewirkt die grobe Struktur eine geringe zusätzliche Verzahnung der Schichten.

Die sandgestrahlte Variante 2-2b führt dagegen zu einem Abfall der Scherkräfte. Hier ist die optimale Bindemittelmenge vermutlich unterschritten, so dass der Schichtenverbund wieder abnimmt.

Da die Unterschiede für die Varianten mit Asphalteinlage nur gering ausfallen (Spannweite ~6 kN), sollten die Ergebnisse nur als Tendenz interpretiert werden.

Einfluss der Deckschicht

Bild 300 zeigt die Scherkräfte der Varianten mit AC 8 D N statt AC 11 D S als Deckschichtmaterial.

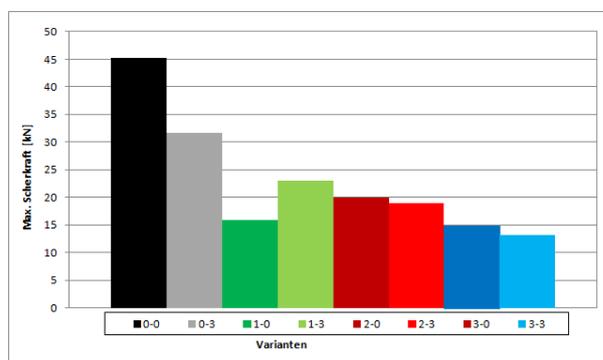


Bild 300: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit AC 8 D N als Deckschicht.

Auch für AC 8 D N gilt, dass die Referenz-Variante die höchsten Scherkräfte aufweist und damit eine spannungsabbauende Funktion gegeben ist.

Gegenüber den Null-Varianten mit AC 11 D S fallen die Scherkräfte bei Einsatz des AC 8 D N immer ab, mit Ausnahme des Vlieses (1-0, 1-3).

Für die Referenz kann, wie auch bei der Schersteifigkeit, vermutet werden, dass mit einer Korngröße von 8 mm keine zum AC 11 D S vergleichbare Verzahnung erzielt werden kann.

Beim Vlies steigen die Scherkräfte deutlich an. Wie auch bei der Schersteifigkeit besteht die Möglichkeit, dass sich die Gesteinskörnungen des AC 8 D S besser mit dem Bindemittel der Emulsion verbinden und so eine versteifende Wirkung entsteht.

In Bild 301 sind die Scherkräfte der Varianten mit SMA 8 S statt AC 11 D S als Deckschichtmaterial dargestellt.

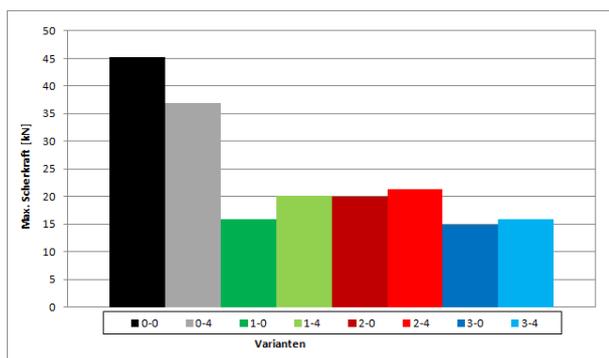


Bild 301: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit SMA 8 S als Deckschicht.

Für SMA 8 S gilt ebenfalls, dass die Referenz-Variante die höchsten Scherkräfte aufweist und damit eine spannungsabbauende Funktion gegeben ist.

Die Referenz weist, wie zuvor, einen Abfall der Scherkräfte bei Einsatz des SMA 8 S auf. Dieser Abfall fällt jedoch nicht stark aus, wie bei der Ermittlung der Schersteifigkeit. Ein möglicher Bitumenfilm übt hier keine starke Wirkung aus, so dass im Wesentlichen die Verzahnung der beiden Schichten wirkt.

Im Gegensatz dazu steigen bei allen weiteren Varianten die Scherkräfte an, wenn der SMA 8 S eingesetzt wird. Der Anstieg ist jedoch oft so gering, dass er nur als Tendenz festgehalten werden kann. Das im SMA 8 S eingesetzte PmB wäre eine mögliche Ursache für den verbesserten Verbund.

Insgesamt liegen die Scherkräfte bei AC 8 D N und SMA 8 S auf einem ähnlichem Niveau. Für die Referenz scheint die Korngröße 8 mm statt 11 mm zu einer schlechteren Verzahnung zu führen.

Einfluss der Emulsionssorte

In Bild 302 sind die Einflüsse bei Einsatz einer anderen Emulsionssorte dargestellt.

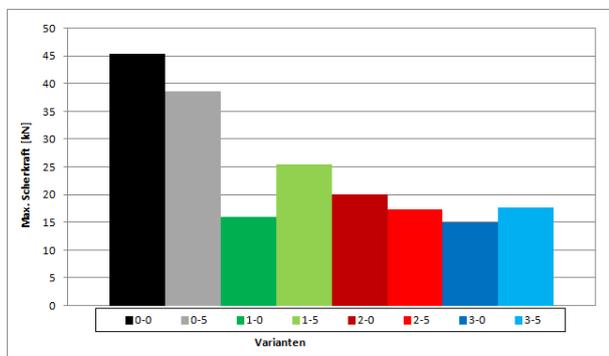


Bild 302: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit alternativen Emulsionen.

Auch hier kann wieder festgehalten werden, dass die Referenz-Variante auch bei Einsatz einer Emulsion C40 B1-S die höchsten Scherkräfte aufweist

und damit die spannungsabbauende Funktion der Asphalteinlagen gegeben ist. Der Abfall der Scherkräfte ist mit dem zusätzlichen Bitumen der Emulsion, welches als Gleitschicht wirkt, zu begründen.

Für die Varianten mit Asphalteinlage kann keine eindeutige Tendenz erkannt werden.

Für das Vlies werden deutlich höhere Scherkräfte ermittelt. Es ist möglich, hier ein für diese Prüfung (Schichtenverbund) günstigerer Bindemittelgehalt vorhanden ist.

Für das Kombiprodukt K3 (3-0, 3-5) steigen die Kräfte ebenfalls. Beim Kombiprodukt K2 (2-0, 2-5) fallen dagegen die Scherkräfte bei Einsatz der Emulsion C60 B4-S. Da die Unterschiede jeweils <3 kN betragen und damit innerhalb der Prüfpräzision liegen, werden diese als nicht relevant angesehen.

Einfluss der Reduzierung der Emulsionsmenge

In Bild 303 sind die Veränderungen der Scherkräfte bei Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 % dargestellt.

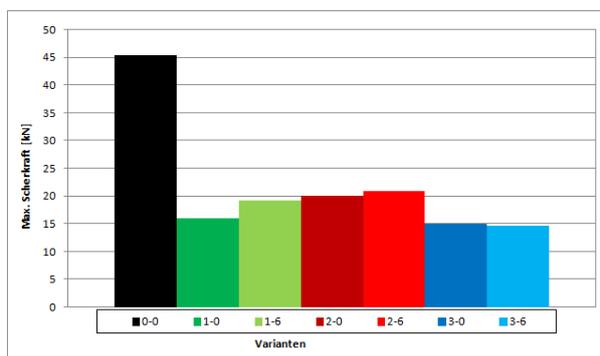


Bild 303: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer Reduktion der Emulsionsmenge um 30 %.

Erwartungsgemäß liegen die Scherkräfte aller Varianten mit Asphalteinlagen deutlich unter den Kräften der Referenz, so dass die spannungsabbauende Funktion gegeben ist.

Die Reduktion bewirkt für das Vlies einen etwas stärkeren Anstieg der Scherkräfte. Hier könnte ein für diese Prüfung dünnerer und damit günstigerer Bitumenfilm vorliegen, wie auch bei der Variation der Emulsionssorte.

Für die Kombiprodukte K1 und K2 fallen die Veränderungen der Scherkräfte so gering aus, dass diese als praktisch gleich angesehen werden.

Der Einsatz einer alternativen Emulsionssorte über somit nur einen minimalen Einfluss auf die Scherkräfte aus.

Einfluss der Überlappung

In Bild 304 wird der Einfluss einer Überlappung, d. h. einer doppellagigen Einlage, angegeben.

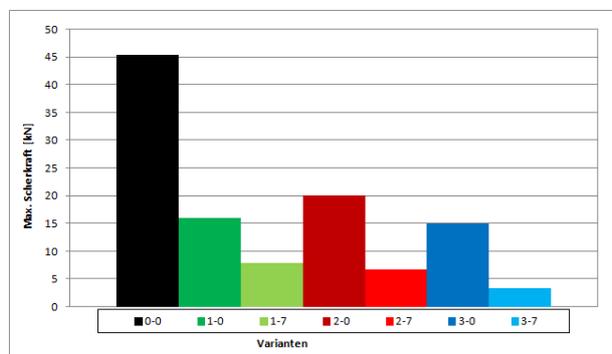


Bild 304: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer doppellagigen Asphalteinlage.

Wie erwartet, liegen die Scherkräfte aller Varianten mit Asphalteinlagen deutlich unter den Kräften der Referenz, so dass die spannungsabbauende Funktion gegeben ist.

Die doppelt ausgeführte Einlage führt für alle Varianten eindeutig zu einem geringeren Schichtenverbund. Der Abfall beträgt mindestens 50 %. Die doppelte Lage führt offensichtlich zu einer deutlich verminderten Verzahnung der Schichten, so dass im Wesentlichen das Bindemittel den Verbund herstellen muss.

Einfluss unvollständigen Ansprühens

Als letzte Variation wird eine unvollständiges Ansprühen simuliert, in dem nur 50% der Fläche mit Emulsion benetzt sind.

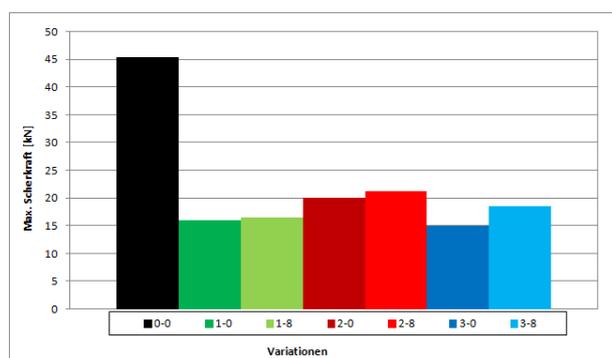


Bild 305: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer reduziert benetzten Fläche.

Wie auch in alle Variationen zuvor, liegen die Scherkräfte aller Varianten mit Asphalteinlagen deutlich unter den Kräften der Referenz, so dass die spannungsabbauende Funktion gegeben ist.

Wird die mit Emulsion benetzte Fläche um 50 % reduziert, erhöhen sich die Scherkräfte aller überprüften Varianten gering. Lediglich bei Variante 3-0 könnte ein signifikanter Anstieg vorliegen.

Die gewünschte Funktion des Spannungsabbaus wird mit einer relativ hohen Menge Bitumen erreicht, so dass ein verhältnismäßig dicker Bitumenfilm entsteht, der kontraproduktiv zum Schichtenverbund ist. Wird der Bitumenfilm reduziert, verbessert sich der Schichtenverbund, wenn auch teilweise nur minimal. Im Wesentlichen vermindern jedoch die vorhandenen Asphalteinlagen den Schichtenverbund.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse der Abscherversuche werden wie folgt zusammengefasst:

- Mit dem Abscherversuch ist eine schichtenverbundreduzierende Wirkung und damit spannungsabbauende Funktion ist für alle überprüften Einlagen (Vliese und Kombinationsprodukte) - im Vergleich zur Referenz - vorhanden.
- Die Null-Varianten der Asphalteinlagen liegen alle auf einem ähnlich niedrigen Niveau von 14 - 24 kN, welches eine signifikante Differenzierung kaum zulässt. Die Varianten mit bitumengetränktem Vlies oder polymerumhüllten Fasern scheinen von Vorteil.
- Eine strukturierte Oberfläche ergibt für die Referenz in jedem Fall einen Abfall der Scherkraft. Für die Varianten mit Asphalteinlage ergeben sich nicht signifikante, aber günstige Tendenzen gegenüber der Varianten ohne Oberflächenstruktur.
- Eine Veränderung in der Emulsionsorte kann für das Vlies zu höheren Scherkräften führen (vermutlich aufgrund des geringeren Bindemittelanteils), ansonsten ergeben sich keine signifikanten Veränderungen. Für die Referenz, ohne Einlage bewirkt der Einsatz einer zusätzlichen Emulsion eine Abnahme der Scherkräfte (Gleitschicht).
- Die Wahl eines Deckschichtmischgutes der Korngröße 8 mm statt 11 mm bewirkt für die Referenz einen deutlichen Abfall der Scherkräfte, da die Verzahnungen der Schichten nachlassen. Für das Vlies steigen dagegen die Scherkräfte an, da hier vermutlich eine bessere Verklebung mit dem Vlies stattfindet. Bei den Kombiprodukten kann keine einheitliche (und damit signifikante) Tendenz erkannt werden.
- Eine Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 %, wie auch ein unvollständiges Ansprühen

der Unterlage führen tendenziell zu einem Anstieg der Scherkräfte, da der Gleitfilm des Bitumen reduziert wird und der Effekt der Verzahnung in den Vordergrund rückt.

- Eine Überlappung der Asphalteinlagen bewirkt bei dieser Prüfung dagegen einen eindeutigen und signifikanten Abfall der Scherkräfte, da die ohnehin schon reduzierte Verzahnung der Schichten weiter gemindert wird.

Insgesamt erweisen sich die Ergebnisse der Abscherversuche als relativ robust gegenüber strukturellen Veränderungen der Probekörper. Erst deutliche Änderungen, wie eine doppelte Lage der Asphalteinlagen, bewirken signifikante Änderungen der Scherkräfte. Unterschiedliche Asphalteinlagen können nur bedingt differenziert werden.

6.3.3 Vergleich der Scherprüfungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Schersteifigkeit aus Kapitel 6.3.1 mit den Ergebnissen aus Abscherversuchen des Kapitels 6.3.2 verglichen.

Zunächst werden Korrelationen der ermittelten maximalen Scherkräfte zu den Summen der Schersteifigkeiten dargestellt, siehe Bild 306. Hier sind alle ermittelten Ergebnisse zusammen dargestellt.

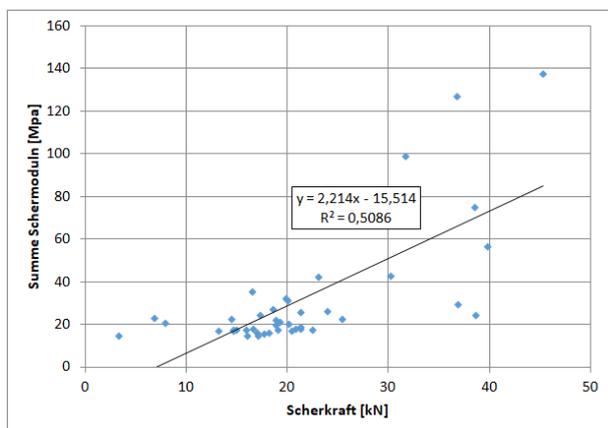


Bild 306: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für alle überprüften Varianten.

Bild 306 zeigt die Regression über alle Ergebnisse. Ein Zusammenhang zwischen max. Scherkräften und Schersteifigkeiten kann nur tendenziell erkannt werden.

Prinzipiell erzielen die Referenz-Varianten in beiden Prüfverfahren hohe Werte, jedoch weist z. B. Variante 0-4 für die Schersteifigkeit eher geringe Werte auf, während die Scherkräfte recht hoch sind. Dies deutet auf einen Bindemittelfilm hin, der im

Schersteifigkeitsversuch einen wesentlichen Einfluss hat, während im Abscherversuch die Kornverzahnung einen großen Einfluss hat.

Als Beispiel werden in Bild 307 Korrelationen zwischen den Prüfverfahren für die unterschiedlichen Deckschichtasphalte angegeben.

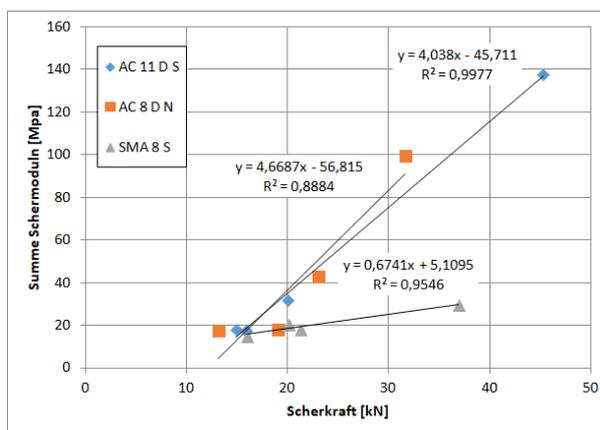


Bild 307: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für die Varianten mit unterschiedlichen Deckschichten.

Für die Varianten mit dem Deckschichtasphalt AC 11 D S, welcher eine gute Verzahnung aufwies, kann eine gute Korrelation mit 99,8 % Bestimmtheitsmaß angegeben werden. Für das Material AC 8 D N wurde eine geringere Verzahnung angenommen, was sich in unterschiedlichen Tendenzen bei den Prüfverfahren widerspiegeln sollte. Das auf 88,8 % gesunkene Bestimmtheitsmaß bestätigt diese Vermutung. Für den SMA 8 S kann trotz der Unterschiede zum AC 11 D S eine gutes Bestimmtheitsmaß ermittelt werden.

Für diese grundlegenden Varianten bestehen akzeptable Korrelationen zwischen den Ergebnissen, da der Einzelwert der Referenz ohne Einlage die Regressionen dominiert. Entfallen diese Werte, fallen die Korrelation deutlich schlechter aus.

So zeigt Bild 308 eine vermeintlich gute Korrelation mit einem Bestimmtheitsmaß von > 88 %. Nimmt man die Referenz aus dem Diagramm, kann offensichtlich keine gute Korrelation ermittelt werden.

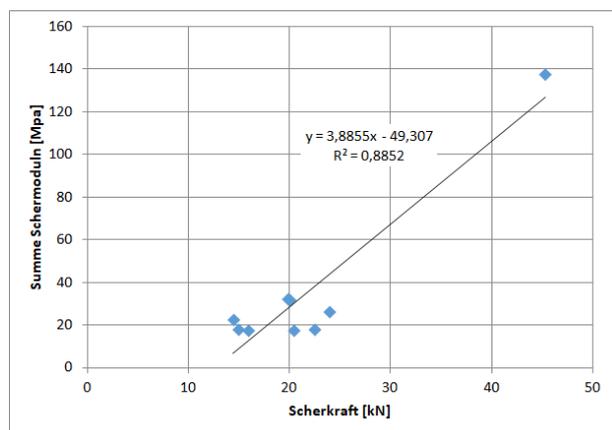


Bild 308: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für die Null-Varianten mit unterschiedlichen Asphalteinlagen.

So können ähnliche Tendenzen für die Varianten mit strukturierter Oberfläche, der Reduzierung der Emulsionsmenge und doppelter Lage erkannt werden. Bei Änderung der Emulsionsorte und Reduzierung der benetzten Fläche sind keine Tendenzen zu erkennen. Dabei ist zu beachten, dass jeweils nur drei Werte vorliegen und diese nicht auf einer Linie liegen.

Die beiden Prüfverfahren mit Scherbelastung sprechen unterschiedliche Eigenschaften der Proben an, was sich in den Ergebnissen auch widerspiegelt.

6.4 Rissüberbrückende Funktion

Ziel dieses Teilpaketes ist es, eine rissüberbrückende Funktion der Asphalteinlagensysteme mittels zyklischer 3-Punkt-Biegeprüfungen über eine Ermüdungsprüfung zu bewerten.

Das benötigte, hydraulisch gesteuerte Prüfgerät mit dem eingesetzten Prüfrahmen ist noch einmal in Bild 309 dargestellt. Die eingesetzten Rollenlager haben einen Durchmesser von 20 mm, bei einem Abstand der Lager von 282 mm.



Bild 309: Prüfrahmen für zyklische 3-Punkt-Biege-Prüfungen.

Als Probekörper werden aus Asphalt-Probeplatten gesägte, prismenförmige Probekörper mit den Maßen 320 x 50 x 50 mm³ eingesetzt. Dabei liegt die Asphalteinlagen bzw. Schichtgrenzen 1 cm oberhalb der Unterseite. Alle Probekörper erhalten mittig eine Kerbe, welche ca. 1 cm tief (bis zur Einlage) und ca. 1,5 mm breit ist.

Die Prüfungen erfolgen kraft geregelt, unter Variation von zyklischen Druck-Spannungen mit sinusförmiger Belastung einer Frequenz von 10 Hz. Kriterium für die Auswertung und damit auch für die Versuchsdauer ist das Abbruchkriterium N_{Makro} . Zur Berechnung des Ermüdungskriteriums wird der Elastizitätsmodul MD berechnet. Als Höhe des Probekörpers wird dabei die gesamte Höhe, ohne Berücksichtigung der Kerbe, eingesetzt. Eine Berücksichtigung der Kerbe führt zu einem sehr aufwändigem Auswerteverfahren mittels FEM, was hier nicht realisiert werden kann. Trotz dieser Vereinfachung kann das Materialverhalten der Probe auf diese Weise präzise abgeschätzt werden.

Für das Auswertungsverfahren nach Rowe et al. (2000) zur Charakterisierung des Ermüdungsverhaltens wird ein konstanter Phasenwinkel über die gesamte Ermüdungsprüfung angenommen und so die vereinfachte Energy Ratio ER berechnet.

$$ER = E * N$$

Als Ergebnis einer Einzelprüfung wird die Lastzykluszahl für das Maximum der ER als Zeitpunkt des ersten Makrorisses mit N_{Makro} angegeben, in Abhängigkeit von der Lastamplitude. Wird das Versagenskriterium N_{Makro} nach 250.000 Lastzyklen nicht erreicht, wird versucht über die Kurve der ER ein Versagen innerhalb der nächsten 200.000 Lastzyklen zu schätzen. Dies ist nur möglich, wenn sich die Kurve bereits eine fallende Tendenz aufweist, siehe Bild 309. In diesem Beispiel tritt ein Versagen mit hoher Wahrscheinlichkeit innerhalb der nächsten 50.000 Lastzyklen ein, so dass die Zahl N_{Makro} auf 300.000 geschätzt wurde.

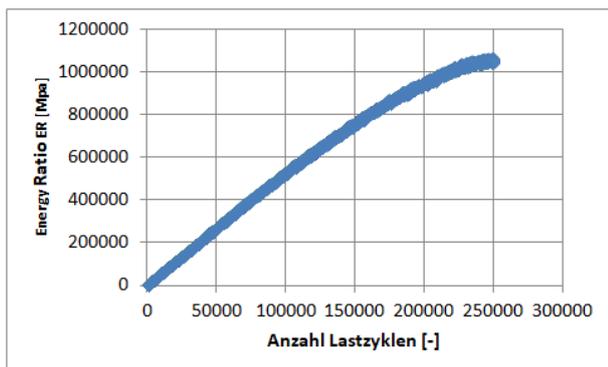


Bild 310: Beispiel für die Energy Ratio ER über die Anzahl der Lastzyklen; der Makroriss N_{Makro} wird auf 300.000 Lastzyklen geschätzt.

Kann N_{Makro} nicht auf diese Weise abgeschätzt werden, da die Kurve nicht abflacht, wird zunächst ein Wert von 1.000.000 angesetzt. Passt dieser Wert zu der exponentiellen Regression mit den verbleibenden gemessenen Werten (bilden in logarithmischer Darstellung eine Gerade), verbleibt der Wert in der Auswertung, ansonsten wird er gestrichen.

Die Anzahl N_{Makro} über die Lastamplituden kann über eine Potenzfunktion beschrieben werden und bildet eine sog. Wöhler-Linie. Diese beschreibt das Ermüdungsverhalten in Abhängigkeit der Lastamplitude. Diese Ermüdungskurve kann nachfolgend in der Rechnerischen Dimensionierung eingesetzt werden.

Für diese Prüfungen wurden nicht alle in Kapitel 6.1 vorgestellten Varianten eingesetzt. Die Varianten mit Vlies wurden nicht getestet und Varianten mit Kombiprodukten nur teilweise. Insgesamt wurden die in Tabelle 30 genannten Varianten geprüft. Eine präzisere Beschreibung der Varianten kann der Tabelle 36 entnommen werden.

Tabelle 36: Für die rissüberbrückende Funktion überprüfte Variationen

Nummer	Einlage	Variante	
0-0	-	normal	
0-1		fein	
0-1b		fein- gs	
0-2		grob	
0-2b		grob-gs	
0-3		AC8DN	
0-4		SMA8S	
0-5		C40	
2-0		K1	normal
2-1			fein
2-1b	fein- gs		
2-2	grob		
2-2b	grob-gs		
2-3	AC8DN		
2-4	SMA8S		
2-5	C60		
2-6	-30 %		

2-7	G1	doppelt	
2-8		halb	
3-0		K2	normal
4-0		K3	normal
5-0		K4	normal
7-0		K6	normal
10-0		G2	normal
10-1			fein
10-1b			fein- gs
10-2			grob
10-2b	grob-gs		
10-3	AC8DN		
10-4	SMA8S		
10-5	C60		
10-6	-30 %		
10-7	doppelt		
10-8	halb		
11-0	G3	normal	
11-1		fein	
11-2		grob	
11-3		AC8DN	
11-4		SMA8S	
11-5		C60	
11-6		-30 %	
11-7		doppelt	
11-8	halb		
12-0	G4	normal	
13-0	G5	normal	
14-0	G6	normal	
15-0		normal	

Insgesamt wurden mindestens 59 doppelschichtige Asphaltplatten hergestellt, aus denen 236 prismenförmige Probekörper gesägt wurden.

Die Ergebnisse werden oft in Form der Regressionskurven N_{Makro} über die Lastamplituden dargestellt. Als Beispiel zeigt Bild 95 drei Kurven der Varianten 0-0 (Deckschicht AC 11 D S), 0-3 (Deckschicht AC 8 D S) und 0-4 (Deckschicht SMA 8 S). Die Varianten unterscheiden sich nur durch das unterschiedliche Deckschichtmaterial. Alle wurden ohne Einlage auf einer glatten Oberfläche der Binderschicht hergestellt.

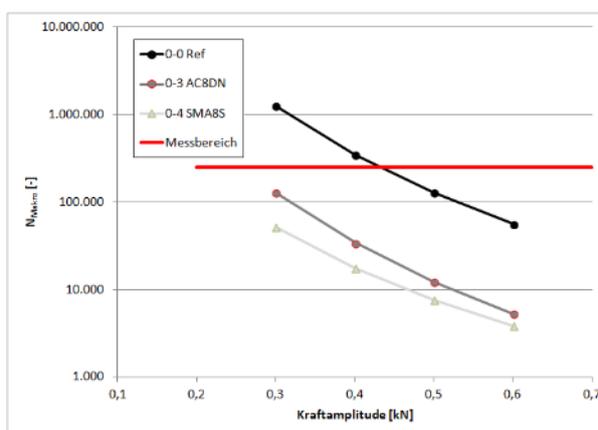


Bild 311: Beispiel für Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Mit der roten Linie „Messbereich“ wird der messtechnisch abgesicherte Bereich (unterhalb) von dem über die Ermüdungskurve extrapolierten Bereich (oberhalb) getrennt.

Einfluss der Asphalteinlage

Eine erste Auswertung erfolgt für die Varianten mit glatter Oberfläche, d. h. Variante „normal“ ohne weitere Modifikationen. Hier wurde nur die Asphalteinlage variiert.

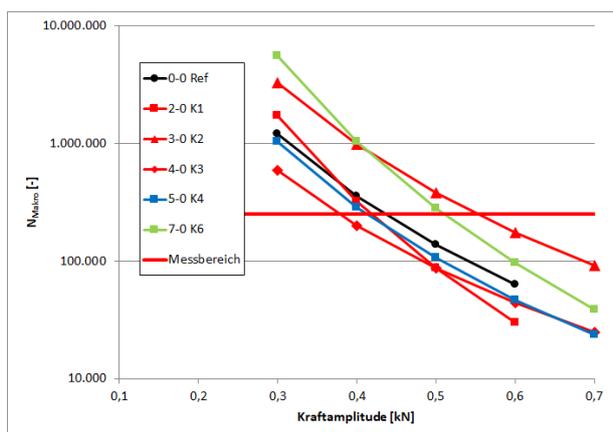


Bild 312: Ermüdungskurven der Varianten ohne Einlage (0-0) und mit Kombiprodukten (2-0, 3-0, 4-0, 5-0, 7-0) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 312 zeigt die Anzahl N_{Makro} der Referenz (0-0) sowie der Kombiprodukte über die Lastamplitude. Es fällt auf, dass drei von fünf Produkten (2-0, 4-0 und 5-0) einen nachteiligen Einfluss auf die Ergebnisse haben.

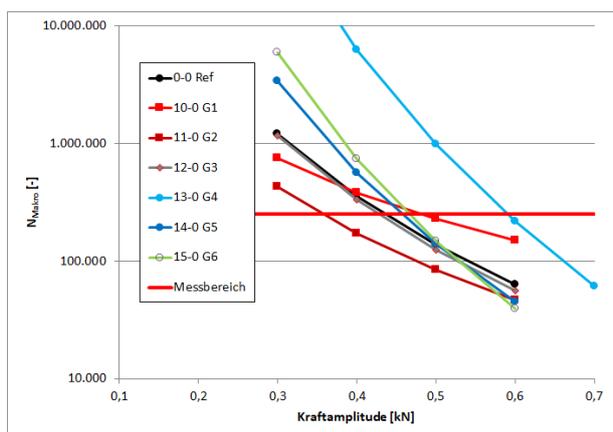


Bild 313: Ermüdungskurven der Varianten ohne Einlage (0-0) und mit Gittern (10-0, 11-0, 12-0, 13-0, 14-0, 15-0) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Werden die Gitter mit der Referenz verglichen (Bild 313), weisen alle Produkte tendenziell Vorteile auf. Erst bei hohen Lastamplituden weisen 4 von 6 Produkten Nachteile auf.

Hier zeigen sich deutliche Unterschiede gegenüber den Varianten des Kapitel 3.2.3 mit Proben aus der Teststrecke. Dort wurde für die Referenz-Variante bei einer Lastamplitude von 0,4 kN für N_{Makro} lediglich ~ 10.000 Lastzyklen erreicht. Hier wird eine berechnete Anzahl von ~ 350.000 Lastzyklen erreicht. Die im Labor hergestellte Referenz-Variante erweist sich somit als qualitativ sehr hochwertig.

Dementsprechend müssen die Varianten mit Asphalteinlage auch als qualitativ hochwertig angesehen werden und sollten mit der Referenz vergleichbar sein. Dies ist jedoch nur bedingt der Fall. Durch das Aufbringen der Emulsion, insbesondere in hohen Mengen, entsteht eine spannungsabbauende Schicht (siehe Kapitel 6.4.1), welche das Prüfergebnis beeinflusst. So wird der Querschnitt, insbesondere im Bereich der Kerbe, geschwächt, was sich nachteilig auswirkt. Dies kann jedoch teilweise durch die eingesetzte Asphalteinlage wieder ausgeglichen werden.

Wie in Bild 314 dargestellt, sind die meisten (9 von 11) Asphalteinlagen bei einer Lastamplitude von 0,4 kN von Vorteil bzw. gleichwertig. So weisen die Varianten 2-0 und 4-0 niedrigere Lastzyklenzahlen gegenüber der Referenz-Variante auf.

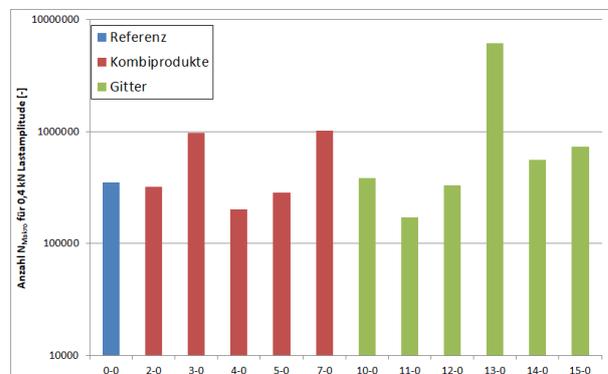


Bild 314: N_{Makro} aller Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch bei einer Lastamplitude von 0,4 kN.

Die Ergebnisse werden durch die Rissbildung der einzelnen Probekörper bestätigt. Nach 250.000 Lastzyklen der Varianten 0-0 und 2-0 sowie 230.000 Lastzyklen der Variante 4-0 weisen die Varianten 0-0 und 2-0 keinen Riss an der Oberseite auf, während Variante 4-0 komplett gerissen ist und nur durch die Einlage zusammengehalten wird, siehe Bild 315.



Bild 315: Probekörper der Varianten 0-0 (oben) 2-0 (mittig) und 4-0 (unten) nach Versuchsende des 3-Punkt-Biegeversuchs bei einer Lastamplitude von 0,4 kN.

Alle weitere Varianten weisen für diese Lastamplitude keinen Riss auf.

Bei einer Lastamplitude von 0,6 kN (Bild 316) werden alle Proben stark auf Zug beansprucht und versagen innerhalb von 250.000 Lastzyklen. Hier treten Einflüsse durch Struktur, Material oder Zugfestigkeit der Asphalteinlagen deutlich hervor.

Bei einer Lastamplitude von 0,4 kN wird das Versagenskriterium N_{Makro} meist nicht erreicht, so dass die Ergebnisse einer Regression entnommen werden und daher nur als Tendenz zu betrachten sind. Dementsprechend treten mögliche Einflüsse der Asphalteinlage auch nur in verminderter Form auf.

Die generellen Tendenzen sind sowohl bei 0,4 kN, als auch bei 0,6 kN Lastamplitude gleich (Ausnahme: Variante 12-0). Eine detaillierte Betrachtung der Lastzyklenzahl N_{Makro} erfolgt jedoch bei einer Lastamplitude von 0,6 kN (Bild 316), da die Asphalteinlagen deutlichere Auswirkungen aufweisen sollten.

In Bild 316 sind 7 von 11 Varianten gegenüber der Referenz-Variante von Nachteil.

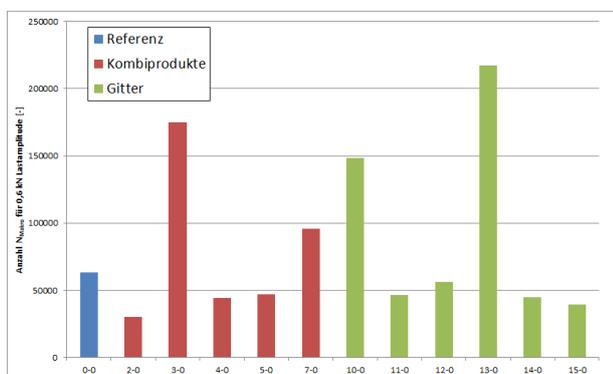


Bild 316: N_{Makro} aller Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch bei einer Lastamplitude von 0,6 kN.

Bei den Kombiprodukten fällt auf, dass Variante 3-0 eine hohe Zahl N_{Makro} erreicht. Hier wurde eine Basaltfaser in Zugrichtung eingesetzt, welche eine Zugfestigkeit von bis zu 200 kN bei einer Dehnung von 1,7 % aufweist. Die Variante 2-0 des gleichen Herstellers besteht nur aus Kunststoff, während Variante 4-0 der Variante 3-0, aber in gedrehter Richtung entspricht (Basaltfaser quer zur Zugrichtung). Die Zugfestigkeiten betragen 50 kN (2-0) bzw. 100 kN (4-0) bei einer Dehnung von 3 % auf. Die Variante 4-0 weist leichte Vorteile gegenüber der Variante 2-0 auf (Zugfestigkeit), versagt aber deutlich früher als die Variante 3-0 mit Basaltfasern.

Die beiden weiteren Kombiprodukte (5-0 und 7-0) weisen eine deutlich unterschiedliche Struktur auf, so dass ein Vergleich der Kenndaten nicht zielführend ist. Variante 7-0 besteht aus PVA und weist eine Zugfestigkeit von 50 kN auf. Vorteile gegenüber der Variante 2-0 können aufgrund der unterschiedlichen Struktur oder Material entstehen. Variante 5-0 weist schließlich ein komplett unterschiedliches Gitter mit Strukturverstärkung bei größerer Lochweite auf.

Bei den Gittern fällt auf, dass die Varianten 10-0 und 11-0 vom gleichen Hersteller stammen und die Gitter aus dem gleichen Material bestehen. Variante 11-0 ist aber mit einer Verlegehilfe versehen, was hier von Vorteil sein kann. Dementsprechend weisen beide Varianten ähnlich hohe Lastzyklenzahlen auf. Die Zugfestigkeiten und Dehnungen beider Varianten liegen mit 50 kN und 2,5 % auf einem eher niedrigen Niveau. Beide Varianten bestehen aus Glasfasern.

Variante 12-0 besteht dagegen aus Kunststoff (Polyester) mit einer vergleichbaren Zugfestigkeit von 50 kN, weist jedoch eine deutlich höhere Dehnung von bis zu 12 % auf.

Variante 13-0 weist eine hohe Zugfestigkeit von 200 kN auf und besteht aus Kohlefasern, was sich vermutlich positiv auf die Ergebnisse auswirkt.

Die Variante 14-0 des gleichen Herstellers besteht aus Glasfasern mit einer geringeren Zugfestigkeit von 65 kN. Gegenüber den Varianten 5-0 und 6-0 (ebenfalls Glasfaser mit Zugfestigkeiten um 50 kN) ist hier die Dehnung etwas höher angegeben, was die geringen Lastzyklenzahlen begründen könnte.

Auch die Variante 15-0 besteht aus Glasfaser mit einer Zugfestigkeit von 60 kN und weist ein der Variante 14-0 ähnliches Verhalten auf.

Eine weitere Einflussgröße auf die Ergebnisse kann der vorhandene Bitumenfilm im Bereich der Einlage (spannungsabbauend) sein. Zuviel Bindemittel

kann dazu führen, dass die Einlagen nicht ausreichend auf Zug beansprucht werden und dementsprechend nachteilige Ergebnisse aufweisen. Dieser Aspekt wird später berücksichtigt, in diesem Projekt jedoch nicht systematisch untersucht.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Die Ergebnisse der Varianten mit Kombiprodukten lassen eine deutliche Differenzierung der Produkte unterschiedlicher Hersteller und damit unterschiedlicher Beschaffenheit zu. Auch Produktvarianten eines Herstellers mit unterschiedlichen Zugfestigkeiten und Materialien lassen sich differenzieren.
- Für die Varianten mit Gittern lassen sich ebenfalls die Produkte unterschiedlicher Hersteller differenzieren. Neben Material und Zugfestigkeit treten jedoch auch Unterschiede auf, die derzeit nicht physikalisch bewertet werden können.
- Gegenüber der Referenz-Variante ohne Einlage weisen einige Varianten mit Kombiprodukten keine Vorteile auf. Dabei ist zu beachten, dass eine im Labor hergestellte Referenz-Variante einen optimalen Schichtenverbund aufweist und damit gegenüber den Varianten mit Asphalteinlagen immer im Vorteil ist, da diese im Regelfall auch spannungsabbauend sind.

Einfluss der Oberflächenstruktur der Unterlage

Nachfolgend wird der Einfluss der Oberflächenstruktur der Unterlage (AC 16 B N) präsentiert.

Die Subvarianten sind immer gleich angegeben, mit der glatten Oberfläche (-0), fein gefräst (-1), feingefräst und sandgestrahlt (-1b), grob gefräst (-2) und grob gefräst und sandgestrahlt (-2b).

Die Unterschiede in der Oberfläche der Referenzvariante 0 (ohne Einlage) sind in Bild 317 dargestellt.

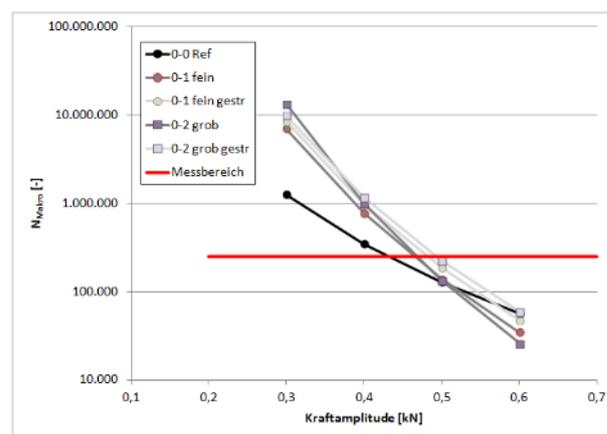


Bild 317: Ermüdungskurven der Variante 0 (Referenz, ohne Einlage) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Es zeigt sich, dass bei hohen Lasten (0,6 kN) die glatte Oberfläche Vorteile zeigt. Da die Referenz 0-0 einen flachen Kurvenverlauf besitzt, weisen mit sinkender Last die weiteren Varianten Vorteile auf.

Zwischen der fein und grob gefrästen Oberfläche lassen sich keine eindeutigen Unterschiede belegen.

Im versuchstechnisch abgesicherten Bereich weisen die sandgestrahlten Varianten (0-1b und 0-2b) Vorteile gegenüber den Varianten ohne sandstrahlen (0-1 und 0-2) auf. Der fehlende Bindemittelfilm der Oberfläche führt zu einer besseren Verklebung oder gröberen Struktur, welche in einem besseren Schichtenverbund resultieren (siehe Kapitel 6.4.1). Dies hat auch Vorteile bzgl. der Ermüdungsbeständigkeit. Dabei weist Variante 0-2b leichte Vorteile gegenüber Variante 0-1b auf.

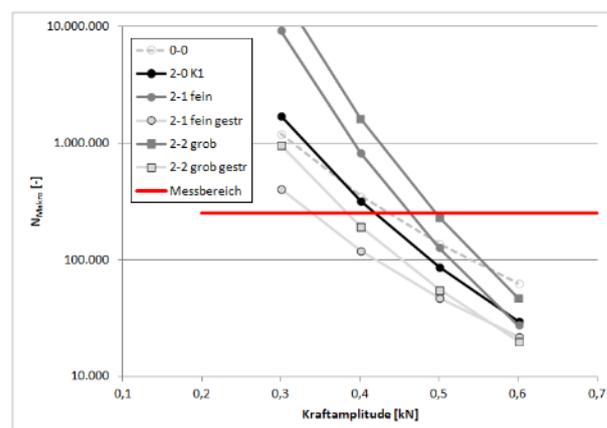


Bild 318: Ermüdungskurven der Variante 2 (Kombiprodukt 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 318 zeigt die gleichen Variationen wie zuvor, aber bei Einsatz des Kombiprodukts K1. Als Vergleich ist die Referenzvariante 0-0 gestrichelt eingezeichnet. Mit dem Kombiprodukt K1 fällt auf, dass die

feine und grobe Oberfläche bessere Ergebnisse gegenüber der Null-Variante 2-0 erzielen, während die sandgestrahlten Varianten durchweg schlechtere Ergebnisse erzielen. Die Null-Variante, wie auch die sandgestrahlten Varianten liegen insgesamt unterhalb der Referenz 0-0, während die feine und grobe Variante teilweise Ergebnisse oberhalb der Referenz erreichen.

Hier zeigt sich, dass eine veränderte Oberflächenstruktur von Vorteil ist. Trotz der spannungsabbauenden Wirkung des Kombiprodukts können Durchbiegungen mit dem integrierten Gitter abgefangen werden bei einer groben Struktur deutlich besser. Mit dem Sandstrahlen wird offensichtlich ein entscheidender Bindemittelfilm abgetragen, so dass für diese Kombination vermutlich zu wenig Bindemittel vorhanden ist und die Ermüdungsbeständigkeit deutlich sinkt.

Der Blick auf die Ergebnisse der Variante 10 mit dem Gitter G1 zeigt wiederum andere Reihenfolgen, siehe Bild 319.

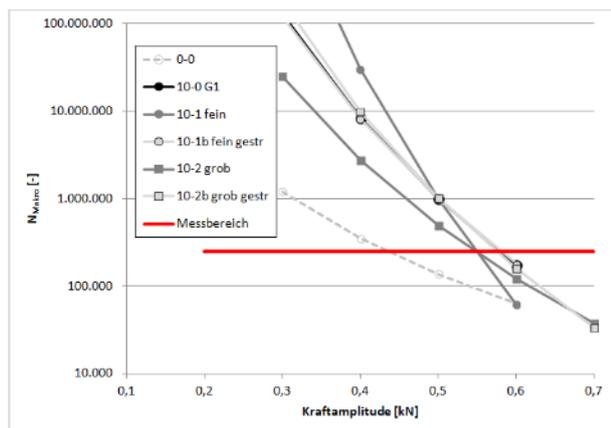


Bild 319: Ermüdungskurven der Variante 10 (Gitter 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Auch in Bild 319 sind die gleichen Variationen wie zuvor eingezeichnet, hier bei Einsatz des Gitters 1. Als Vergleich ist wiederum die Referenzvariante 0-0 gestrichelt dargestellt. Für dieses Gitter fällt auf, dass die Null-Variante (10-0) sowie die beiden sandgestrahlten Varianten 10-1b und 10-2b annähernd übereinander liegen. Im abgesicherten Bereich liegen die feine und die grobe Variante unterhalb der Null-Variante. Insgesamt liegen die Ergebnisse jedoch oberhalb der Referenz-Variante 0-0.

Eine physikalische Begründung ist hier schwer zu finden. Möglich wäre, dass bereits die vorgesehene Emulsionsmenge den Schichtenverbund so stört, dass der Ermüdungswiderstand nachteilig beeinflusst wird. Wird dann zusätzlich die Struktur der

Oberfläche verändert, das im Verhältnis starre Gitter eine Minderung im Schichtenverbund, was zu den geringeren Werten führt. Mit dem Sandstrahlen wird der Verbund wieder angehoben, so dass auch die Ermüdungsresistenz wieder steigt.

Die Ergebnisse der Variante 11 mit dem Gitter G2 zeigen keine wesentlichen Vorteile der strukturierten gegenüber der glatten Oberfläche (Bild 320).

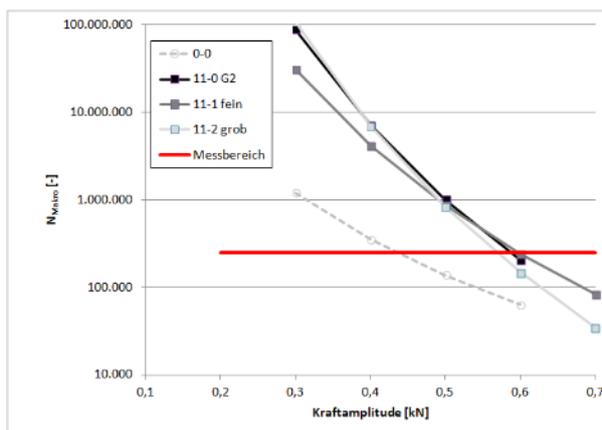


Bild 320: Ermüdungskurven der Variante 11 (Gitter 2) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Das Gitter 2 des gleichen Herstellers wie Gitter 1 weist zusätzlich eine Verlegehilfe in Form eines dünnen Geotextils auf. Diese Verlegehilfe hat keinen Einfluss auf die rissüberbrückende Wirkung.

Eine repräsentative Übersicht der Ergebnisse zeigt Bild 321. Dort sind alle Anzahlen N_{Makro} für die Lastamplitude 0,5 kN eingetragen.

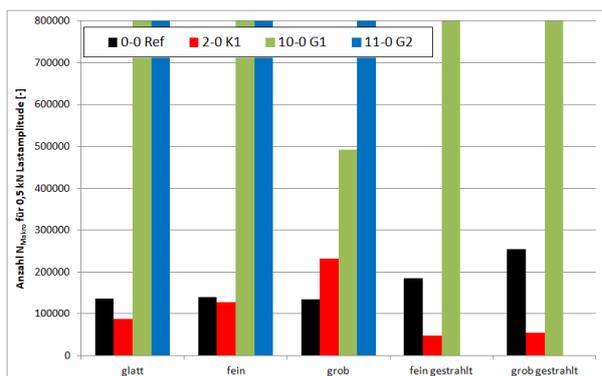


Bild 321: Ermüdungskurven der Variante 2 (Kombiprodukt 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Für die Referenz 0 ist deutlich zu erkennen, dass die sandgestrahlten Varianten 0-1b und 0-2b Vorteile gegenüber den nicht sandgestrahlten Varianten zeigen. Die Varianten mit dem Kombiprodukt K1 liegen meist auf einem niedrigeren Niveau, als die Referenz, mit Ausnahme der Variante 2-2 (grober Oberfläche). Insbesondere die sandgestrahlten Va-

rianten 2-1b und 2-2b weisen deutlich niedrigere Ergebnisse auf. Alle Varianten mit Gitter (10 und 11) erreichen bei 0,5 kN keinen Makroriss (Anzahl N_{Makro} geschätzt) und sind daher deutlich von Vorteil. Dabei liegen die feinen und groben Varianten meist unterhalb der Null-Variante.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Für die Referenzvariante ohne Einlage hat die feine oder grobe Struktur keinen positiven Einfluss. Der Schichtenverbund ist herabgesetzt, was vermutlich zu schlechteren Ergebnissen führt. Eine sandgestrahlte, strukturierte Oberfläche bietet einen besseren Schichtenverbund und ist von Vorteil.
- Für die Variante mit Kombinationsprodukt haben die strukturierten Oberflächen Vorteile. Trotz der spannungsabbauenden Funktion der Produkte können die Gitter die Durchbiegungen während der Prüfungen abfangen. Mit dem Sandstrahlen dieser Oberflächen wird liegt vermutlich zu wenig Bindemittel vor, so dass deutliche Nachteile entstehen.
- Die Varianten mit Gitter weisen keine wesentlichen Vorteile der strukturierten gegenüber der glatten Oberfläche auf. Auch das Sandstrahlen bietet keine Vorteile. Insgesamt liegen die Ergebnisse jedoch deutlich über der Referenz.

Einfluss der Deckschicht

In Bild 322 sind noch einmal die ermittelten Lastzyklenzahlen der Referenz ohne Einlage mit den drei Deckschichtvarianten AC 11 D S (Referenz), AC 8 D N und SMA 8 S dargestellt.

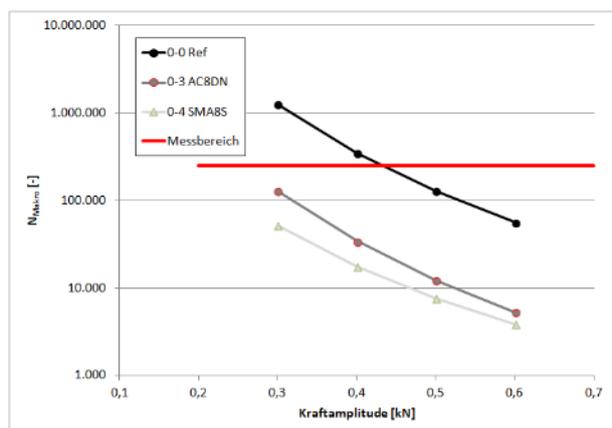


Bild 322: Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude für die drei Deckschichten AC 11 D S (Referenz), AD 8 D N und SMA 8 S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Es fällt auf, dass beide Varianten mit kleinerem Größtkorn gegenüber der Referenz deutlich weniger Lastzyklen erreichen. Ursächlich für den geringeren Widerstand gegen Rissbildung könnte die in

AC 8 D N geringere Bindemittelviskosität und in SMA 8 S geringere Verzahnung der Gesteinskörnung sein.

Ein ähnliches Ergebnis weist die Variante mit dem Kombiproduct K1 auf, siehe Bild 323.

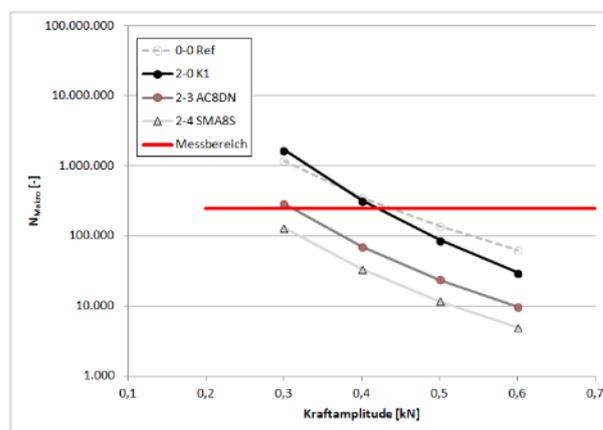


Bild 323: Ermüdungskurven von N_{Makro} bei Einsatz des Kombiproducts K1 für die drei Deckschichten AC 11 D S (2-0), AD 8 D N (2-3) und SMA 8 S (2-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Auch die Varianten mit dem Gitter G1 in Bild 324 und Gitter G2 in Bild 325 weisen eine ähnliche Tendenz auf. Die veränderten Deckschichtasphalte führen zu einer starken Abnahme der Lastzyklenzahlen N_{Makro} .

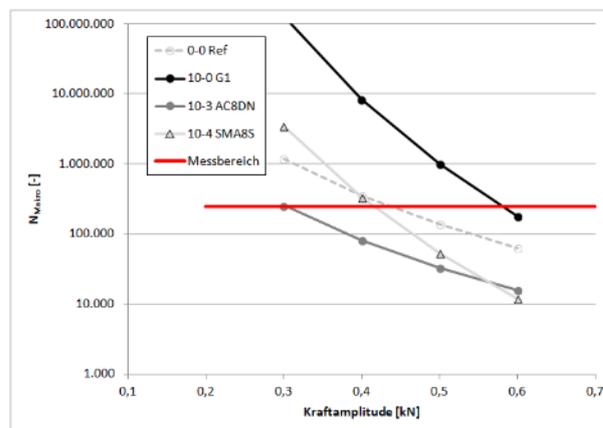


Bild 324: Ermüdungskurven von N_{Makro} bei Einsatz des Gitters G1 für die drei Deckschichten AC 11 D S (10-0), AD 8 D N (10-3) und SMA 8 S (10-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

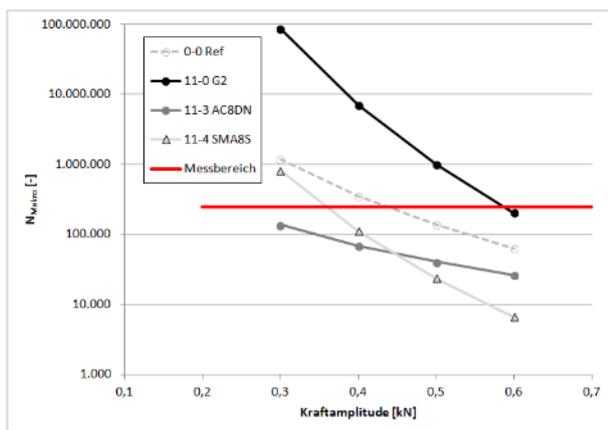


Bild 325: Ermüdungskurven von N_{Makro} bei Einsatz des Gittes G2 für die drei Deckschichten AC 11 D S (11-0), AD 8 D N (11-3) und SMA 8 S (11-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bei den Gittern ist auffällig, dass der Splittmastixasphalt SMA 8 S im unteren Lastamplitudenbereich Vorteile gegenüber dem Asphaltbeton AC 8 D N aufweist. Bei den höheren Lastamplituden weist der AC 8 D N Vorteile auf. Eine physikalisch offensichtliche Erklärung besteht nicht. Vermutlich wirkt sich im unteren Lastamplitudenbereich das Polymermodifizierte Bitumen des SMA 8 S vorteilhaft aus, während im hohen Bereich ein eher flächiges Verkanten der Gesteinskörnungen stattfindet, wobei der AC 8 D N von Vorteil ist.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Der Einsatz eines Mischguts mit größerer Korngröße (11 mm gegenüber 8 mm) ist für die überprüften Varianten stets von Vorteil.
- Für die Referenz und das Kombiprodukt weist der AC 8 D N Vorteile auf, bei den Gittern ist es der SMA 8 S im unteren Lastamplitudenbereich, sonst der AC 8 D N.

Einfluss der Emulsions Sorte

Neben der Emulsion C70 BP3-OB-1 wurde als Variante die Emulsion C60 B4-S an drei Asphalteinlagen überprüft. Zusätzlich wurde für die Referenzvariante, welche im Regelfall ohne Emulsion hergestellt wurde, ein Haftkleber C40 B1-S benutzt. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 326 dargestellt.

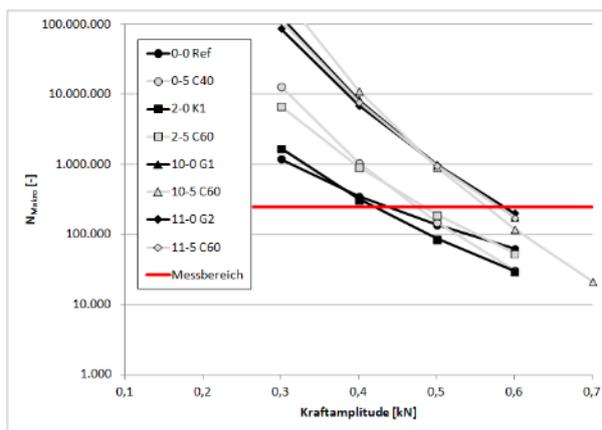


Bild 326: Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude bei Variation der Emulsion im 3-Punkt-Biegeversuch.

Für die Referenz-Variante weist der Einsatz eines Haftklebers (0-5) bei 0,6 kN Lastamplitude Nachteile auf. Bei geringerer Lastamplitude ist der Haftkleber von Vorteil.

Für die Varianten mit Gitter sind die Emulsionen C60 B4-S tendenziell von Nachteil (10-5 und 11-5), liegen jedoch nahe den Ergebnissen der Emulsion C70 BP3-OB-1 (10-0 und 11-0). Hier wirkt sich vermutlich die erhöhte Bindemittelmenge und das Polymermodifizierte Bitumen positiv aus.

Für das Kombiprodukt K1 kann dagegen eindeutig festgehalten werden, dass die Emulsion C60 B4-S von Vorteil ist. Es wird vermutet, dass der geringere Bindemittelgehalt dafür ursächlich ist. So kann die spannungsabbauende Wirkung reduziert werden und ein erhöhter Schichtenverbund entsteht.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Für das Kombiprodukt K1 ist die Anwendung der Emulsion mit geringerem Bindemittelgehalt von Vorteil.
- Bei den Gittern tritt ein minimaler Nachteil bei Einsatz der alternativen Emulsion auf.

Einfluss der Reduzierung der Emulsionsmenge

Für die bereits bekannten Varianten mit Kombiprodukt K1 und den Gittern G1 und G2 wurde überprüft, welchen Einfluss eine um 30 % reduzierte Emulsionsmenge hat. Die erzielten Ergebnisse können dem Bild 327 entnommen werden.

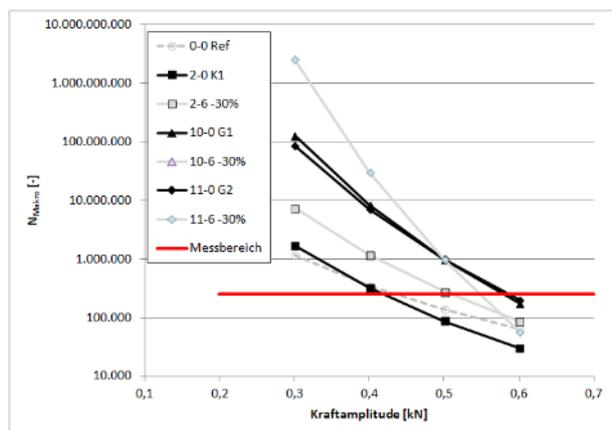


Bild 327: Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude bei Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 % im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 327 zeigt für die Variante mit dem Kombiprodukt, K1 (2-0) dass die Reduzierung der Emulsionsmenge von Vorteil ist (2-6). So wird der verhältnismäßig dicke Bitumenfilm, der spannungsabbauend wirkt, reduziert und der Schichtenverbund erhöht. Tendenziell konnte dies bereits bei Einsatz der Emulsion C60 B4-S erkannt werden.

Für die Variante mit Gitter G1 (10-6) konnte in keinem Fall das Versagenskriterium N_{Makro} erreicht werden, so dass kein quantitatives Ergebnis vorliegt. Da hier keine Verlegehilfe oder Vlies vorliegt, ist die Reduzierung somit bzgl. der Ermüdungsresistenz von Vorteil.

Für die Variante mit Gitter G2 (11-6) konnte das Versagenskriterium N_{Makro} erreicht werden. Hier ist die Reduzierung im prüftechnisch erfassten Bereich von Nachteil. Dieses Gitter weist eine Verlegehilfe auf, welche mit hoher Wahrscheinlichkeit eine höhere Bindemittelmenge für einen optimalen Schichtenverbund benötigt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Für das Kombiprodukt K1 ist die Reduzierung der Emulsionsmenge von Vorteil, da die spannungsabbauende Wirkung vermindert wird.
- Für das Gitter G1 ohne Verlegehilfe ist die Reduzierung von Vorteil, da der Schichtenverbund vermutlich erhöht wird. Es ist jedoch nur eine qualitative Aussage möglich.
- Für das Gitter G2 mit Verlegehilfe ist die Reduzierung von Nachteil, da die Bitumenmenge vermutlich zu gering ist und so der Schichtenverbund herabgesetzt wurde.

Einfluss der Überlappung

Für die Varianten mit Kombiprodukt K1 und den Gittern G1 und G2 wurde weiterhin überprüft, welchen Einfluss eine Überlappung der Asphalteinlagen hat.

Dabei wurden die Einlagen über die gesamte Fläche einer Asphalt-Probeplatte doppelt aufgelegt, bei zweimaligen Anspritzten mit Emulsion. Die erzielten Ergebnisse sind in Bild 328 dargestellt.

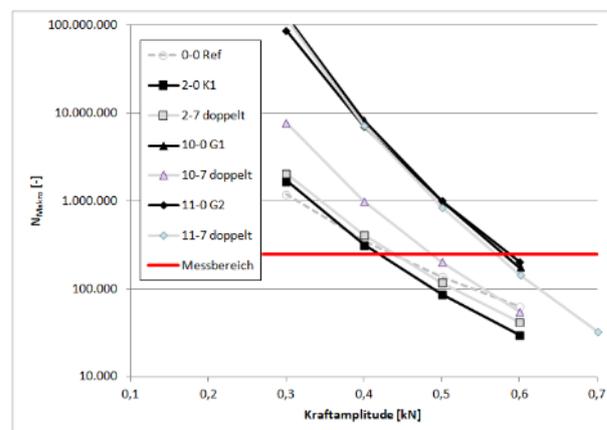


Bild 328: Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude bei doppelter Lage der Asphalteinlagen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Für das Kombiprodukt, K1 (2-0) weist eine doppelte Lage geringe Vorteile auf (2-7). Es ist möglich, dass das doppelte Gitter stark versteifend wirkt, während die Vliese für einen guten Verbund sorgen.

Für die Variante mit Gitter G1 (10-0) ohne Verlegehilfe ist eine doppelte Lage eindeutig von Nachteil (10-7). Hier verhindert wahrscheinlich die doppelte Lage beim Einbau ein Verkanten der beiden Schichten und vermindert den Schichtenverbund.

Für die Variante mit Gitter G2 (11-0) mit Verlegehilfe werden nur tendenziell niedrigere Ergebnisse bei doppelter Lage erzielt (11-7). Vermutlich wirken auch hier die beiden Gitter stärker versteifend, sind mit Hilfe der Verlegehilfe gut verbunden und können so die Verminderung des Schichtenverbunds ausgleichen.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Für das Kombiprodukt K1 ist eine doppelte Lage nicht von Nachteil.
- Für das Gitter G1 ohne Verlegehilfe ist eine doppelte Lage eindeutig von Nachteil, für das Gitter G2 mit Verlegehilfe nur tendenziell von Nachteil.

Einfluss unvollständigen Ansprühens

Für die Varianten mit Kombiprodukt K1 und den Gittern G1 und G2 wurde im Weiteren überprüft, welchen Einfluss ein unvollständiges Ansprühens der Unterlage zur Folge hat. Dabei wurden die Oberflächen abgeklebt und nur zur Hälfte mit Emulsion benetzt. Bild 329 zeigt die erzielten Ergebnisse.

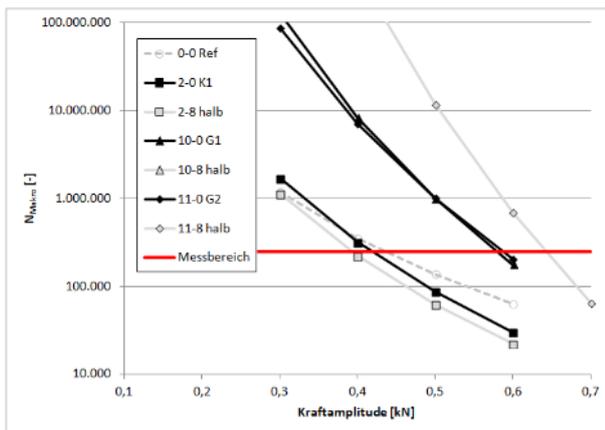


Bild 329: Ermüdungskurven von N_{Makro} über die Kraftamplitude bei 50 %iger Benetzungsfläche der Emulsionen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Für das Kombiprodukt, K1 (2-0) weist die Reduzierung der Benetzungsfläche leichte Nachteile auf (2-7). Gegenüber der Reduzierung der Emulsionsmenge, welche von Vorteil ist, bewirkt eine Reduzierung der benetzten Fläche einen messbaren Nachteil.

Für die Variante mit Gitter G1 (10-8) konnte in keinem Fall das Versagenskriterium N_{Makro} erreicht werden, so dass kein quantitatives Ergebnis vorliegt. Hier liegt ein ähnliches Verhalten wie bei der Reduzierung der Emulsionsmenge vor.

Für die Variante mit Gitter G2 (11-8) mit Verlegehilfe wird das Versagenskriterium nur in einem Fall erzielt. Tendenziell werden erhöhte Ergebnisse erzielt.

Zusammenfassend kann festgehalten werden:

- Für das Kombiprodukt K1 ist eine Reduzierung der Benetzungsfläche eindeutig von Nachteil.
- Für die Gitter G1 ohne Verlegehilfe diese Variation eindeutig von Vorteil. Für Gitter G2 mit Verlegehilfe ist diese Variation tendenziell von Vorteil.

Zusammenfassung

Zusammenfassend kann für die Überprüfung der rissüberbrückenden Funktion festgehalten werden:

- Die Varianten mit Kombiprodukten weisen teils bessere, teils schlechtere Ergebnisse gegenüber der Referenz auf. Trotz der spannungsabbauenden Funktion können einige Produkte über die integrierten Gitter eine rissüberbrückende Funktion gewährleisten. Die Produkte lassen sich eindeutig differenzieren.
- Die Varianten mit Gittern weisen gegenüber der Referenz in der Hälfte der Fälle bessere Ergebnisse auf. Die Produkte unterschiedlicher Hersteller lassen auch hier eine Differenzierung zu.

Es treten jedoch auch Unterschiede auf, die derzeit nicht physikalisch bewertet werden können.

- Für die Referenzvariante ohne Einlage hat die feine oder grobe Oberflächenstruktur keinen positiven Einfluss. Eine sandgestrahlte, strukturierte Oberfläche bietet einen besseren Schichtenverbund und ist von Vorteil.
- Für die Variante mit Kombinationsprodukt haben die strukturierten Oberflächen Vorteile. Mit dem Sandstrahlen dieser Oberflächen liegt vermutlich zu wenig Bindemittel vor, so dass deutliche Nachteile entstehen.
- Die Varianten mit Gitter weisen keine wesentlichen Vorteile der strukturierten gegenüber der glatten Oberfläche auf. Auch das Sandstrahlen bietet keine Vorteile. Insgesamt liegen die Ergebnisse jedoch deutlich über der Referenz.
- Die Asphalteeigenschaften der Deckschicht beeinflussen den Widerstand gegen Rissbildung. Der Einsatz des AC 11 D S weist hier stets Vorteile gegenüber den Sorten mit kleineren Korngrößen auf. Für die Referenz (ohne Einlage) und das Kombiprodukt weist der AC 8 D N Vorteile gegenüber dem SMA 8 S auf. Bei den Gittern ist der SMA 8 S nur im unteren Lastamplitudenbereich von Vorteil.
- Die Verwendung eines zusätzlichen Haftklebers liefert bei der Referenz-Variante Nachteile (Gleitfilm).
- Für das Kombiprodukt K1 ist die Anwendung der alternativen Emulsion mit Straßenbaubitumen und geringerem Bindemittelgehalt von Vorteil. Bei den Gittern tritt ein minimaler Nachteil bei Einsatz der alternativen Emulsion auf.
- Für das Kombiprodukt K1 und das Gitter G1 ist die Reduzierung der Emulsionsmenge von Vorteil, da der Schichtenverbund vermutlich erhöht wird. Für das Gitter G2 mit Verlegehilfe ist die Reduzierung von Nachteil, da die Bitumenmenge vermutlich zu gering ist und so der Schichtenverbund stark herabgesetzt wurde.
- Eine doppelte Lage (Überlappung) ist für das Kombiprodukt K1 nicht von Nachteil. Für das Gitter G1 ohne Verlegehilfe ist eine doppelte Lage eindeutig von Nachteil, für das Gitter G2 mit Verlegehilfe nur tendenziell von Nachteil.
- Für das Kombiprodukt K1 ist eine Reduzierung der Benetzungsfläche eindeutig von Nachteil.
- Für die Gitter G1 ohne Verlegehilfe diese Variation eindeutig von Vorteil (wie die Reduzierung der Emulsionsmenge). Für Gitter G2 mit Verlegehilfe ist diese Variation nur tendenziell von Vorteil.

Es kann festgehalten werden, dass unter den angewandten Prüfbedingungen sowohl Kombinationsprodukte, als auch Gitter für eine verbesserte rissüberbrückende Funktion einsetzbar sind. Mit der hier eingesetzten Referenz wurde eine qualitativ hochwertige Kombination hergestellt, welche das Niveau für die Asphalteinlagen hoch setzt.

Jede hier überprüfte Asphalteinlage vermindert den Schichtenverbund bzw. soll per Aufgabe spannungsabbauend sein und muss deshalb diesen nachteiligen Effekt in der 3-Punkt-Biegeprüfung zusätzlich abfangen. Demgegenüber bietet die Referenz einen optimalen Schichtenverbund, welcher im Bereich der Kerbe in der Prüfung zunächst von Vorteil ist.

6.4.1 Keilspaltversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine spannungsabbauende und spannungsaufnehmende Funktion zur Rissüberbrückung vorgestellt, welche mit dem Keilspaltversuch ermittelt wurde. Prüfbedingungen und Auswertungsmodalitäten sind in beiden Fällen gleich. Bei der Darstellung der Ergebnisse wird separat auf die Unterschiede der spannungsaufnehmenden und spannungsabbauenden Wirkung eingegangen.

Prüfverfahren

Ziel dieses Versuchs ist es, über die Beurteilung der benötigten Energie für den Rissfortschritt im Probekörper eine Aussage über spannungsaufnehmende oder spannungsabbauende Eigenschaften einer Asphalteinlage treffen zu können. Auf diese Weise soll eine Grundlage geschaffen werden, das Potential zur Verhinderung von Reflexionsrissen zu quantifizieren.

Das Prüfverfahren entspricht im Wesentlichen dem bekannten Keilspaltversuch zur Beurteilung der spannungsaufnehmenden/-abbauenden Funktion in 3.2.2.5 und 3.2.3.5 (Bild 330). Anpassungen wurden lediglich aufgrund der Probekörpergeometrie und im Hinblick auf Vereinfachungen vorgenommen.



Bild 330: Versuchsaufbau des Keilspaltversuchs in der Universalprüfmaschine zu Beginn der Prüfung

Die Ermittlung der Kennwerte

- $G_{f2,0}$ (flächenbezogene kumulierte Energie [Nmm/cm²] über eine Rissöffnungsweite von 2,0 mm),
- $F_{1,5}$ (Spaltkraft [N] bei einer Rissöffnung von 1,5 mm) und
- F_{max} (höchste Spaltkraft [N] – „Peak“ am Anfang des Rissbereichs)

erfolgt anhand der Auswertung eines Last-Verformungs-Diagramms. Die dargestellte Spaltkraft wird dabei aus der vertikalen Drucklast über die Berücksichtigung des Keilwinkels berechnet. Die Rissöffnungsweite wurde in 3.2.2.6 und 3.2.3.5 mittels Wegaufnehmer direkt an der Probe ermittelt. Vergleichende Untersuchungen haben gezeigt, dass im Post-Peak-Bereich der Last-Verformungskurve die Bestimmung der Rissöffnungsweite ohne qualitative Einbußen über die Berechnung aus Kolbenhubweg und Keilwinkel möglich ist. Da durch einen deutlich vereinfachten Prüfablauf auch eine mögliche Akzeptanz des Prüfverfahrens erhöht würde, wurde diese Variante für das weitere Vorgehen gewählt. Betrachtet wird demnach ausschließlich der Post-Peak-Bereich (Bild 331). Der aus den vorhergehenden Versuchen bekannte Wert für die spezifische Bruchenergie $G_{f2,0}$ wird in der vorliegenden Auswertungsvariante in Anlehnung an die Betrachtung nach dem „Peak“ mit $G_{fp2,0}$ bezeichnet; entsprechend wird $F_{1,5}$ mit $F_{p1,5}$ ersetzt.

- spezifische Bruchenergie ab Kurvenmaximum bis zu einer weiteren Rissöffnung von 2,0 mm $G_{fp,2,0}$ [Nmm/mm²]

- $F_{p1,5}$ (Spaltkraft [N] bei einer Rissöffnung von 1,5 mm ab Kurvenmaximum)

Die Prüftemperatur beträgt ± 0 °C. Je Variante werden drei Probekörper geprüft.

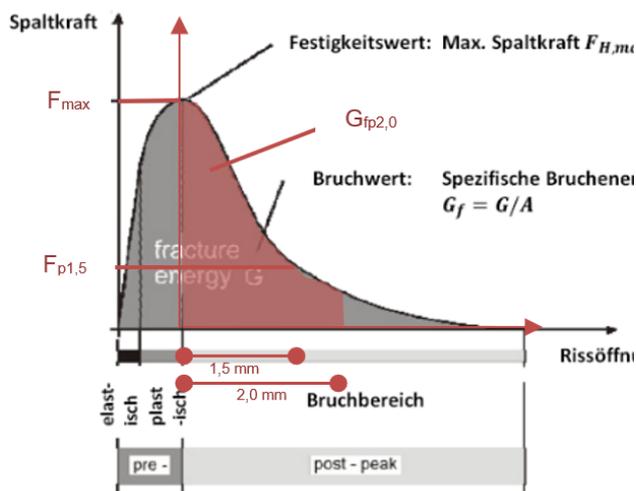


Bild 331: Unterschied in der Kurvenauswertung Kapitel 3.2 zu Kapitel 6.1 an der Darstellung des schematischen Kraft-Verformungsdiagramms; vgl. (Tschegg 2000)

Prüfplan

Der Prüfplan für die Sensitivitätsanalyse des Keilspaltversuchs (Tabelle 37) umfasst sowohl eine erweiterte Auswahl an Asphalteinlagen als auch die in Tabelle 32 beschriebenen Variationen für ausgewählte Einlagen und die Referenzvariante ohne Einlage. In Summe wurden 61 verschiedene Probekörper geprüft.

Tabelle 37: Prüfplan Keilspaltversuche

Nummer	Einlage	Variante
0-0	-	normal
0-1		fein
0-2		grob
0-3		AC8DN
0-4		SMA8S
0-5		C40
1-0	V1	normal
1-1		fein
1-2		grob
1-3		AC8DN
1-4		SMA8S
1-5		C60
1-6		-30 %
1-7		doppelt
1-8	halb	
2-0	K1	normal
2-1		fein
2-2		grob
2-3		AC8DN
2-4		SMA8S
2-5		C60
2-6		-30 %

2-7	K2	doppelt
2-8		halb
3-0		normal
3-1		fein
3-2		grob
3-3		AC8DN
3-4		SMA8S
3-5		C60
3-6	-30 %	
3-7	doppelt	
3-8	halb	
4-0	K3	normal
5-0	K4	normal
6-0	K5	normal
7-0	K6	normal
8-0	K7	normal
9-0	K8	normal
10-0	G1	normal
10-1		fein
10-2		grob
10-3		AC8DN
10-4		SMA8S
10-5		C60
10-6		-30 %
10-7		doppelt
10-8	halb	
11-0	G2	normal
11-1		fein
11-2		grob
11-3		AC8DN
11-4		SMA8S
11-5		C60
11-6		-30 %
11-7		doppelt
11-8	halb	
12-0	G3	normal
13-0	G4	normal
14-0	G5	normal
15-0	G6	normal

Ergebnisse

Die Darstellung der Ergebnisse aus dem Keilspaltversuch kann grundsätzlich anhand der Last-Verformungskurve erfolgen. Im Zuge der Sensitivitätsanalyse wurden bewusst auch Varianten gewählt, die keine großen Unterschiede erwarten lassen. Zudem ist es zielführend, bei der Ergebnisdarstellung auch Einzelwerte abzubilden, um die Streuung innerhalb einer Variante darzustellen. Dies soll die Bewertung der Differenzierbarkeit zwischen den Varianten erleichtern. Bild 332 zeigt, dass eine vergleichende Gesamtdarstellung der Ergebnisse der spannungsabbauenden Varianten ohne Variation zu einem unübersichtlichen Bild führt. Auf die Darstellung der Variationen eines Gitters wurde aus ebendiesem Grund verzichtet.

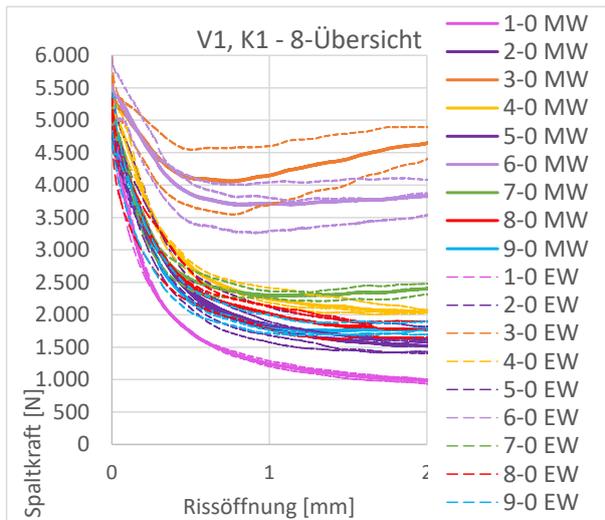


Bild 332: Vergleich der spannungsabbauenden Varianten ohne Variation mit Darstellung der Einzelwerte

Für die Ergebnisdarstellung wurde daher in diesem Fall eine numerische Lösung herangezogen. Dazu stehen grundsätzlich die unter 3.2.2.5 beschriebenen Kennwerte zur Verfügung. Eine Bewertung über die maximale Spaltkraft F_{max} scheint nach aktuellem Kenntnisstand für die Beurteilung der rissüberbrückenden Wirkung nicht zielführend, da die maximale Spaltkraft nach bisherigen Erkenntnissen zum überwiegenden Teil vom Asphalt der tieferliegenden Schicht beeinflusst wird und die Asphalteinlage in diesem Beanspruchungszustand noch keine Zugkräfte übernimmt. Die Korrelationsbetrachtung zwischen $F_{p1,5}$ und $G_{fp2,0}$ (Bild 333) zeigt deutlich, dass für vergleichende Bewertungen eine der beiden Kenngrößen ausreichend ist.

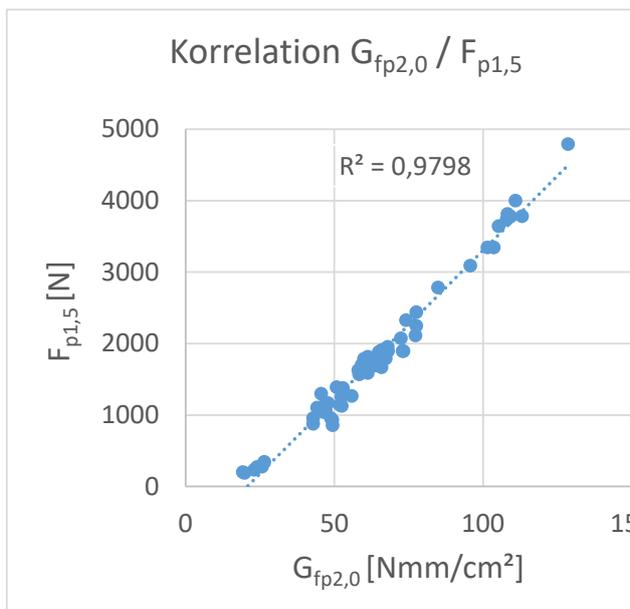


Bild 333: Korrelationsbetrachtung zwischen $F_{p1,5}$ und $G_{fp2,0}$

Im weiteren Verlauf werden die vergleichenden Betrachtungen der verschiedenen Varianten und Variationen unter Verwendung der Bruchenergie $G_{fp2,0}$ dargestellt. Die Höhe der Balken zeigt dabei die Spreizung der Einzelergebnisse. Der Mittelwert ist durch ein Kreuz gekennzeichnet, der Medianwert durch einen Kreis.

Einleitend ist Folgendes anzumerken: Das Prüfergebnis der Reihe 3-0 scheint unter Betrachtung der Rohdaten möglicherweise leicht zu hoch bewertet. Ein Hinweis für diese Beobachtung ist unter anderem aus dem Vergleich der Emulsionsvarianten 3-0 und 3-5 abzuleiten, wobei die Spreizung bei diesem Kombinationsprodukt deutlicher ausfällt als bei den restlichen Varianten. Für eine datengetreue Auswertung wurde das Ergebnis nicht angepasst, bei den Überlegungen zur Plausibilität der Ergebnisse sollte dies jedoch teilweise berücksichtigt werden.

Vergleich der Asphalteinlage

In Fortführung der Untersuchungen aus 3.2 werden zunächst die Standard-Variationen der verschiedenen Asphalteinlagen betrachtet. Bild 334 zeigt die Standard-Variationen der Asphalteinlagen V1 und K1-8 mit Referenz R. Bild 335 zeigt die Standard-Variationen der Gitter 1 bis 6 mit Referenz R.

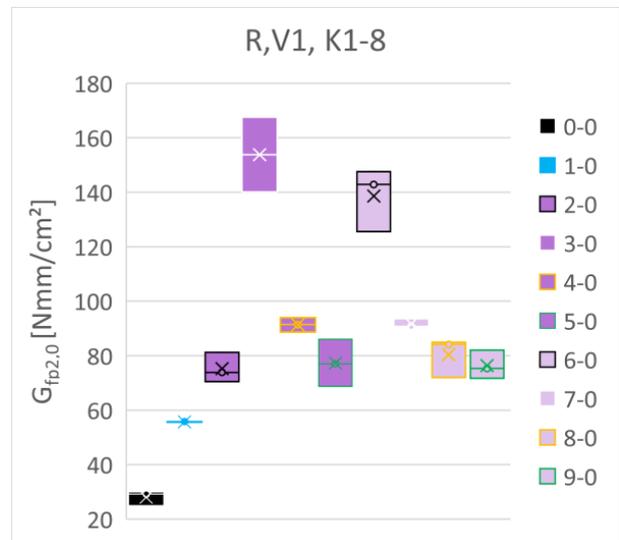


Bild 334: Standard-Variation der Asphalteinlagen V1 und K1-8 mit Referenz R

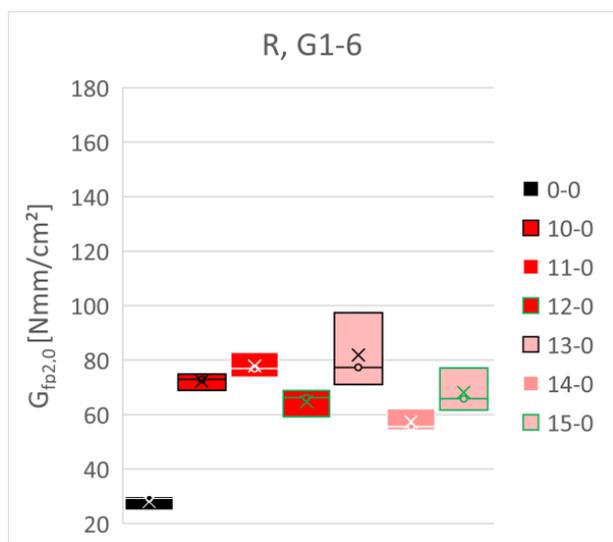


Bild 335: Standard-Variation der Gitter G1 bis G6 mit Referenz R

Wie in 3.2 zeigt sich bei Vlies- Gitter- und Kombinationsprodukten sowohl eine deutliche Unterscheidung zum Referenzprobekörper als auch die Möglichkeit zur Unterscheidung zwischen den verschiedenen Einlagen.

Zur Plausibilitätskontrolle kann an dieser Stelle Folgendes dienen: Eine durchgehende Differenzierbarkeit der vom Hersteller angegebenen Zugfestigkeiten ist nicht gegeben. Bei Betrachtung einzelner Einlagenpaare stellt sich jedoch heraus, dass bei sonst gleichen oder sehr ähnlichen Voraussetzungen Zugfestigkeitswerte einen Einfluss auf das Prüfergebnis haben. Insbesondere zeigt sich dies im Vergleich zwischen Variante 3-0 und 4-0 (gleiches Kombinationsprodukt mit unterschiedlicher Zugfestigkeit in Längs- und Querrichtung; in Hauptzugrichtung 3-0 und in Nebenzugrichtung 4-0 geprüft) sowie zwischen den Gittern 13-0 und 14-0, die eine fast identische Struktur aufweisen, sich jedoch in den angegebenen Zugfestigkeiten unterscheiden. Auch die anhand der augenscheinlichen Vergleichbarkeit der Kombinationsprodukte 5-0 und 9-0, die sich in den Prüfwerten der beiden Varianten spiegelt, weist auf die Plausibilität der Ergebnisse hin.

Einfluss der Feinfräsung

In den folgenden Unterpunkten werden die Standardvarianten der Proben 0, 1, 2, 3, 10 und 11 (Referenz, Vlies und je 2 Kombinationsprodukte und Gitter) mit den jeweiligen Variationen verglichen.

Bild 336 bildet den prüfbaren Einfluss der simuliert feingefrästen Binderschichtoberfläche ab.

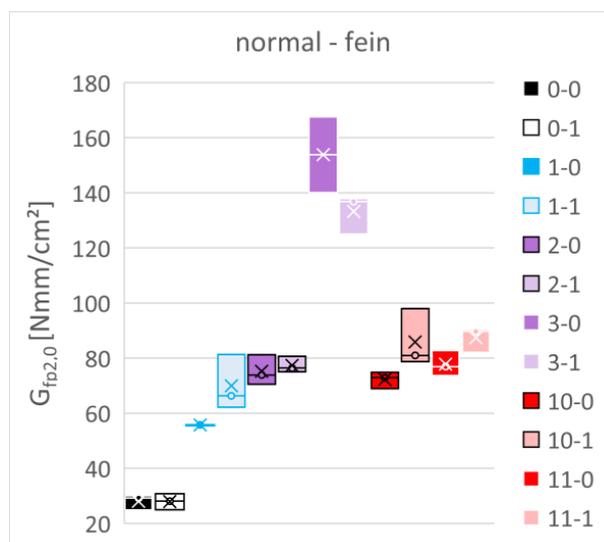


Bild 336: Einfluss der simuliert feingefrästen Binderschichtoberfläche auf die ausgewählten Einlagenvarianten

Bei den Gitter-Varianten sind bei beiden Fräsflächen tendenziell höhere Werte erkennbar. Möglicherweise ist dies mit einer leichten strukturellen Verzahnung zwischen fein gefräster Oberfläche, Einlage und Asphaltdeckschicht zu erklären. Wie deutlich zu sehen ist, hat die simulierte Fräsung auf die Referenzvariante keine Auswirkung. Da hier keine trennende Einlageschicht aufgebracht wird, kann sich das heiße Asphaltmischgut der Deckschicht formschlüssig mit der Unterlage verbinden. Bezüglich der Kombinationsprodukte kann nach aktueller Datenlage keine Aussage über Differenzierbarkeit und Plausibilität getroffen werden.

Einfluss der Grobfräsung

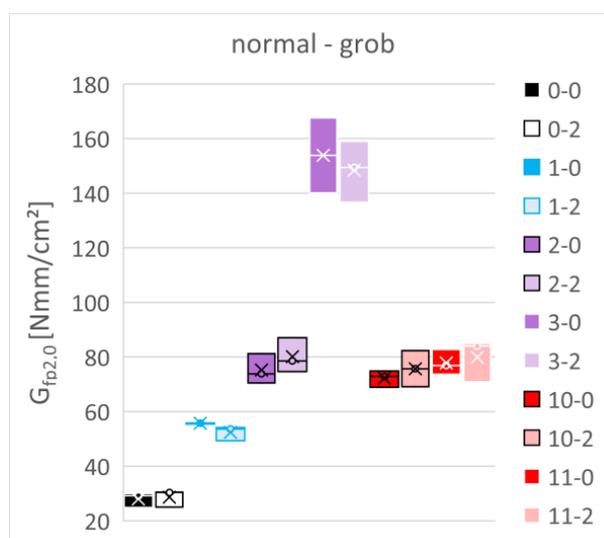


Bild 337: Einfluss der simuliert grobgefrästen Binderschichtoberfläche auf die ausgewählten Einlagenvarianten

Tendenziell ergeben sich bei der Beurteilung des Einflusses aus simulierter Grobfräsung ähnliche Aussagen wie bei der simulierten Feinfräsung. Das Kombinationsprodukt 2-0/2-2 und die Gittervarianten zeigen allerdings im Vergleich zur simulierten Feinfräsung nur noch einen leichten Anstieg.

Einfluss der Deckschicht

Die Ergebnisse der Referenzvarianten 0-0 und 0-1 weisen bereits darauf hin, dass für den Rissfortschritt durch die abweichenden Deckschichtmaterialien AC 8 D N bzw. SMA 8 S mehr Energie aufgewendet werden muss, um die Schicht durchzureißen. Mögliche Einflussfaktoren können dabei die unterschiedlichen verwendeten Bindemittel, der Bindemittelgehalt und auch die homogenere Kornverteilung sein (vgl. Bild 338 und Bild 339). Tendenziell sind diese Effekte auch bei den meisten Einlagenvarianten erkennbar.

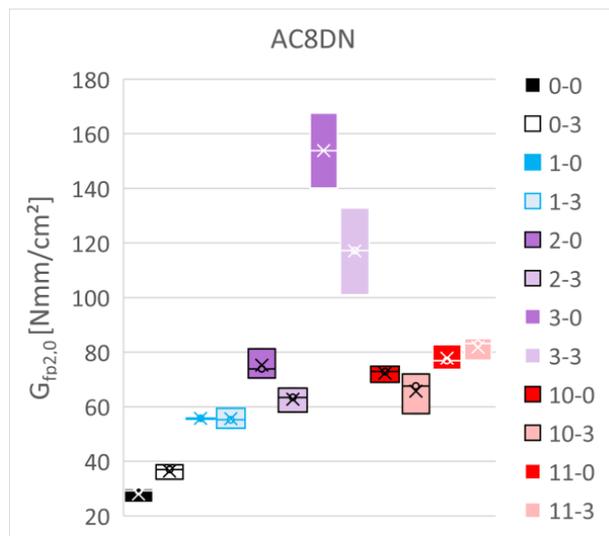


Bild 338: Einfluss des abweichenden Deckschichtmaterials AC 8 D N auf die ausgewählten Varianten

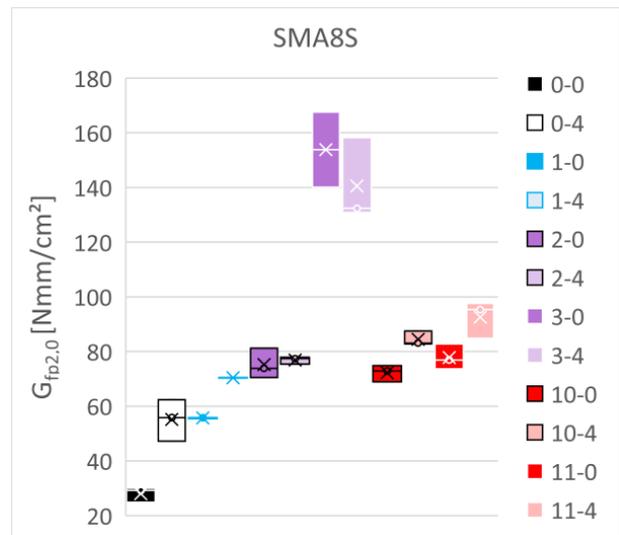


Bild 339: Einfluss des abweichenden Deckschichtmaterials SMA 8 S auf die ausgewählten Varianten

Einfluss der Bitumenemulsions Sorte

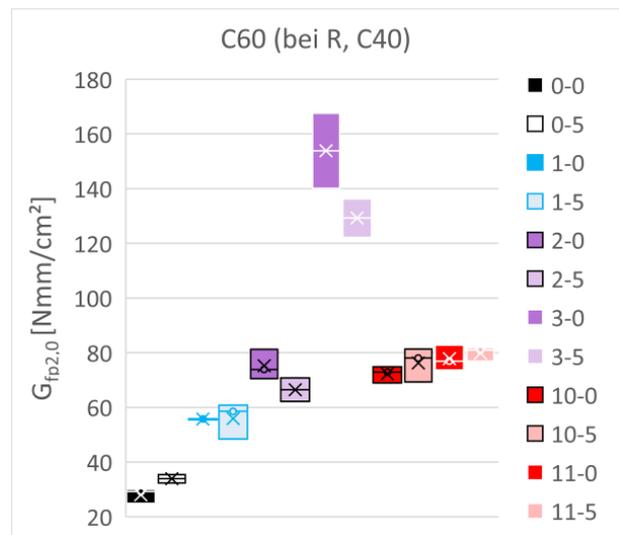


Bild 340: Einfluss unterschiedlicher Emulsionsorten C70 zu C60 (bei R: ohne zu C40) auf die ausgewählten Varianten

Bild 340 fasst die Ergebnisse der Kontrollprüfung an den verwendeten Bitumenemulsionen zusammen. Für die Keilspaltversuche wurde für die C70-Emulsion ausschließlich die erste Lieferung C70a verwendet. Die Stoffeigenschaften der Emulsionen zeigen dabei keine maßgeblichen Unterschiede zwischen den Sorten. Ein geringer Unterschied lässt sich beim Bindemittelgehalt 67 % zu 63 % feststellen. Bei gleicher Emulsionsmenge enthalten die Probekörper der Variation C60 demnach ca. 5 % weniger Bindemittel als die Standard-Variation mit C70. Die Referenz erhält in der Variante 0-5 zusätzlichen Bitumenanteil. Während die Ergebnisse der Referenz möglicherweise den Einfluss einer

SAMI abbilden könnten, zeigen die um 5 % des Bitumenanteils reduzierten Variationen grundsätzlich, wenn auch in sehr geringem Maße die gleiche Tendenz wie die Variationen mit 30 % geringerem Bitumenanteil (vgl. Bild 340). Darauf wird im nächsten Abschnitt weiter eingegangen.

Einfluss der Reduzierung der Emulsionsmenge

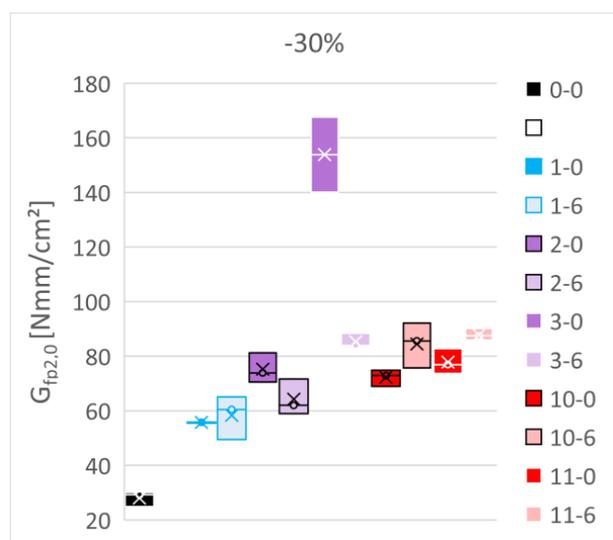


Bild 341: Einfluss der reduzierten Emulsionsmenge auf die ausgewählten Varianten

Da die Standardvariation der Referenz keine Bitumenemulsion enthält, wird hier nur diese als Referenz ohne entsprechende Variation 0-6 dargestellt. Der verringerte Bitumenanteil zeigt sich bei beiden Kombinationsprodukten deutlich bis sehr deutlich in kleineren Ergebniswerten. Eine Erklärung für dieses Verhalten könnte das Wirkprinzip der Kombinationsprodukte selbst sein. Ein Anteil der rissüberbrückenden Wirkung basiert auf der durch das bitumengetränkte Vlies entstehenden SAMI, die sich entsprechend bei geringerem Bindemittelgehalt weniger stark ausbildet. Zudem kann bei nicht vollständig gesättigter Vlieschicht das Haftverhalten gestört sein.

Für die Gittervarianten ergeben sich bei reduziertem Bindemittelgehalt, sowohl anhand Bild 341 als auch anhand Bild 340 erkennbar, tendenziell höhere Werte. Möglicherweise zeigt dies zum einen, dass vollständiger Verbund - zumindest bei den im Labor hergestellten Probekörpern mit sauberem Bitumenfilm an der Binderschichtoberfläche - auch ohne zusätzliche Emulsion erreicht werden kann, zum anderen greift möglicherweise die spannungsaufnehmende Wirkung des Gitters bei direkterer Einbindung in das Asphaltgefüge ohne spannungsabbauenden Bitumenfilm schneller.

Hinsichtlich der Vlieseinlage zeigen Bild 340 und Bild 341 in ähnlichem Maße eine sehr geringe Erhöhung des Ergebniswertes. Dies geht jedoch einher mit größerer Spreizung der Einzelwerte. Eine plausible qualitative Aussage ist diesbezüglich nach aktuellem Kenntnisstand nicht möglich. Die Streuung kann zumindest bei der Variante mit 30 % weniger Emulsion möglicherweise darauf zurückgeführt werden, dass die Verteilung der Bitumenemulsion bei nur teilweiser Sättigung des Vlieses nicht vollständig gleichmäßig in der Fläche möglich war.

Einfluss einer Überlappung

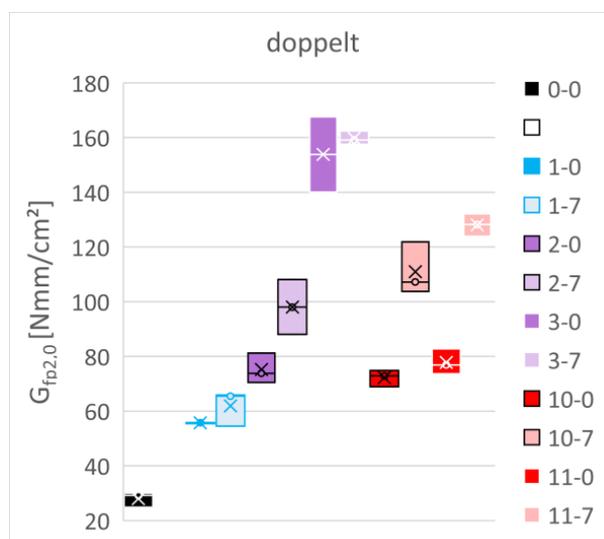


Bild 342: Einfluss doppelt verlegter Einlage auf die ausgewählten Varianten

Das wohl aussagekräftigste Ergebnis beim Vergleich der verschiedenen Variationen zeigt die Untersuchung einer doppelten Lage der jeweiligen Asphalteinlagen. Da die Herstellung auch mit entsprechend verdoppelter Emulsionsmenge in 2 Schritten erfolgte, ist kein negativer Einfluss durch verminderte Haftung der Einlagen mit Vliesanteil zu erwarten. Bild 342 stellt demnach in erster Linie die verdoppelte Zugfestigkeit der Einlagenvarianten dar.

Der Effekt zeigt sich insbesondere bei den Gittervarianten. Dies kann möglicherweise darauf hindeuten, dass sich der spannungsaufnehmende Anteil in diesem Fall erhöhen lässt, während sich die spannungsabbauenden Effekte mit Erhöhung der Schichtdicke der spannungsabbauenden Lage nicht oder nur noch in geringem Maße erhöhen lassen.

Einfluss unvollständigen Ansrühens

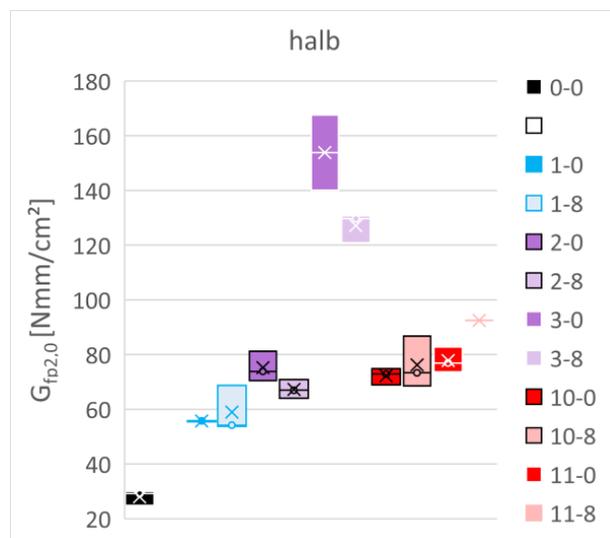


Bild 343: Einfluss bei Bitumenemulsion auf nur 50% der Probenkörperfläche auf die ausgewählten Varianten

Diese Variante soll einen geschwächten Schichtenverbund darstellen. Die Ergebnisse der Variation lassen sich jedoch dahingehend interpretieren, dass durch den vorhandenen Bitumenfilm auf der Binderschicht in Verbindung mit der flächenanteilig 50%-ig aufgetragenen Bitumenemulsion grundsätzlich ausreichender Verbund vorhanden ist. Die Ergebnisse können unter dieser Voraussetzung analog zu den Variationen „C60“ und „-30%“ (vgl. Bild 340 und Bild 341) gewertet werden.

Zusammenfassung

Sowohl die Differenzierbarkeit verschiedener Asphalteinlagen zur Referenz und untereinander als auch die Beurteilung der Variationen der ausgewählten Varianten lassen grundsätzlich eine positive Aussage über die Sensitivität des Prüfverfahrens Keilspaltversuch zu. Insbesondere die Wiederholbarkeit, die sich in geringen Streuungen der Einzelwerte bei einer 3-fach-Belegung zeigt, unterstreicht das prüftechnische Potential dieses Versuchstyps. In Verbindung mit standardisierbarer Probenvorbereitung und einfacher Handhabung der Versuchsdurchführung an einer weggeführten Druckprüfmaschine verspricht dieses Verfahren praktische Anwendbarkeit bei der Beurteilung von Asphalt-Einlegesystemen.

Die Ergebnisse der Bruchenergie $G_{fp2,0}$ sind dabei nach aktuellem Kenntnisstand vornehmlich als Kennwert für das Potential zur Rissüberbrückung zu betrachten. Diese Einschätzung der Ergebnisinterpretation beruht lediglich auf den bisherigen Erkenntnissen im Bereich der Laborprüfungen sowie auf theoretischen Überlegungen zur Plausibilität.

Diese Einschätzung wird durch Anwendung und Überprüfung in der Praxis in 7.3.7 weiter untersucht.

6.4.2 Zusammenhänge zwischen den Prüfmethoden

Nach Abschluss der Sensitivitätsanalyse wurde überprüft, ob die eingesetzten, unterschiedlichen Prüfverfahren Korrelationen oder Zusammenhänge bzgl. ihrer Ergebnisse aufweisen.

Dazu wurden die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeprüfung und der Scherprüfungen mit den Ergebnissen des Keilspaltversuchs verglichen. Im Wesentlichen wurden die Prüfmethoden für eine rissüberbrückende Wirkung miteinander verglichen, jedoch auch die spannungsabbauende Wirkung mit einbezogen.

In einem ersten Schritt wurden lineare Regressionen über alle Ergebnisse der überprüften Varianten gerechnet.

Die Ergebnisse folgender Varianten wurden dabei zusammengefasst:

- 0-0 bis 0-5 = alle Variationen der Referenzvariante ohne Einlage.
- 1-0 bis 1-8 = alle Variationen unter Einsatz des Vlieses.
- 2-0 bis 2-8 = alle Variationen des Kombiproduktes 2
- 3-0 bis 3-8 = alle Variationen des Kombiproduktes 3
- 4-0 bis 9-0 = unterschiedliche Kombiprodukte ohne Variation der Einbaubedingungen
- 10-0 bis 10-8 = alle Variationen des Gitters 1
- 11-0 bis 11-8 = alle Variationen des Gitters 2
- 12-0 bis 15-0 = unterschiedliche Gitter ohne Variation der Einbaubedingungen

Weiterhin wurden nach gleicher Methode die „Null“-Varianten aller Asphalteinlage-Systeme analysiert (Varianten 0-0, 1-0, 2-0, 3-0, usw.).

Die zu Regressionen liefen über folgende Ergebnisse:

- 3-Punkt-Biegeprüfung: N_{Makro} bei 0,3 kN Lastamplitude (0,3)
- 3-Punkt-Biegeprüfung: N_{Makro} bei 0,4 kN Lastamplitude (0,4)
- 3-Punkt-Biegeprüfung: N_{Makro} bei 0,5 kN Lastamplitude (0,5)
- 3-Punkt-Biegeprüfung: Ermüdungsfunktion, Parameter a (A)
- 3-Punkt-Biegeprüfung: Ermüdungsfunktion, Parameter b (B)

- Statische Scherprüfung: Schermodul (S)
- Abscherversuch: Max. Kraft (F_{max})
- Keilspaltversuch, Max. Kraft (F)
- Keilspaltversuch, Kraft bei 1,5 mm Rissöffnung (F1,5)
- Keilspaltversuch: Spezifische Bruchenergie ($G_{r2,0}$)

Für die zu analysierenden Varianten und Ergebnisse sind die Bestimmtheitsmaße r^2 [%] in Tabelle 38 dokumentiert.

Tabelle 38: Bestimmtheitsmaße linearer Regressionen über Ergebnisse zur spannungsabbauenden und rissüberbrückenden Wirkung

Ergebnis 1	Ergebnis 2	Variante								
		0-0 bis 0-5	1-0 bis 1-8	2-0 bis 2-8	3-0 bis 3-8	4-0 bis 9-0	10-0 bis 10-8	11-0 bis 11-8	12-0 bis 15-0	0-0 bis 15-0
0,3	F	3,8	-	24,6	-	4,2	6,4	36,9	11,5	13,9
	F1,5	19,4	-	0,2	-	47,4	0,4	0,4	87,4	2,7
	G	35,9	-	0,9	-	23,1	1,5	0,1	81,3	3,6
0,4	F	2,7	-	13,6	-	3,7	6,4	7,9	11,7	15,1
	F1,5	35,5	-	0,0	-	46,2	0,0	0,0	87,0	1,5
	G	35,9	-	0,0	-	22,1	0,8	0,3	80,8	1,6
0,5	F	2,0	-	3,1	-	4,0	7,7	2,7	10,1	15,3
	F1,5	35,5	-	0,3	-	10,4	1,7	3,1	80,3	8,3
	G	60,4	-	0,3	-	10,4	1,7	3,1	80,3	7,7
A	F	0,2	-	11,3	-	49,1	1,7	6,7	70,1	1,8
	F1,5	11,7	-	1,6	-	4,9	0,2	5,7	4,6	8,4
	G	10,2	-	0,0	-	21,5	2,3	6,6	0,9	5,2
B	F	5,5	-	44,0	-	0,4	18,0	22,0	33,9	21,2
	F1,5	27,5	-	0,0	-	22,3	0,0	3,5	33,9	1,5
	G	28,9	-	0,6	-	5,4	6,7	4,8	42,8	0,5
S	F	38,0	32,2	5,1	0,2	22,4	-	-	-	17,7
	F1,5	21,1	15,3	20,7	7,7	24,2	-	-	-	42,6
	G	23,5	21,4	11,7	9,2	20,1	-	-	-	48,7
F_{max}	F	0,0	13,4	0,1	6,3	77,4	-	-	14,9	-
	F1,5	1,2	0,5	41,3	0,2	58,7	-	-	42,9	-
	G	1,1	0,0	25,0	0,3	55,1	-	-	48,8	-

In Tabelle 38 fällt auf, dass für die vier Gitter 12-0 bis 15-0 hohe Bestimmtheitsmaße zwischen den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegeversuche und der Ergebnisse der Keilspaltversuche erreicht werden.

In Bild 344 sind die Zahlen N_{Makro} bei einer Laststufe von 0,4 kN der spezifischen Bruchenergie G gegenübergestellt. Zu den vier Varianten 12-0 bis 15-0 sind auch die Varianten 10-0 und 11-0, also alle Gitter, eingezeichnet.

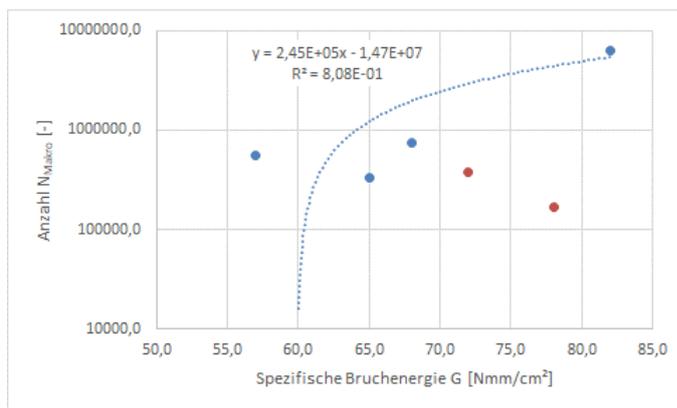


Bild 344: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches und der 3-Punkt-Biegeprüfungen an den überprüften Gittern 10-0 bis 15-0.

Bild 344 zeigt, dass die gute Korrelation (blaue Punkte) nur auf einem einzelnen hohen Zahlenwert basiert. Werden alle Gitter berücksichtigt (rote Punkte), entsteht sogar eine physikalisch unplausible Korrelation. Mit steigender Bruchenergie G würde eine geringere Zahl N_{Makro} erreicht werden. Dieses Phänomen tritt bei vielen Korrelationen der Gitter auf, so dass hier trotz der vermeintlich hohen Bestimmtheitsmaße keine verwertbaren Ergebnisse erzielt werden.

Anhand theoretischer Überlegungen könnte der Parameter b, also das Steigungsmaß der Ermüdungskurven der 3-Punkt-Biegeprüfungen, mit der spezifischen Bruchenergie G korrelieren. Dazu wurden gemäß Tabelle 38 jedoch keine relevanten Bestimmtheitsmaße ermittelt.

Unabhängig von den in Tabelle 38 genannten Korrelationen können in der grafischen Darstellung gewisse Tendenzen erkannt werden. Wird die Zahl N_{Makro} einer bestimmten Lastamplitude über die Bruchenergie G oder die maximale Kraft F (des Keilspaltversuchs) dargestellt, kann eine tendenzielle Korrelation erkannt werden, siehe Bild 345. Hier sind alle überprüften Varianten in einem Diagramm zusammen dargestellt.

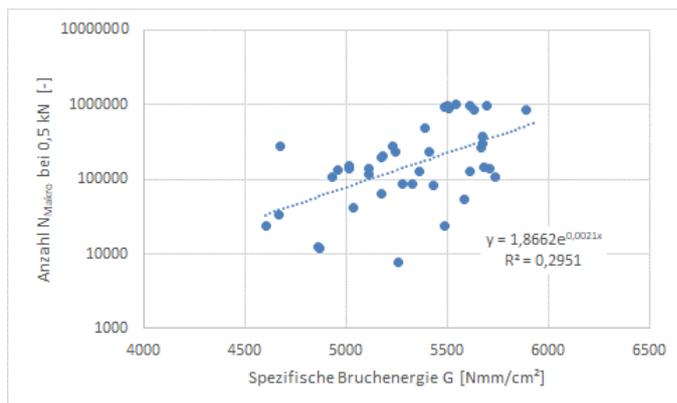


Bild 345: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches (maximale Kraft F) und der 3-Punkt-Biegeprüfungen (Lastamplitude 0,5 kN: N_{Makro}) aller überprüfter Varianten.

Neben der in Bild 345 dargestellten Zahl N_{Makro} bei 0,5 kN Lastamplitude gelten diese Tendenzen auch bei weiteren Lastamplituden. Die Bestimmtheitsmaße liegen jedoch alle unterhalb 30 %, so dass nur von einem tendenziellen Zusammenhang ausgegangen wird.

Weiterhin weisen die Ergebnisse der Scherversuche, der Schermodul oder die maximale Scherkraft, auf tendenzielle Zusammenhänge mit der Kraft $F_{1,5}$ oder der spezifischen Bruchenergie $G_{\text{fs},0}$ des Keilspaltversuchs hin. So können mit einer Potenzfunktion Bestimmtheitsmaße von bis zu 40 % erreicht werden, siehe Bild 346.

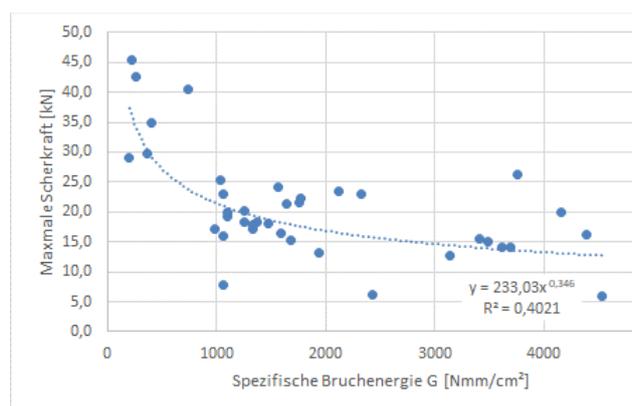


Bild 346: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches (Bruchenergie G) und des Abscherversuchs (maximale Scherkraft) aller überprüfter Varianten.

Der gleichzeitig erkennbare Zusammenhang zwischen der spezifischen Bruchenergie und der ertragbaren Lastwechselzahl im 3-Punkt-Biegeversuch sowie zur maximalen Scherkraft im Abscherversuch zeigt anschaulich, dass der Ergebniswert des Keilspaltversuchs sowohl spannungsaufnehmende Wirkungen der Gitter als auch spannungsabbauende Wirkungen der Vliese identifizieren kann. Sowohl die infolge der Gitterstränge ansteigende Kraft als auch die infolge der Vliese höheren Verformungen in der Verbundzone führen zu einem Anstieg der aufgenommenen Risenergie.

Zusammenfassung

- Vermeintlich gute Korrelationen zwischen den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegeprüfungen und der Keilspaltversuche, welche ein hohes Bestimmtheitsmaß ergeben, erweisen sich als

nicht belastbar, da diese oftmals nur einem einzigen hohen Zahlenwert geschuldet sind.

- Physikalisch plausible Zusammenhänge können tendenziell zwischen dem Wert N_{Makro} (3-Punkt-Biegeprüfung) und der maximalen Kraft oder Bruchenergie (Keilspaltversuch) erkannt werden.
- Mit der 3-Punkt-Biegeprüfung erfolgt, aufgrund der Durchbiegung, eine Belastung der Einlagen in Zugrichtung, insbesondere bei hohen Lasten. Diese Belastungsart unterscheidet sich deutlich von der Wirkung des Keilspaltversuchs, so dass nur tendenzielle Zusammenhänge erwartet und auch bestätigt werden.

6.5 Bewehrende Funktion

Ziel der im Folgenden vorgestellten Prüfungen ist es, die bewehrende Funktion der Asphalteinlagen systematisch zu überprüfen.

Als Prüfgerät wird der gleiche Einsatz wie in Kapitel 3.2.4.1 beschrieben verwendet.

Als Probekörper werden wiederum aus Asphalt-Probepplatten gesägte, prismenförmige Probekörper mit den Maßen $320 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ eingesetzt. Dabei liegen die Asphalteinlagen bzw. Schichtgrenzen im Regelfall 1 cm oberhalb der Unterseite. An ausgewählten Varianten wird die Asphalteinlage nach oben versetzt, auf 2 cm und 3 cm über der Unterkante. Die Probekörper werden nicht gekerbt.

Die Prüfungen erfolgen kraft geregelt, unter Variation von zyklischen Druck-Spannungen. Kriterium für die Auswertung ist der Elastizitätsmodul MD nach unterschiedlichen Lastzyklen. Es werden die Moduln nach 10.000 Lastzyklen bewertet, ggf. auch nach 100, 50.000 oder 100.000 Lastzyklen. Um die Abhängigkeit von der Lastamplitude zu beschreiben, werden die ermittelten Moduln MD über eine lineare Regression in Abhängigkeit der Lastamplituden angegeben.

Neben der Referenz werden die zwei Varianten mit den Kombiprodukten K1 und K2 mit glattem Untergrund (2-0 und 3-0) sowie alle Gitter mit glattem Untergrund überprüft. Zusätzlich wird die Position der Gitter für 7 Varianten variiert. Eine Übersicht kann der Tabelle 39 entnommen werden.

Tabelle 39: Für die bewehrende Funktion überprüfte Varianten

Nummer	Einlage	Variante
0-0	-	normal
0-1		fein

0-1b		fein- gs
0-2		grob
0-2b		grob-gs
0-3		AC8DN
0-4		SMA8S
0-5		C40
2-0	K1	normal
3-0	K2	normal
10-0	G1	normal, 1cm
		normal, 2 cm
		normal, 3 cm
10-3	G1	AC8DN, 1cm
		AC8DN, 2cm
		AC8DN, 3cm
10-4	G1	SMA8S, 1 cm
		SMA8S, 2 cm
		SMA8S, 2 cm
11-0	G2	normal, 1cm
		normal, 2 cm
		normal, 3 cm
11-3	G2	AC8DN, 1cm
		AC8DN, 2cm
		AC8DN, 3cm
11-4	G2	SMA8S, 1 cm
		SMA8S, 2 cm
		SMA8S, 2 cm
12-0	G3	normal
13-0	G4	normal
14-0	G5	normal
15-0	G6	normal

Insgesamt wurden 32 doppelschichtige Asphaltplatten hergestellt, aus denen 128 prismenförmige Probekörper gesägt und geprüft wurden.

Die Präsentation der Ergebnisse erfolgt in zwei Schritten. Zunächst wird der Einfluss unterschiedlicher Asphalteinlagen überprüft, anschließend die Position der Asphalteinlagen.

6.5.1 Einfluss unterschiedlicher Asphalteinlagen

Die erste Darstellung in Bild 347 zeigt die über eine Regression berechneten Moduln MD nach 100 Lastimpulsen für alle Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante.

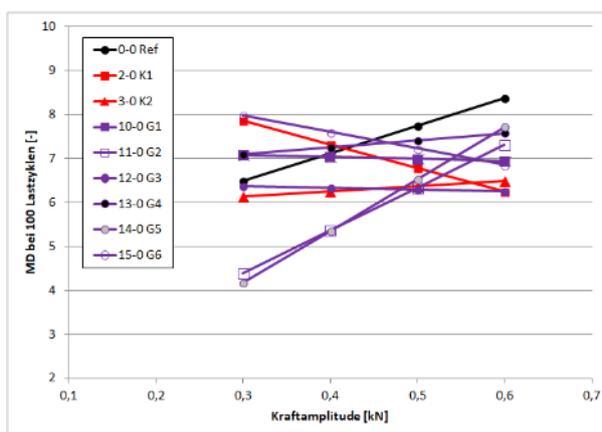


Bild 347: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 100 Lastzyklen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die ermittelten Moduln zeigen keine eindeutigen Tendenzen. Weder über die Höhe der Lastamplitude, noch für unterschiedliche Varianten. Es wird auch nicht als plausibel angesehen, dass die Moduln der Referenz 0-0 eine starke Abhängigkeit von der Lastamplitude aufweisen.

Für eine bewehrende Funktion müssen die Asphalteinlagen „aktiviert“ werden, d. h. sie müssen auf Zug beansprucht werden. Dazu wird jedoch eine Durchbiegung des Balkens benötigt, welche erst später im Versuch auftritt. So könnte eine Auswertung nach 100.000 oder 50.000 Lastzyklen durchgeführt werden. Nach dieser hohen Anzahl von Lastzyklen können jedoch bereits Ermüdungseffekte der Asphalte auftreten, deren Einfluss nicht bekannt ist. Weiterhin versagen einige Varianten bei hohen Lastamplituden bereits vor dieser Anzahl von Lastzyklen und liefern somit kein Ergebnis.

Aus diesem Grund erfolgt eine weitere Auswertung nach 10.000 Lastzyklen. Diese Anzahl von Lastzyklen wird von allen Varianten für alle Lastamplituden erreicht.

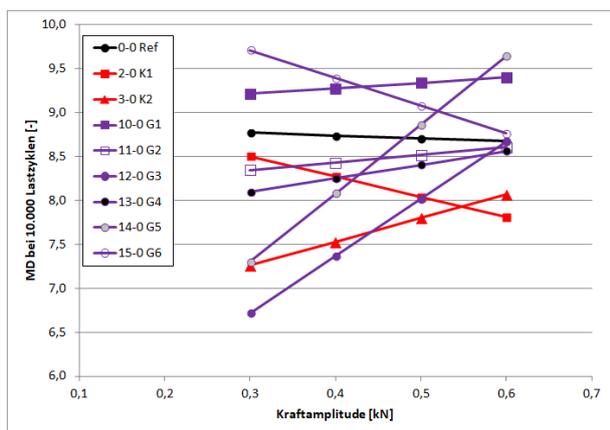


Bild 348: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 10.000 Lastzyklen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Wie Bild 348 zeigt, kann immer noch keine eindeutige Tendenz erkannt werden, doch es können erste Schlussfolgerungen gezogen werden.

Insgesamt liegen die Zahlenwerte auf einem höheren Niveau; die Skalierung der Achse wurde für eine deutlichere Darstellung verändert. Nach 100 Lastzyklen befinden sich alle Varianten offensichtlich noch in einer Übergangs- bzw. Einschwingphase.

Entgegen dem Trend mit steigender Lastamplitude auch höhere Moduln zu erreichen (6 von 9 Varianten) liegen die Moduln der Referenz 0-0 auf einem annähernd gleichen Niveau, was als plausibel angesehen wird.

Die Varianten 2-0 (Kombiprodukt 1) und 15-0 (Gitter 6) weisen einen fallenden Modul bei steigenden Lastamplituden auf. Dieses Verhalten kann so erklärt werden, dass bei gleichen Lastzyklenzahlen mit steigender Lastamplitude größere Ermüdungseffekte (oder auch Schädigungen) auftreten, welche den Modul reduzieren.

Mit dem Kombinationsprodukt K1 (2-0) wird bei kleinen Lastamplituden eine geringe Steifigkeit - im Vergleich zur Referenz - erreicht, welche auch mit steigender Lastamplitude nicht durch eine „Aktivierung“ der Einlage ausgeglichen werden kann.

Das Gitter G6 weist bei geringen Lastamplituden bereits höhere Moduln gegenüber der Referenz auf. Das Gitter wirkt auch hier eher als Schichtenverbund senkend und ist vermutlich (noch) nicht „aktiviert“.

Alle weiteren Varianten weisen einen steigenden Modul mit steigender Lastamplitude - und damit größerer Durchbiegung - auf. Bei höheren Belastungen werden die Proben steifer, was auf eine „Aktivierung“ der Einlagen hindeutet.

Jedoch erreichen nur drei von 9 Varianten höhere Moduln als die Referenz, womit nur bedingt eine bewehrende Funktion vorhanden wäre.

Da nach 10.000 Lastzyklen die bewehrende Funktion nur selten nachgewiesen werden kann, werden die Moduln nach 50.000 und 100.000 Lastzyklen für die Lastamplituden 0,5 kN betrachtet, siehe dazu Bild 349.

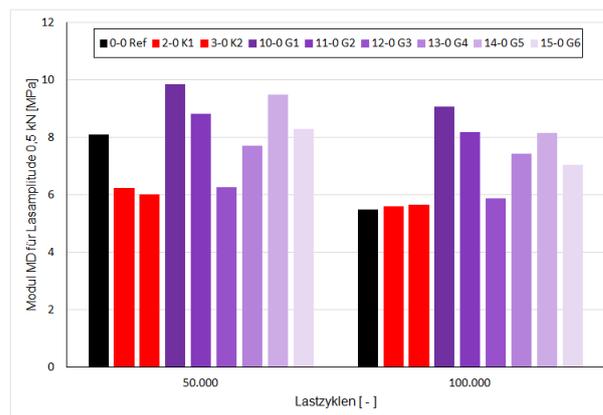


Bild 349: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 50.000 und 100.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Moduln in Bild 349 zeigen, dass die Referenz von 50.000 auf 100.000 Lastzyklen ermüdet und der Modul MD sinkt. Dieser starke Abfall ist bei den bewehrten Varianten deutlich gemindert, so dass nach 100.000 Lastzyklen alle Varianten die Referenz bzgl. der Moduln MD übertreffen.

Wird die Last weiter erhöht zeigt sich die bewehrende Wirkung deutlicher, siehe Bild 350.

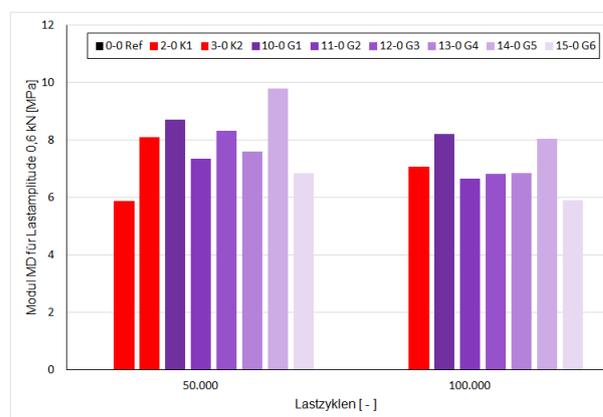


Bild 350: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 50.000 und 100.000 Lastzyklen für 0,6 kN Lastamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Für eine Lastamplitude von 0,6 kN erreicht die Referenz keine 50.000 Lastzyklen, während alle bewehrten Varianten noch geprüft werden können. Vor Erreichen von 100.000 Lastzyklen bricht auch Variante 2-0 (Kombiprodukt K1), wird aber noch durch die Einlage zusammen gehalten.

Damit kann bestätigt werden, dass mit diesen Prüfbedingungen eine bewehrende Funktion der hier überprüften Asphalteinlagen besteht und diese zu einem erhöhten Ermüdungswiderstand führt. Es muss jedoch angemerkt werden, dass dazu verhältnismäßig hohe Lasten mit hohen Verformungen benötigt werden, um die Einlagen zu „aktivieren“.

Die Ergebnisse weisen teilweise gleiche Reihung auf, wie bei der Prüfung der rissüberbrückenden Funktion in Kapitel 6.4.

So weist das Kombiprodukt K1 (2-0) niedrigere Moduln auf, als Kombiprodukt K2 (3-0) und es versagt auch früher. Damit liegt auch hier die Vermutung nahe, dass die in Variante 3-0 eingesetzte Basaltfaser mit höherer Zugfestigkeit von Vorteil ist.

Im Vergleich der beiden Varianten 10-0 und 11-0 des gleichen Herstellers, ist Variante 10-0 stets von Vorteil. Einziger Unterschied der Varianten ist, dass Variante 11-0 mit einer Verlegehilfe versehen ist, welche im direkten Vergleich hier von Nachteil ist.

Im Weiteren fällt Variante 14-0 mit hohen Werten auf. Dies kann jedoch nicht anhand der Materialkennwerte erklärt werden. Variante 14-0 besteht aus Glasfasermaterial mit einer Zugfestigkeit von 65 kN und kommt damit den Kenndaten z. B. der Variante 15-0 (Glasfaser, 60 kN) sehr nahe. Ein Unterschied besteht jedoch in der Struktur der Gitter, welche hier den dominanten Einfluss ausübt.

Das Gitter der Variante 13-0, ein Kohlefasergitter mit einer hohen Zugfestigkeit (200 kN), ist gegenüber der Referenz von Vorteil, wird jedoch von Gittern mit geringerer Zugkraftaufnahme übertroffen.

6.5.2 Einfluss der Position der Asphalteinlage

6.5.2.1 Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeprüfungen

Um den Einfluss der Position der Asphalteinlage zu analysieren, werden die Moduln MD nach 50.000 Lastzyklen für die Lastamplitude 0,5 kN dargestellt. Damit können alle überprüften Varianten unter gleichen Bedingungen verglichen werden. Bei höhere Laststufen oder Lastzyklenzahlen versagen einige Varianten, so dass nur ein unvollständiger Überblick möglich ist. Eine geringere Lastamplitude lässt ebenfalls ein vollständiges Datenmaterial zu, kann

jedoch dazu führen, dass einige Einlagen nicht ausreichend auf Zug belastet werden und so die bewehrende Wirkung noch nicht erreichen.

In Bild 351 sind die Moduln nach 50.000 Lastzyklen für die Lastamplitude 0,5 kN dargestellt. Es wird die Referenz sowie die Gitter-Varianten 10-0 (ohne Verlegehilfe) und 11-0 (mit Verlegehilfe) dargestellt. Als Deckschicht wurde der Standard AC 11 D S eingesetzt.

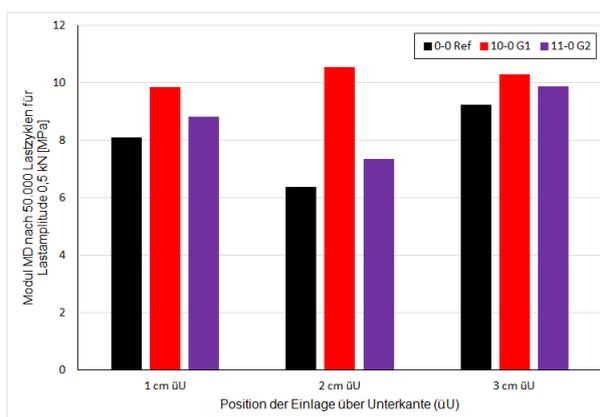


Bild 351: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und AC 11 D S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Zunächst ist zu erkennen, dass die bewehrten Varianten höhere Moduln gegenüber der Referenz aufweisen. Die bewehrende Funktion ist somit gegeben.

Die Variante 10-0 ohne Verlegehilfe weist immer höhere Moduln gegenüber der Variante 11-0 mit Verlegehilfe auf und bestätigt damit die Prüfungen zuvor.

Die oberste Position der Einlage weist im Regelfall die höchsten Moduln auf. Eine Ausnahme ist Variante 10-0, bei der die Asphalteinlage 2 cm über der Unterkante (üU) verlegt ist, da hier die Moduln praktisch gleich zur Variante mit 3 cm üU sind.

Bis auf diese Ausnahme kann die Reihenfolge der Moduln den Positionen

3 cm üU - 1 cm üU - 2 cm üU

zugeordnet werden.

Bild 352 zeigt nach gleichem Schema die Moduln für die Varianten mit Deckschicht AC 8 D N.

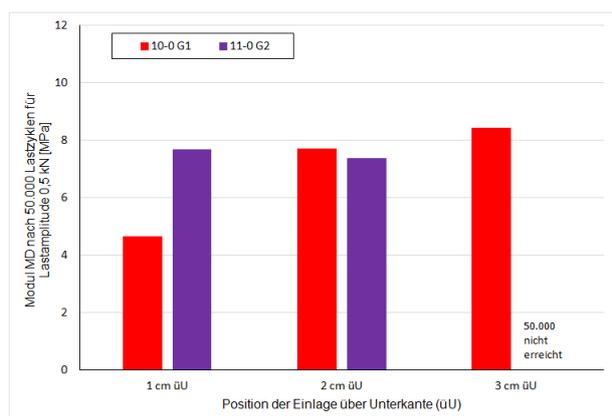


Bild 352: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und AC 8 D N im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Referenz-Variante ohne Einlage erreichte in keinem Fall die 50.000 Lastzyklen, so dass sie hier nicht dargestellt wird. Die bewehrende Funktion gegenüber der Referenz wird somit als gegeben angenommen. Variante 11-0 mit 3 cm üU erreicht ebenfalls die 50.000 Lastzyklen nicht.

Die Varianten mit AC 8 D N als Deckschicht zeigen nicht die gleiche Systematik wie die Varianten mit AC 11 D S als Deckschicht.

Abschließend wird in Bild 353, wiederum nach gleichem Schema, die Moduln für die Varianten mit Deckschicht SMA 8 S dargestellt. Die Referenz erreicht ebenfalls nicht die 50.000 Lastzyklen und wird nicht dargestellt, so dass bewehrende Wirkung der Asphalteinlagen als prinzipiell nachgewiesen gilt.

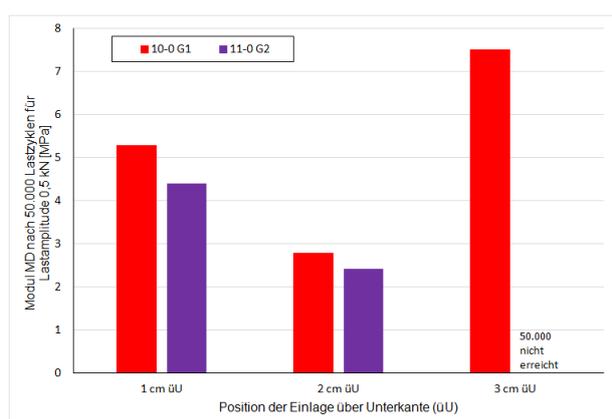


Bild 353: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und SMA 8 S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Varianten mit Deckschicht SMA 8 S weisen eine Systematik ähnlich der mit AC 11 D S auf. Die Variante 11-0 weist geringere Moduln auf bzw. hält nicht länger als Variante 10-0. Die Variante mit 3 cm üU

weist die höchsten Werte auf, gefolgt von 1 cm üU und 2 cm üU, mit der Ausnahme 11-0 und 3 cm üU.

Diese Reihenfolge wird zunächst nicht als plausibel angesehen. Erwartet wurde, dass die Varianten mit der Einlage in der untersten Position die höchsten Moduln aufweisen. Offensichtlich stellt die Schichtgrenze mit oder ohne Asphalteinlage eine Störung dar, die je nach Position unterschiedlich wirkt.

6.5.2.2 Überprüfung der Wirkung der Einlage mittels Mehrschichtentheorie

Zur Bewertung der erzielten Ergebnisse für die bewehrende Funktion werden einige Berechnungen mit Hilfe der Mehrschichtentheorie durchgeführt. Diese sollen mit den erzielten Ergebnissen verglichen werden und diese auf Plausibilität bewerten.

Theoretische Betrachtung mittels LEAP

Dazu wird das Programm LEAP (Layered Elastic Analysis Programm) eingesetzt. Eine Beschreibung inkl. Nachweis der Gleichwertigkeit zu BISAR kann (Walther 2014) entnommen werden.

Zur Überprüfung werden die prismenförmigen Probekörper im Prüfraumen simuliert, d. h. zwei Schichten mit Luft als Untergrund. Für die eingesetzte Deckschicht wird immer ein Modul von 500 MPa angesetzt, für die darunter liegende Binderschicht ein veränderlicher Modul von 400 bis 2.000 MPa. Die Querdehnzahl beträgt immer 0,35. Alle weiteren Parameter (wie z. B. die Last) sind für eine vergleichende Betrachtung nicht relevant, da sie immer konstant gehalten werden. Die Berechnungen haben somit ausschließlich qualitativen Charakter.

Die Schichtdicken werden zunächst auf 4 cm Deck- und 1 cm Binderschicht (4-1) sowie auf 3 cm Deck- und 2 cm Binderschicht (3-2) und auf 2 cm Deck- und 3 cm Binderschicht (2-3) festgelegt.

Das Programm rechnet mit vollem oder ohne Verbund zwischen den Schichten.

Als Ergebnis wird die Durchbiegung an der Unterseite des Probekörpers angegeben. Der Zahlenwert der Durchbiegung dient hier lediglich für den qualitativen Vergleich und entspricht keiner praktischen Größenordnung.

Die berechnete Durchbiegung simuliert die Durchbiegung innerhalb eines Lastzyklus und ist damit umgekehrt proportional zum berechneten Modul MD. Die hier berechneten Werte lassen lediglich eine qualitative Aussage zu und werden auch nur so interpretiert.

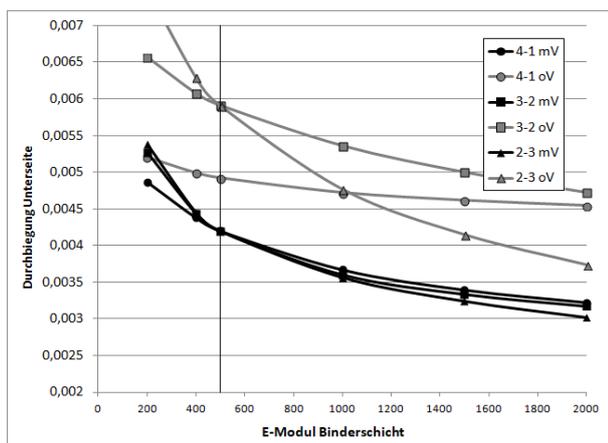


Bild 354: Mit LEAP berechnete Durchbiegungen der Unterseite eines zweischichtigen Probekörpers mit (mV) und ohne (oV) Schichtenverbund.

Bild 354 zeigt die Durchbiegungen an der Unterseite in Abhängigkeit von unterschiedlichen angenommenen Steifigkeitswerten für die Binderschicht. Relevant ist das Verhältnis der Moduln von Deck- zu Binderschicht. Bei einem Zahlenwert von 500 MPa (markiert) weisen beide Schichten den gleichen Modul auf. Mit steigendem Modul der Binderschicht können bei den Berechnungen ohne Schichtenverbund (oV) gravierende Veränderungen erkannt werden.

Um das Verhältnis beider E-Moduln zu bestimmen wurde die Steifigkeit beider Asphalte (AC 11 D S und AC 16 B N) mittels Spaltzug-Schwellversuche gemäß TP Asphalt-StB, Teil 26 bestimmt. Für 10 °C (Prüftemperatur) wurde für die Deckschicht ein Modul von rund 17.000 MPa ermittelt, für die Binderschicht ein Modul von rund 16.000 MPa. Die Steifigkeitsmoduln beider Asphalte können damit grob als praktisch gleich angesehen werden. In Konsequenz werden die berechneten Durchbiegungen bei gleichem Modul, d. h. bei 500 MPa betrachtet. Entscheidend ist hier das Verhältnis der Moduln, nicht der tatsächliche Wert.

Die Varianten mit (vollem) Schichtenverbund (mV) weisen für 500 MPa alle die gleichen Werte auf, siehe Bild 354. Dies ist einfach zu interpretieren: Bei gleichem Modul und vollem Verbund ist die Lage der trennenden Schicht nicht relevant. Die Probe reagiert wie eine homogene Schicht.

Wird der Schichtenverbund komplett aufgehoben (oV), werden größere Durchbiegungen erzielt. Die Variante mit 4 cm Deck- und 1 cm Binderschicht (4-1) weist die niedrigsten Werte auf. Die beiden weiteren Varianten liegen gleichauf. Auch dies ist einfach zu interpretieren: Die Varianten mit 3 bzw. 2 cm Schichtdicken sind um die horizontale Mittellinie symmetrisch. Bei jeweils gleichen Schichtdicken ist es daher nicht relevant, ob die Schichtgrenze ober-

oder unterhalb der Mittellinie liegt. Die Variante mit 4 cm Deckschicht hat jedoch eine deutlich dickere Schicht, welche die Belastung aufnimmt und daher eine geringere Durchbiegung.

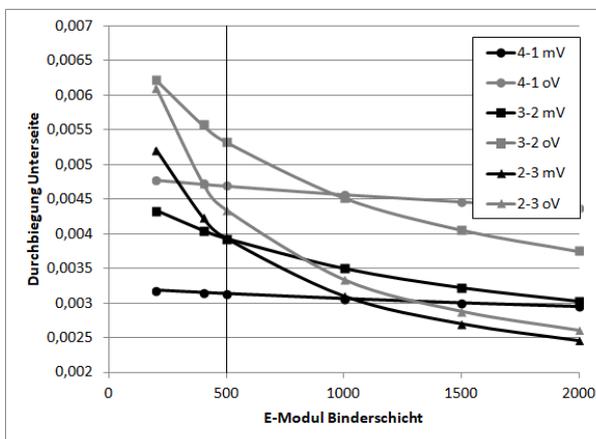


Bild 355: Mit LEAP berechnete Durchbiegungen der Unterseite eines zweischichtigen Probekörpers mit Asphalt einlage mit (mV) und ohne (oV) Schichtenverbund.

Im nächsten Schritt wird zwischen die Schichten eine Asphalt einlage simuliert. Dazu wird zwischen Deck- und Binderschicht eine Schicht mit 1 mm Dicke und einem Modul von 72.000 MPa angesetzt. Die Berechnungen erfolgen bei vollem Schichtenverbund (mV) und ohne Verbund zwischen Asphalt einlage und Binderschicht (oV).

Generell werden bei Einsatz einer Asphalt einlage geringere Durchbiegungen berechnet, wie der Vergleich von Bild 354 und Bild 355 zeigt.

Bild 356 zeigt bei vollem Verbund keinen Unterschied für die Varianten mit Schichtdicken der Binderschicht von 3 und 2 cm. Beide Varianten sind spiegelsymmetrisch und erzielen daher gleiche Werte. Die Variante mit 4 cm Deckschicht weist die geringsten Durchbiegungen auf, da hier die Asphalt einlage die Zugkräfte aufnehmen kann und so die erwartete Wirkung bestätigt.

Wird der Schichtenverbund unterhalb der Einlage aufgehoben (oV) ändern sich die Durchbiegungen. Den geringsten Werte erzielt die Variante 2-3, d. h. 2 cm Deckschicht und 3 cm Binderschicht. Die Dicke der Binderschicht ist hier entscheidend. Es folgt die Variante 4-1, mit der dünnsten Binderschicht, aber einer Asphalt einlage im unteren Bereich. Hier ist die Dicke der Deckschicht in Kombination mit der Position der Asphalt einlage relevant. Eine 3 cm dicke Binderschicht (2-3) kann aber auch diese Kombination nicht kompensieren. Die Variante 3-2 weist die höchsten Durchbiegung auf. Die vermeintlich vorteilhafte Position der Asphalt einlage kann gegenüber der Variante 2-3 die dünnere Schichtdicke der Binderschicht nicht ausgleichen.

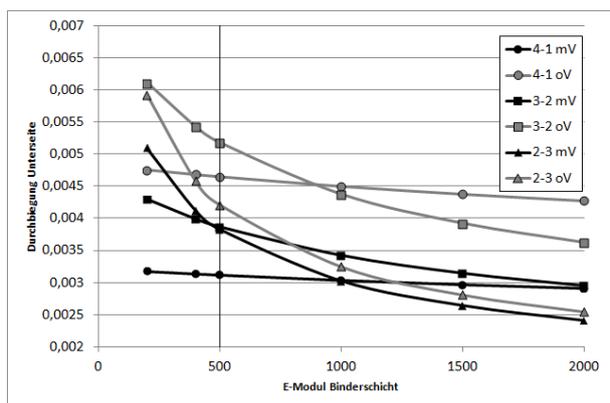


Bild 356: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 50.000 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 356 zeigt schließlich Varianten mit einem zusätzlichen Bitumenfilm unterhalb der Asphalteinlagen. Dieser wurde mit 1 mm Dicke angesetzt, bei einem Modul von 50 MPa. Auch hier wurde mit vollem Schichtenverbund und ohne Verbund zwischen Asphalteinlage, Bitumenfilm und Binderschicht gerechnet.

Bei vollem Schichtenverbund (mV) werden die gleichen Verhältnisse wie zuvor erzielt, aufgrund der gleichen Ursachen.

Auch ohne Schichtenverbund (oV) werden die gleichen Verhältnisse wie zuvor erzielt. Der zusätzliche Bitumenfilm hat somit keinen qualitativen Effekt.

6.5.2.3 Vergleich zwischen gemessenen und theoretischen Ergebnissen

Die erzielten Moduln der Varianten mit AC 11 D S und Asphalteinlage können - mit Ausnahme eines Wertes - in Reihenfolge der Schichtdicke der Asphaltbinderschicht wie folgt angegeben werden, siehe Bild 357.

3 cm - 1 cm - 2 cm

Dies entspricht den Reihenfolgen, die in Bild 358 und Bild 359 oder für die Varianten ohne Schichtenverbund berechnet wurden.

Bild 360 zeigt links die Moduln MD nach 50.000 Lastzyklen bei 0,5 kN für die Variante 11-0 (Gitter 2). Daneben sind die theoretischen Durchbiegungen reziprok mit einem festen Faktor aufgetragen. So entstehen aus den theoretischen Berechnungen Zahlenwerte, welche in der Größenordnung der berechneten Moduln liegen und die qualitativ gleiche Richtung aufweisen. Es sei noch einmal darauf hingewiesen, dass diese Zahlenwerte lediglich für einen qualitativen Vergleich geeignet sind.

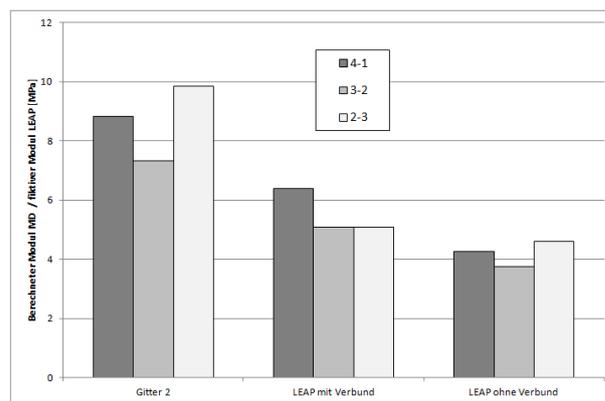


Bild 357: Ermittelte Dyn. Modul MD mit AC 11 D S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für das Gitter 2 im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Bild 357 zeigt, dass die Berechnungen ohne Verbund (rechts), bei gleichem E-Modul von Deck- und Binderschicht, der Reihenfolge der gemessenen Moduln entsprechen. Unter der Voraussetzung, dass der Schichtenverbund vermindert wurde (Einsatz eines Gitters, 50.000 Lastzyklen), können die gemessenen Moduln des Gitters 2 und bedingt des Gitters 1 somit bzgl. der Position des Gitters als plausibel angesehen werden.

Die Referenz weist eine mit dem Gitter 2 vergleichbare Reihenfolge auf, was bei gleichem E-Modul von Deck- und Binderschicht jedoch nicht theoretisch begründet werden kann, siehe Bild 228 (mittig).

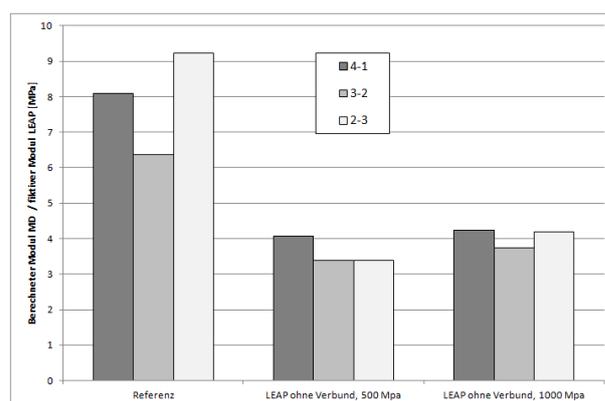


Bild 358: Ermittelte Dyn. Modul MD mit AC 11 D S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die Referenz im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Eine ähnliche Reihenfolge kann in der Theorie erreicht werden, wenn die die Asphaltbinderschicht einen höheren Modul als die Deckschicht aufweist,

wie rechts in Bild 358 dargestellt. Diese Verschiebung der Moduln ist bei der Herstellung und Prüfung im Labor nicht auszuschließen, wird jedoch als nicht wahrscheinlich angesehen.

Die Ergebnisse der Varianten mit AC 8 D N können nur unter bestimmten Bedingungen plausibel mittels theoretischer Berechnungen bewertet werden, siehe Bild 359.

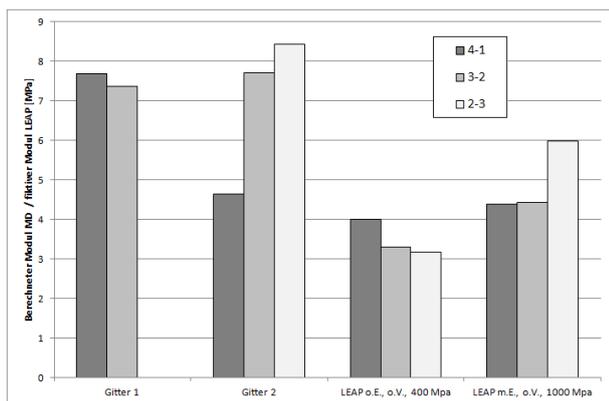


Bild 359: Ermittelte Dyn. Moduln MD mit AC 8 D N als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die zwei Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Das Verhalten des Gitters 1 (ohne Verlegehilfe) in Bild 359 entspricht einer zweilagigen Schicht ohne Einlage und ohne Schichtenverbund bei einem Binderschichtmaterial mit geringem Modul als die Deckschicht.

Das Gitter 2 tendiert zu einem Verhalten, welches in der Theorie durch einen deutlich erhöhten E-Modul der Binderschicht begründet werden kann.

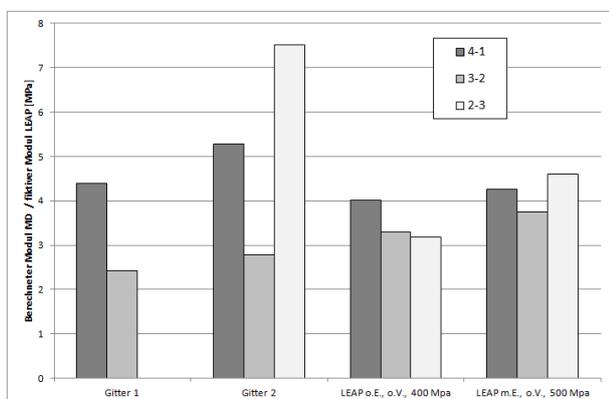


Bild 360: Ermittelte Dyn. Moduln MD mit SMA 8 S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die zwei Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Die Varianten mit SMA 8 S als Deckschicht (Bild 360) entsprechen für das Gitter 1 (ohne Verlegehilfe) einer zweilagigen Schicht ohne Einlage und ohne Schichtenverbund bei einem geringeren Modul der Binderschicht, wie auch beim AC 8 D N. Das Gitter 2 liefert Moduln, welche von der Reihenfolge der Theorie (mit Einlage, verminderter Schichtenverbund, gleiche E-Moduln) entsprechen.

6.5.3 Zusammenfassung

Die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeprüfungen mit bewehrten Probekörpern bestätigen unter bestimmten Prüfbedingungen eine bewehrende Funktion der überprüften Asphalteinlagen, welche zu einem erhöhten Ermüdungswiderstand führen. Dazu müssen verhältnismäßig hohe Lasten mit hohen Verformungen erzeugt werden, um die Einlagen zu „aktivieren“. Es bleibt zu überprüfen, inwieweit diese Dehnungen in der Praxis erreicht werden.

Wie auch schon bei der Prüfung der rissüberbrückenden Funktion angemerkt wurde, besitzt die Referenz-Variante einen qualitativ hochwertigen Schichtenverbund. Die eingesetzten Asphalteinlagen mindern nachweislich (siehe Scherversuche) den Schichtenverbund und können diesen Nachteil erst bei hohen Lasten und damit hohen Durchbiegungen ausgleichen.

Die Überprüfung der Positionen der Gitter innerhalb der Probekörper (1 cm, 2 cm und 3 cm über Unterkante) liefern bei dieser Prüfung Vorteile, wenn die Gitter nahe der Probekörpermitte (horizontal) liegen. Dies kann über die Mehrschichtentheorie theoretisch nachgewiesen werden. Entscheidend für eine vorteilhafte Position der Asphalteinlage sind die Steifigkeiten der Schichten in Kombination mit der Dicke beider Schichten und dem Schichtenverbund. Eine generell vorteilhafte Wirkung kann hier nicht bestätigt werden.

7 Prüfergebnisse an Proben aus Verifikationsstrecken

7.1 Einleitung

Zur Verifikation der Performanceprüfungen sowie des Dimensionierungsansatzes für die Untersuchung von Asphalteinlage-Systemen werden Ausbauproben aus vorhandenen, langjährig unter Verkehr gelegenen Befestigungen untersucht.

Durch den Vergleich des aus der realen Belastung resultierenden Schädigungsfortschritts mit den aus dem Laborversuch resultierenden theoretischen Nutzungsdauern soll der Abgleich der eingesetzten Labor-Prüfsystematik sowie die Ermittlung von Kalibrierfaktoren für die rechnerische Dimensionierung (analog zur Vorgehensweise in den RDO Asphalt-StB) erfolgen.

Ergebnis ist eine verifizierte Prüfsystematik für die differenzierte Ansprache von Asphalteinlagen im Labor sowie ein Berechnungsmodul für die rechnerische Dimensionierung.

7.2 Teststrecken

Im Rahmen der zu Beginn des Projektes durchgeführten Expertenbefragungen konnten zwei bestehende Befestigungen mit Asphalteinlagen identifiziert werden, die sich für die Verifizierung der entwickelten Labor-Prüfverfahren sowie die Kalibrierung des Berechnungsverfahrens zur Abschätzung der Nutzungsdauer eignen sollten. In dieser Weise wurden zwei Streckenabschnitte unterschiedlicher Verkehrsbelastung ausgewählt, in denen ein Glasgitter im Rahmen einer Erneuerungsmaßnahme und ein Kunststoffgitter im Rahmen einer Instandsetzungsmaßnahme eingesetzt wurden. Eine dritte Befestigung mit Kombinationsprodukt, oder Vlies bei der der Straßenbaulastträge eine umfangreiche Probennahme genehmigt hätte, konnte nicht identifiziert werden. Als Alternative wurde eine Versuchsstrecke ausgewählt, in der verschiedene Produkte im Rahmen einer Erneuerungsmaßnahme mit variierten Bindemittelvarianten eingesetzt wurden. Die Analyse der aus dieser Strecken entnommenen Ausbauproben erlauben zukünftig einen Abgleich zwischen den Ergebnissen der experimentellen und rechnerischen Untersuchungen mit der tatsächlichen Schädigungsentwicklung in der Strecke.

Aus den drei Teststrecken wurden Ausbauproben entnommen und mit der entwickelten Prüfsystematik untersucht. Die Ergebnisse dieser Prüfungen

wurden mit den im Labor hergestellten Probekörpern verglichen. So können die Laborergebnisse an realen Befestigungen validiert werden.

Im Folgenden sind die ausgewählten Strecken kurz beschrieben.

7.2.1 Strecke 1: B70 bei Südlohn-Vreden

Die Bundesstraße 70 zwischen Südlohn und Vreden wurden im Jahr 2007 instandgesetzt. Da sich nach dem Fräsen der Asphaltdeckschicht zahlreiche Risse auf der Unterlage zeigten (vgl. Bild 361), wurde kurzfristig entschieden in Teilbereichen eine Asphalteinlage zu verlegen. Dazu wurde ein Kunststoffgitter in Teilbereichen des zu sanierenden Streckenabschnitts vollflächig auf der Fahrbahn verlegt. Überbaut wurde die Einlage mit einer 4 Zentimeter dicken Asphaltbetondeckschicht (AC 8 DS). Insgesamt wurden auf ca. 1.500 m² des Straßenabschnitts eine Asphalteinlage eingebaut. In den Abschnitten, welche keine offensichtliche Rissbildung zeigten, wurde die Asphaltdeckschicht ohne Asphalteinlage eingebaut, sodass Vergleichsflächen für die hier durchgeführten Untersuchung zur Verfügung stehen.

Nach einer Nutzungsdauer von 13 Jahren ist in den Bereichen mit Asphalteinlage keine Reflexionsrissbildung erkennbar. In den Referenzabschnitten ist vereinzelt beginnende Rissbildung zu erkennen. Die Unterlage befand sich vor Überbau jedoch in einem besseren Zustand als bei den Abschnitten, in denen eine Asphalteinlage eingesetzt wurde.

Am 16.01.2020 und 17.01.2020 wurden auf diesem Streckenabschnitt insgesamt 36 Bohrkernproben entnommen (Bild 362). Dabei wurden drei unterschiedliche Bereiche beprobt:

- a) ohne Asphalteinlage, als Referenz
- b) mit Asphalteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich
- c) mit Asphalteinlage, Entnahme aus Rollspur

Optisch sind die entnommenen Bohrkernkerne unauffällig und weisen keine Besonderheiten auf, auch Schäden sind nicht sichtbar.



Bild 361: B70 Gefräste Unterlage vor Einbau der Asphaltteinlage bzw. Asphaltdeckschicht (Archivbild 2007, (Straßen.NRW, Bruno Tenhumberg))



Bild 362: Bohrkernentnahme auf B70

7.2.2 Strecke 2: L3079 Giesel – Westring

Die Landesstraße 3079 zwischen Giesel und Westring bei Fulda wurde im Jahr 2011 aufgrund von Rissen in der Unterlage mit einer Asphaltteinlage saniert. Die vorhandenen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichten wurden gefräst und ein Kombinationsprodukt mit Glasgitter vollflächig auf der Fahrbahn verlegt (Bild 363). Überbaut wurde die Einlage mit einer Asphaltbinderschicht (AC 16 BS) in einer Dicke von 6 cm sowie einer Asphaltdeckschicht (AC 8 DS) mit einer Dicke von 3 cm. Die Landesstraße wurde in die Belastungsklasse 1,8 gemäß der Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen 2001 (RStO 2001) eingeordnet. Insgesamt wurden ca. 3.650 m² der Straßenfläche mit der Asphaltteinlage ausgeführt.

Die Strecke wurde bewusst ausgewählt, da hier bereits acht Jahre nach der Erneuerung sichtbare Schäden (Risse) vorhanden sind. (vgl. Bild 364 und Bild 365).

Vom 12.05.2020 bis zum 14.05.2020 wurden auf diesem Streckenabschnitt insgesamt 48 Bohrkernproben entnommen.

Dabei wurden vier unterschiedliche Bereiche beprobt:

- a) ohne Asphaltteinlage, als Referenz,
- b) mit Asphaltteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich,
- c) mit Asphaltteinlage, Entnahme aus der Rollspur,
- d) mit Asphaltteinlage, Entnahme aus rissgeschädigten Bereichen

Optisch waren bei einigen der aus den geschädigten Bereichen entnommenen Bohrkernen Risse zu erkennen. Diese endeten jedoch bei jedem Bohrkern an der Einlage. Es war lediglich ein Riss ausgehend von der Unterlage, jedoch mehrere Risse ausgehend von den Schichten oberhalb der Einlage zu erkennen. Insgesamt macht die Asphaltbinderschicht einen sehr hohlraumreichen Eindruck. (Bild 366, Bild 367 und Bild 368).



Bild 363: Verlegung Gitter L3079 (Archivbild 2011, (HessenMobil, Frank Betz))



Bild 364: Oberfläche L3079



Bild 365: Bohrkerntnahmestellen Durchmesser 400mm L3079



Bild 368: Bohrkern L3079 - Hohlraumreiche Binderschicht



Bild 366: Riss in Bohrkern mit Durchmesser 400mm



Bild 367: Riss im Bohrkern aus der Unterlage

7.2.3 Strecke 3: L 608 Reken – Lembeck

Auf der Landesstraße L608 zwischen Reken und Lembeck wurde durch StraßenNRW eine Teststrecke mit unterschiedlichen Asphalteinlageprodukten unter Einsatz verschiedener Emulsionen angelegt. Dabei ergab sich die Möglichkeit durch einen frühzeitigen Einstieg in die Planungen projektrelevante Asphalteinlage-Produkte in diesem Testfeld zu berücksichtigen.

Die Teststrecke wies oberflächlich, wie in Bild 369 zu erkennen, Risse auf und daher wurde die Instandsetzungsbauweise mit Asphalteinlagen gewählt. Nach dem Fräsen und Säubern der Teilstrecke erwies sich die Asphalttragschicht als augenscheinlich rissfrei (Bild 370). Auf diese Unterlage wurden verschiedene Asphalteinlagen verlegt und mit einer Asphaltbinderschicht (AC 16 BS) in einer Dicke von 6,5 cm überbaut. Auf der Strecke, welche nach RStO 12 in die BK 10 fällt, wurden insgesamt etwa 80.000 m² Asphalteinlagen verlegt. Das angelegte Testfeld ist etwa 6.000 m² groß.

Vom 29.06.2020 bis zum 06.07.2020 wurden die Bauarbeiten auf diesem Streckenabschnitt begleitet und insgesamt acht Bohrkernproben zur weiteren Untersuchung entnommen. (siehe Bild 371, Bild 372 und Bild 373)

Dabei wurden vier Bereiche mit verschiedenen Asphalteinlagen beprobt:

- a) Glasgitter
- b) Kombinationsprodukt
- c) Kunststoffgitter
- d) Glasgitter

Optisch sind die entnommenen Bohrkernproben unauffällig und weisen keine Besonderheiten auf, auch Schäden sind nicht sichtbar.



Bild 369: L608 vor dem Fräsen



Bild 373: L608 Bohrkernentnahme



Bild 370: L608 Gefräst vor Überbauung



Bild 371: L608 Einlageneinbau

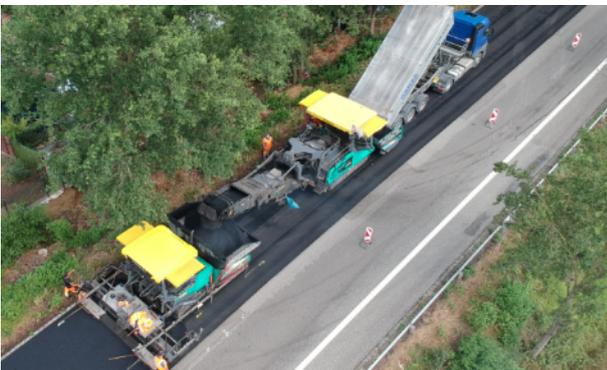


Bild 372: L608 Asphalteinbau

7.2.4 Zusammenfassung der Teststrecken

In Tabelle 40 ist eine Übersicht der aus den Strecken entnommenen Bohrkernen gegeben.

Folgende Prüfungen wurden an den entnommenen Bohrkernen durchgeführt:

- BK 150:
 - Statische Scherversuche bei 20°C
 - Keilspaltversuche parallel zur Schichtgrenze
- BK 220:
 - Keilspaltversuche senkrecht zur Schichtgrenze
- BK 400 (Heraussägen von Prismen)
 - zyklische 3-Punkt Biegeversuche

Tabelle 40: Übersicht Ausbauproben

Strecken	Jahr der Erhaltungsmaßnahme	Verkehrsdaten (DTV, DTV ^{SV}) [Fz / 24 h]	Befestigungsaufbau nach er Erhaltungsmaßnahme	Probenahme-Bereiche	Anzahl entnommener Bohrkern und deren Durchmesser [mm]		
					150	220	400
Strecke 1 (B70)	2007	6.900, 835	AC T - AC B - alt	Belastet	5	3	2
			AE	Unbelastet	5	3	2
			AC D - neu (4 cm)	Referenz	5	3	2
Strecke 2 (L3079)	2011	4067, 134	AC T - alt	Belastet	7	3	2
			AC E	Unbelastet	7	3	2
			AC B - neu (6 cm)	Belastet 2	7	3	2
			AC D - neu (3 cm)	Referenz	7	3	2
Strecke 3 (L 608) (Variation der Bedingungen, unbelastet)	2020	2513, 172	AC T - alt	Glasgitter mit C40 und 1,1 kg	-	-	2
			AE	Kombinationsprodukt	-	-	2
			AC B - neu (6,5 cm)	Kunststoffgitter	-	-	2
			AC D - neu (4 cm)	Glasgitter mit C70 und 1,1 kg	-	-	2

7.3 Laboruntersuchungen

7.3.1 Scherversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine spannungsabbauende Funktion mittels Scherprüfung vorgestellt.

7.3.2 Statische Scherversuche - Steifigkeit

Mittels modifiziertem Abscherversuch wurden die Schersteifigkeiten der Verbundzone zwischen zwei Asphaltsschichten untersucht.

Das Prüfverfahren wurde bereits in Kapitel 3.2.2.2 vorgestellt.

Aus Gründen der Übersichtlichkeit, sowie zur Dämpfung möglicher Spitzenwerte, wird die Summe der Schermoduln aus den drei Schergeschwindigkeiten gebildet. Mit der Summe der Schermoduln stehen leichter zu interpretierende Zahlenwerte gegenüber einem Mittelwert aus den Schermodulen zur Verfügung. Die Information ist dieselbe.

Für die Probestrecken 1 und 2 wurden jeweils 2 bzw. 4 Bohrkerne überprüft.

Tabelle 41: Für die spannungsabbauende Funktion überprüfte Variationen

Nummer	Einlage	Variante
S1 - a	keine	Referenz
S1 - b	Kunststoffgitter	unbelastet
S1 - c		belastet
S2 - a	keine	Referenz
S2 - b	Kombinations- produkt mit Glasgitter	unbelastet
S2 - c		belastet
S2 - d		Riss

Die Ergebnisse der Scherprüfungen (Summe der Schermoduln) sind in Bild 374 dargestellt.

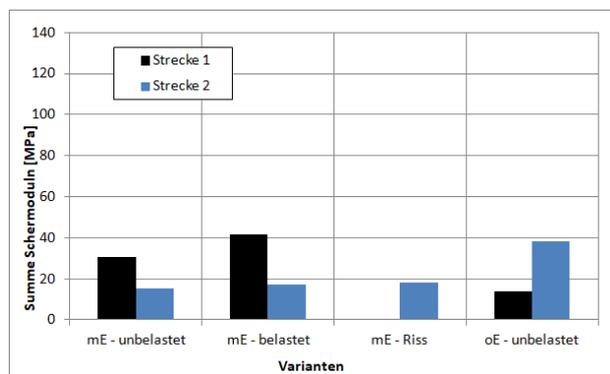


Bild 374: Summe der Schermoduln für die Varianten der zwei Probestrecke aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

In Bild 374 ist zu erkennen, dass die überprüften Proben ohne Asphalteinlage (oE) auf einem niedrigen Niveau von unter 40 MPa liegen, im Verhältnis zur Referenz der Laborproben (Kapitel 6, Referenz ohne Asphalteinlage: ca. 138 MPa). Bei Strecke 1 werden mit dieser Variante die niedrigsten Schermoduln erreicht, bei Strecke 2 die höchsten.

Strecke 1 weist für die Proben mit Einlage (mE) deutlich höhere Werte gegenüber der Variante ohne Einlage (oE - unbelastet) auf. Die Entnahmestelle unter Verkehr (mE - belastet) weist dabei etwas höhere Moduln auf. Die Ergebnisse der beiden Varianten mit Einlage können als plausibel angesehen werden. Durch die Verkehrsbelastung kann der Schichtenverbund gesteigert werden, so dass auch die Schermoduln höhere Werte erreichen. Die niedrigen Werte der Variante ohne Einlage entsprechen nicht den Erwartungen, können aber aufgrund der beim Einbau nicht bekannten Randbedingungen möglich sein. Eine spannungsabbauende Funktion kann somit nicht nachgewiesen werden, ist für ein Gitter aber auch nicht vorgesehen.

Bei Strecke 2 liegen alle drei Proben mit Einlage (mE) auf einem annähernd gleichen Niveau, jedoch unterhalb der Variante ohne Einlage (oE). Auch ein Riss innerhalb der Deckschicht (mE - Riss) beeinflusst das Ergebnis nicht, was physikalisch als plausibel angesehen wird. Somit kann für Strecke 2 festgehalten werden, dass die Asphalteinlage zu einer Reduzierung der Verbundsteifigkeit führt.

7.3.3 Abscherversuch

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen für eine spannungsabbauenden Funktion mittels Abscherversuch vorgestellt.

Es werden die gleichen Probekörper geprüft, welche bereits für die statischen Scherversuche eingesetzt wurden, siehe Kapitel 7.3.2 Es wurden zwei bzw. vier Bohrkerne der bereits überprüften Varianten einer Scherprüfung unterzogen. Die Prüfung der Schersteifigkeit ist im Regelfall zerstörungsfrei, so dass von keiner bzw. einer sehr geringen Belastung der Bohrkerne ausgegangen wird. Der Prüfumfang entspricht dem der Tabelle 41.

Alle Proben wurden bis zum Bruch bzw. kompletten Ablösen der Schichten abgeschert. Dabei lösten sich die Einlagen bei der Strecke 1 überwiegend von der Unterlage (alte Asphaltbinderschicht) und es kommt vermehrt zu einer Gesteinszertrümmerung (anstatt zu einem Versagen bei/an den Einlagen) (siehe Bild 375). Bei der Strecke 2 lösten sich die Einlagen, bis auf eine Ausnahme (BK: mE_bel_1, siehe Bild 376), von der neuen, oberen

Asphaltbinderschicht und blieben an der Bestandsunterlage haften.



Bild 375: Beispiele der Gesteinszertrümmerung an der Deckschicht (links) und Binderschicht (rechts) des abgescherten Probekörpers, Strecke 1, Variante mE – unbelastet_2.



Bild 376: Beispiele für die Trennung an der Asphalteinlage, Deckschicht (links) und Binderschicht mit Asphalteinlage (rechts) des abgescherten Probekörpers, Strecke 2, Variante mE – belastet_1.

Die Ergebnisse der Scherprüfungen werden für die beiden Strecken 1 und 2 in einem Balkendiagramm (siehe Bild 377) dargestellt.

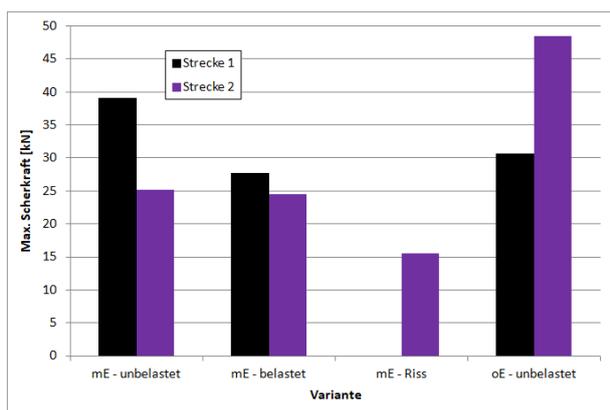


Bild 377: Maximale Scherkräfte aus dem Abscherversuch für die überprüften Varianten der zwei Probestrecken.

Bild 377 bestätigt im Wesentlichen die Ergebnisse der Schersteifigkeiten. Bei Strecke 1 liegen die Werte der Variante ohne Einlage (oE) zwar oberhalb der Variante mit Einlage nach Belastung (mE-belastet), jedoch noch deutlich unterhalb der Variante mit Einlage ohne Belastung (mE - unbelastet). Damit entsprechen die Ergebnisse nicht den Erwar-

tungen (ohne Einlage sollte höchste Werte aufweisen) und auch nicht denen der Schersteifigkeiten (ohne Einlage weist niedrigste Werte auf). Da diese Prüfung mehr die Verzahnung der beiden Schichten anspricht, kann die Variante ohne Einlage hier höhere Werte erreichen.

Die Ergebnisse der Strecke 2 bestätigen die Ergebnisse der Schersteifigkeiten und sind plausibel erklärbar. Die Variante ohne Asphalteinlage (oE - unbelastet) weist die höchsten Scherkräfte auf. Die Varianten mit Asphalteinlage, ohne sichtbare Risse, liegen auf einem niedrigeren Niveau. Die Variante mit den sichtbaren Rissen liegt schließlich auf dem niedrigsten Niveau. Ein Unterschied zwischen der belasteten und unbelasteten Variante mit Asphalteinlage kann nicht erkannt werden.

Insgesamt erweisen sich die Ergebnisse der Abscherversuche in einem Fall als plausibel und liegen auf einem mit dem vergleichbaren Niveau wie dem an im Labor hergestellten Asphaltprobekörpern (vgl. Ergebnisse im in Kapitel 6.4).

7.3.4 Vergleich der Scherprüfungen

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Schersteifigkeit aus Kapitel 7.3.2 mit den Ergebnissen aus Abscherversuchen des Kapitels 7.3.3 verglichen.

Dazu werden Korrelationen der ermittelten maximalen Scherkräfte zu den Summen der Schersteifigkeiten dargestellt, siehe Bild 378. Hier sind alle ermittelten Ergebnisse zusammen dargestellt.

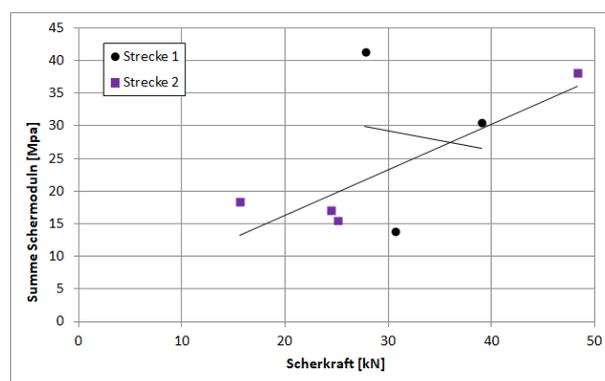


Bild 378: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für alle überprüften Varianten.

Bild 378 zeigt die Regression über alle Ergebnisse. Ein Zusammenhang zwischen max. Scherkräften und Schersteifigkeiten kann nur tendenziell erkannt werden.

Während für Strecke 1 kein Zusammenhang besteht, kann für Strecke 2 eine Tendenz angegeben werden.

Die beiden Prüfverfahren sprechen unterschiedliche Eigenschaften der Proben an (Verzahnung, Verklebung), was sich in den Ergebnissen wieder spiegelt und damit die Ergebnisse des Kapitels 6.4 bestätigt.

7.3.5 Zyklische 3PB-Prüfung

Als Probekörper werden aus Asphalt-Bohrkernen gesägte, prismenförmige Probekörper mit den Abmessungen $320 \times 50 \times 50 \text{ mm}^3$ eingesetzt. Dabei liegt die Asphalteinlage bzw. Schichtgrenze 1 cm oberhalb der Unterseite. Alle Probekörper erhalten mittig eine Kerbe, welche ca. 1 cm tief (bis zur Einlage) und ca. 1,5 mm breit ist.

Die Prüfungen erfolgen kraft geregelt, unter Variation von zyklischen Druck-Spannungen. Kriterium für die Auswertung und damit auch für die Versuchsdauer ist das Abbruchkriterium N_{Makro} . Zur Berechnung des Ermüdungskriteriums wird der Elastizitätsmodul MD berechnet. Als Höhe des Probekörpers wird wiederum die gesamte Höhe, ohne Berücksichtigung der Kerbe, eingesetzt.

Für die Auswertung wird ein konstanter Phasenwinkel über die gesamte Ermüdungsprüfung angenommen und so die vereinfachte Energy Ratio ER berechnet. Als Ergebnis einer Einzelprüfung wird die Lastzykluszahl für das Maximum der ER als Zeitpunkt des ersten Makrorisses mit N_{Makro} angegeben, in Abhängigkeit von der Lastamplitude.

Wird das Versagenskriterium N_{Makro} nach 250.000 Lastzyklen nicht erreicht, wird versucht über die Kurve der ER ein Versagen innerhalb der nächsten 200.000 Lastzyklen zu schätzen. Dies ist nur möglich, wenn die Kurve bereits eine fallende Tendenz aufweist. Die Anzahl N_{Makro} über die Lastamplituden kann über eine Potenzfunktion beschrieben werden und , bildet somit eine sog. Ermüdungsfunktion bzw. Wöhler-Linie. Diese beschreibt das Ermüdungsverhalten in Abhängigkeit der Lastamplitude. Diese Ermüdungskurve kann nachfolgend in der Nutzungsdauerabschätzung eingesetzt werden.

Die in Tabelle 42 genannten Varianten wurden geprüft.

Tabelle 42: Für die rissüberbrückende Funktion überprüfte Strecken und Varianten

Nummer	Einlage	Variante
S1 - a	keine	Referenz
S1 - b	Kunststoffgitter	unbelastet

S1 - c		belastet
S2 - a	keine	Referenz
S2 - b	Kombinationsprodukt mit Glasgitter	unbelastet
S2 - c		belastet
S2 - d		Riss
S3 - a	Glasgitter	C40
S3 - b	Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter	C70
S3 - c	Kunststoffgitter	C70
S3 - d	Glasgitter	C70

Die Ergebnisse werden oft in Form der Regressionskurven N_{Makro} über die Lastamplituden dargestellt. Bild 379 zeigt die drei Ermüdungsfunktionen der Strecke 1.

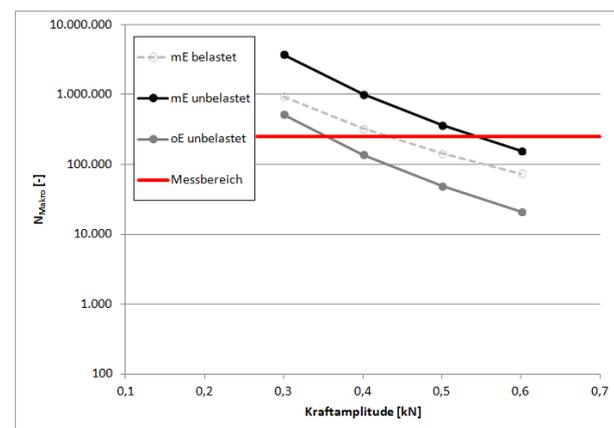


Bild 379: Strecke 1, Ermüdungskurven für N_{Makro} über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Ermüdungsfunktionen in Bild 379 zeigen für die beiden Varianten mit Asphalteinlage (mE) ein plausibles Ergebnis. Die unbelastete Variante kann deutlich mehr Lastwechsel bis zum Versagen ertragen, gegenüber der aus der Rollspur gewonnenen Variante. Die Variante ohne Asphalteinlage (oE) weist den geringsten Ermüdungswiderstand auf. Dies ist im Vergleich zu den Prüfungen aus Kapitel 6 ungewöhnlich. Bei einem guten Verbund der Schichten werden höhere Zahlen N_{Makro} erwartet. Unter der Annahme, dass bei allen Entnahmestellen vergleichbare Materialien vorliegen, ist hier wahrscheinlich der Schichtenverbund gestört. Dies bestätigen die Werte der Schersteifigkeit. Bei der Schersteifigkeit werden die niedrigsten Werte erzielt, während der Abscherversuch Ergebnisse liefert, die mit denen der Asphalteinlagen vergleichbar sind. Hier ist wieder zu beachten, dass der Scherversuch die Verzahnung prüft, mit einer hohen Verschiebung der Schichten, während die Schersteifigkeit mehr die Verklebung prüft. Dieser Effekt wirkt auch primär beim 3-Punkt-Biegeversuch.

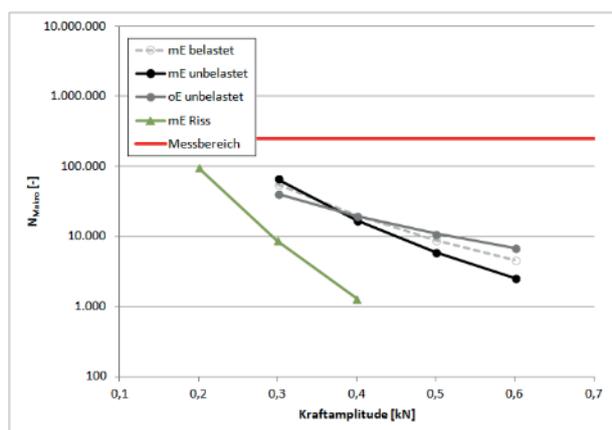


Bild 380: Strecke 2, Ermüdungskurven für N_{Makro} über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 380 zeigt die Ergebnisse der Strecke 2. Die Varianten ohne Einlage (oE) und mit Einlage (mE) liegen nahe beieinander, mit Ausnahme der Variante mit den Rissen in der Deckschicht (mE - Riss). Diese Abweichung wurde erwartet und ist plausibel.

Insgesamt liegen die Werte der Strecke 2 auf einem niedrigen Niveau, verglichen mit Strecke 1. Die Varianten ohne Riss liegen in einem engen Bereich, so dass keine systematischen Einflüsse erkannt werden. Die Systematik in den Ergebnissen der Scherversuche, wo die Variante ohne Einlage einen besseren Schichtenverbund aufweist, kann hier nur bedingt bestätigt werden. Bei hohen Lasten ist die Variante ohne Asphalt einlage von Vorteil, bei geringen Belastungen eher von Nachteil.

Die Asphalt einlagen zeigen ihre Vorteile nur bei niedrigen Belastungen. Dann wird eine Reihenfolge vergleichbar mit der Strecke 1 erreicht.

Für die Strecke 3 werden unterschiedliche Asphalt einlagen vergleichend bewertet. Die ermittelten Ergebnisse sind in Bild 381 dargestellt. Die Ergebnisse liegen insgesamt auf einem Niveau, welches mit jenen der in Kapitel 6 untersuchten Varianten vergleichbar ist.

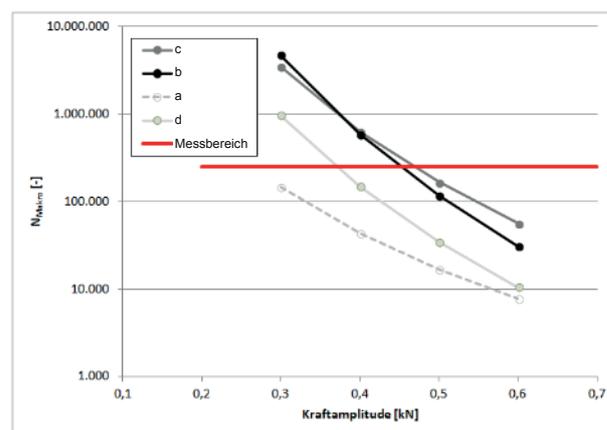


Bild 381: Strecke 3, Ermüdungskurven für N_{Makro} über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Die Ergebnisse zeigen, dass zwei Varianten (c und b) eindeutig von Vorteil sind. Gegenüber den Varianten mit dem Glasgitter (a und d) besitzen diese Asphalt einlagen ein Gitter aus Polyethylen. Beim Kombinationsprodukt aus Glasgitter ist das Gitter zudem auf ein 130 g/m^2 Vlies aufgebracht. Dies scheint zu einem höheren Schichtenverbund und daher einer besseren Wirkung zu führen.

7.3.6 Alternative Auswertung

Im vorangegangenen Kapitel wurden die 3P-Biegeversuche über eine Wöhler-Linie mit max. 4 Stützpunkten ausgewertet. Diese geringe Anzahl Stützpunkte ist dem Umstand geschuldet, dass im Konzept und auch nach Kapitel 3.2.3.1 nur eine Laststufe bewertet werden sollte. Dazu wäre eine 4-fache Belegung ausreichend.

Im Verlauf des Forschungsprojektes wurde jedoch deutlich, dass für eine Modifikation bzgl. der Dimensionierung eine Ermüdungskurve benötigt wird. Diese setzt sich im Regelfall aus bis zu 9 Einzelergebnissen zusammen. Diese Anzahl an Prüfungen wäre im Rahmen des Projektes nur unter deutlicher Reduzierung der Anzahl möglicher Einflussgrößen möglich gewesen. Da auf diese Bewertung nicht verzichtet werden sollte, wurden die Ermüdungskurven mit nur 4 Stützpunkten ermittelt.

Da die Varianten teilweise stark unterschiedlich reagierten, konnten mit niedrigen Lasten teilweise keine Ergebnisse N_{Makro} erzielt werden, die Proben unterlagen keiner Ermüdung. Auch bei Steigerung der Lasten wurden zum Teil keine verwertbaren Ergebnisse erzielt, so dass z. B. in einem Fall kein verwertbares Ergebnis erzielt werden konnte. Diese Variante musste wiederholt werden.

Aus diesem Grund wird für zukünftige Prüfungen unbedingt empfohlen zwei Asphalt-Probekplatten herzustellen, um daraus acht prismatische Probekörper zu gewinnen.

Ein Beispiel für den Präzisionsgewinn zeigt Bild 382. Hier ist eine Auswertung nach 4 und 8 Stützpunkten dargestellt.

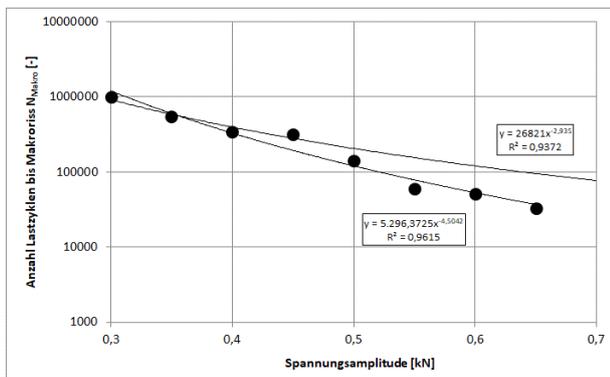


Bild 382: Beispiel für eine Regression über 4 oder 8 Stützpunkt zur Ermittlung der Wöhler-Linie.

Die geringe Steigerung im Bestimmtheitsmaß ist dabei nebensächlich. Entscheidend ist die Veränderung im Verlauf der Regressionsgeraden, welche bei höheren Laststufen zu einem Anstieg der Lastzykluszahlen um einen Faktor größer 2 führen kann. Aufgrund der Streuung der Einzelwerte erhöht eine größere Anzahl Einzelwerte immer die Präzision.

Basierend auf diesem Datenbestand soll weiterhin versucht werden, alle ermittelten Daten in die Versuchsauswertung einzubeziehen. Dies betrifft insbesondere Prüfungen bei geringen Laststufen, die keine Ermüdung und damit kein Ergebnis N_{Makro} erzielen.

Auswertung über Steigung MD

Eine Möglichkeit diese Prüfungen doch noch zu nutzen, besteht darin, die Neigung der abfallenden der Steifigkeit (hier des Moduls MD) als Schädigungskriterium zu nutzen, vgl. (Mollenhauer 2008). Für Ermüdungsprüfungen an Asphalt-Probekörpern konnte ein enger Zusammenhang zwischen der Neigung des abnehmenden Steifigkeitsmoduls und der Makroriss-Lastwechselzahl identifiziert werden.

Die Neigung des MD-Verlaufs wird in einem möglichst linearen Teil der Modulkurve bestimmt Bild 383 zeigt das Beispiel für eine lineare Regression im Bereich von 60.000 bis 120.000 Lastzyklen. Solch eine Regression kann auf alle ermittelten Modulkurven angewandt werden. Die Festlegung des linearen Bereichs erfolgt zwar subjektiv, kann jedoch relativ eindeutig für jeden Ermüdungsversuch ermittelt werden.

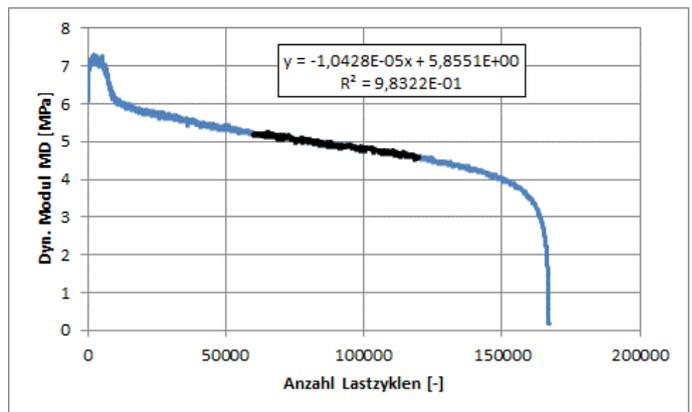


Bild 383: Beispiel für eine lineare Regression zwischen 60.000 und 120.000 Lastzyklen über den dyn. Modul MD eines einen 3PB-Versuchs.

Das Vorgehen wird am Beispiel der Variante 7-0 (Kombiprodukt) erklärt. Hier wurden, vermutlich aufgrund einer fehlerhaften Versuchsdurchführung, für die Lastamplituden 0,5 kN und 0,4 kN kein N_{Makro} ermittelt. Die Steigungen der Moduln MD können gemäß Tabelle 43 ermittelt werden.

Tabelle 43: Beispiel für Regressionsparameter der Steigungen MD und ermittelte Zahl N_{Makro} für unterschiedliche Lastamplituden

Variante	Last	N _{Makro}	a	b	r ²
7-0	0,4	-	6,4754	-3,12E-06	85,22
	0,5	-	6,9531	-5,71E-06	78,63
	0,6	87620	6,1998	-1,30E-05	95,92
	0,65	62080	6,5711	-1,73E-05	97,49

Werden die Anzahl N_{Makro} über die Steigungen b aufgetragen, kann anhand der zwei vorhandenen Werte eine lineare Regression ermittelt werden und damit eine Abschätzung für die fehlenden Werte erfolgen, siehe Bild 384.

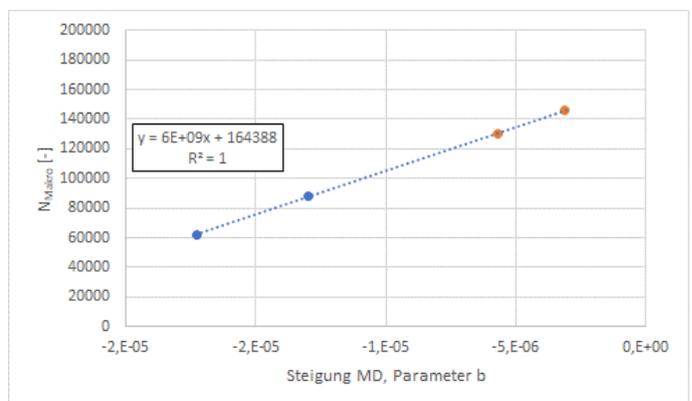


Bild 384: Abschätzung der Anzahl N_{Makro} über die Steigungen der MD mittels linearer Regression.

Fazit:

Bei nur zwei ermittelten Stützstellen können die so berechneten Zahlen N_{Makro} nur als Abschätzung angesehen werden. Mit höherer Anzahl von Stützstellen kann ein fehlender Wert sicherer abgeschätzt werden.

Insbesondere für die Anwendung der Ermüdungsfunktionen zur Berechnung theoretischer Nutzungsdauern wurden auf diese Weise die Lastwechselzahlen $N_{\text{Makro}} > 250.000$ in den Versuchen mit geringeren Kraftamplituden anhand der bis zum Versuchsabbruch aufgezeichneten Verlauf der Steifigkeit MD berechnet.

Auswertung über Steigung ER

Eine weitere Möglichkeit Prüfungen mit geringen Lasten, ohne Erreichen von N_{Makro} , noch zu nutzen besteht darin, über die Steigung der energy ratio ER der einzelnen Modulkurven eine Aussage zur Ermüdung zu erhalten. Analog wie zur Steigung MD ist die generelle Idee, dass mit zunehmender Steigung die Zahl N_{Makro} steigt. Im Erfolgsfall könnte mittels einer Regressionsfunktion doch noch ein Ergebnis berechnet werden.

Um eine Regression von N_{Makro} über die Steigung zu bestimmen, muss zunächst definiert werden, wie die Steigung ermittelt wird. In Bild 385 ist die Steigung als Gerade über den gesamten Versuch dargestellt. Diese pragmatische Art der Steigungsermittlung liefert nur bedingt charakteristische Werte, da die Werte bei Versuchsende unterschiedlich stark abfallen.

In Bild 386 wird die Steigung als Gerade bis zum Wert N_{Makro} ermittelt. Dies stellt ein Verfahren dar, welches zwar die fallenden Werte gegen Ende nicht berücksichtigt, jedoch objektiv angewandt werden kann.

Schließlich wird in Bild 387 nur die Steigung des linearen Teils des Versuchs berücksichtigt. Diese Methode ist nicht objektiv, da die meisten Prüfungen keinen eindeutigen linearen, d. h. geraden Teil besitzen. Es ist immer eine gewisse Krümmung vorhanden. Die Qualität der Regression (definiert über das Bestimmtheitsmaß) nimmt jedoch noch weiter zu.

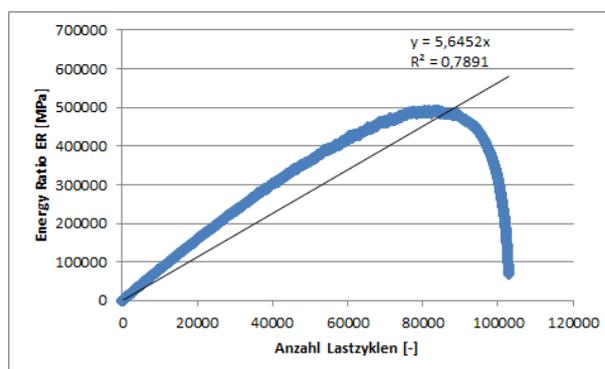


Bild 385: Beispiel für eine lineare Regression über alle Daten eines 3PB-Versuchs.

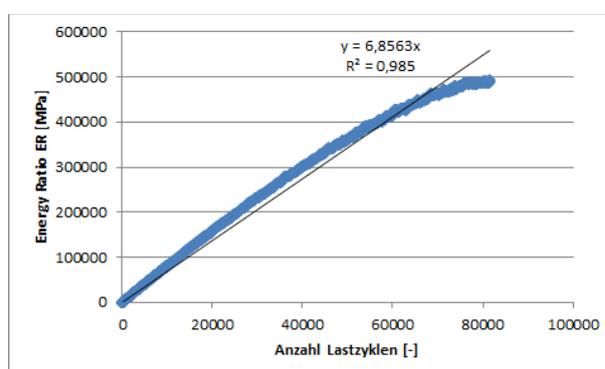


Bild 386: Beispiel für eine lineare Regression über die Daten bis zum Makroriss eines 3PB-Versuchs.

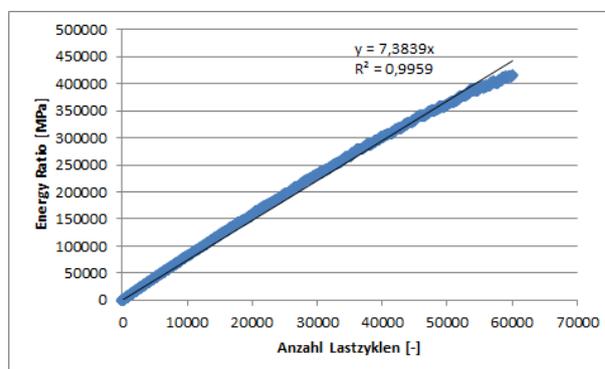


Bild 387: Beispiel für eine lineare Regression über die linearen Daten eines 3PB-Versuchs.

Zur Überprüfung dieser Idee wurden zunächst mit dem pragmatischen Ansatz für die Gitter des Kapitels 3.2.4.1 Regressionen über die Steigung in Abhängigkeit der Lastamplitude gerechnet, siehe Bild 388 und Tabelle 44.

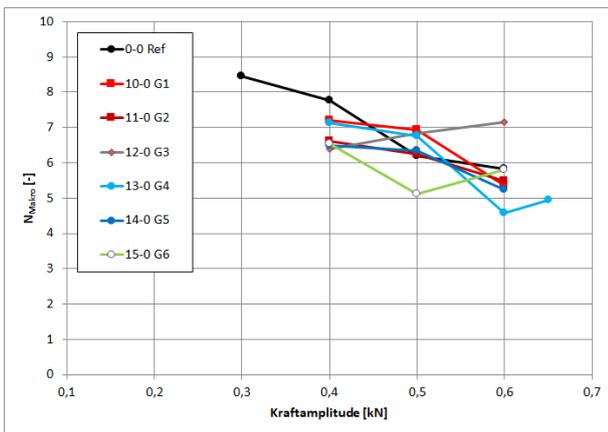


Bild 388: Steigungen der ER über die gesamte Versuchsdauer in Abhängigkeit der Lastamplitude.

In Tabelle 44 sind neben den Regressionsparametern ebenfalls die so berechneten Steigungen je Lastamplitude angegeben.

Gl. 1 $Steigung\ ER = a \cdot e^{-b \cdot Last}$ [MPa]

Tabelle 44: Regressionsparameter der Steigungen ER über die gesamte Versuchsdauer und daraus berechnete Steigungen für unterschiedliche Lastamplituden

Variante	a	b	r ²	0,2	0,3	0,4
0-0 Ref	12,801	1,348	94,86	9,78	8,548	7,47
10-0 G1	13,553	1,487	84,85	10,07	8,68	7,48
11-0 G2	9,729	0,932	95,14	8,07	7,36	6,70
12-0 G3	10,536	1,138	100	8,39	7,49	6,68
13-0 G4	17,851	2,158	87,44	11,59	9,34	7,53
14-0 G5	10,298	1,086	84,17	8,29	7,43	6,67
15-0 G6	17,443	2,449	24,4	10,69	8,37	6,55

Die berechneten Steigungen in Abhängigkeit der Lastamplitude sind weiterhin in Bild 389 dargestellt. Hier scheint eine systematische Abhängigkeit von der Lastamplitude vorzuliegen, für die jeweilige Asphaltteilanlage.

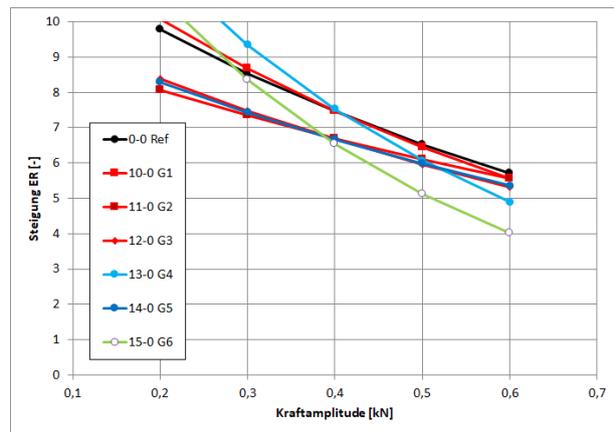


Bild 389: Regressionen über Steigungen ER Gitter

Zusätzlich muss überprüft werden, ob eine Abhängigkeit der Anzahl N_{Makro} von der Steigung vorliegt. Dies geschieht in Bild 390 über eine Regression der Form:

Gl. 2 $N_{Makro} = a \cdot e^{-b \cdot Steigung\ ER}$ [-]

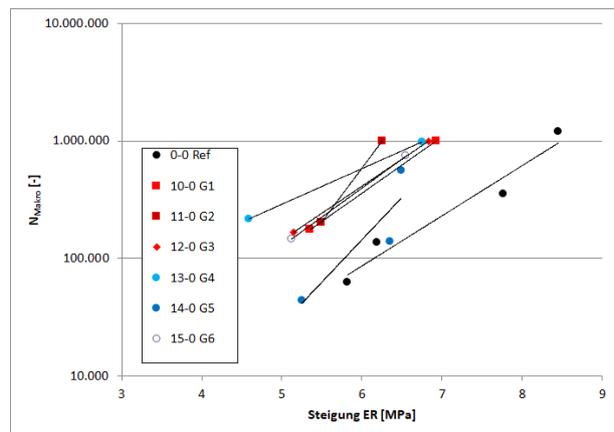


Bild 390: Regressionen von N_{Makro} über die Steigung ER.

Diese Regressionen sind in Tabelle 45 dokumentiert.

Tabelle 45: Regressionsparameter der Zahl N_{Makro} über die Steigungen ER über die gesamte Versuchsdauer

Variante	a	b	r ²
0-0 Ref	242,04	0,9801	94,81
10-0	487,7	1,1034	100
11-0	2,01	2,0973	100
12-0	726,36	1,057	100
13-0	8880,5	0,6969	100
14-0	6,9677	1,6567	78,89
15-0	441,08	1,1338	100

Mit diesen Funktionen können jetzt für geringe Lastamplituden die Steigung ER und damit die Zahl N_{Makro} ausgerechnet werden. In Bild 391 sind diese Berechnungen für geringe Lastamplituden grafisch dargestellt.

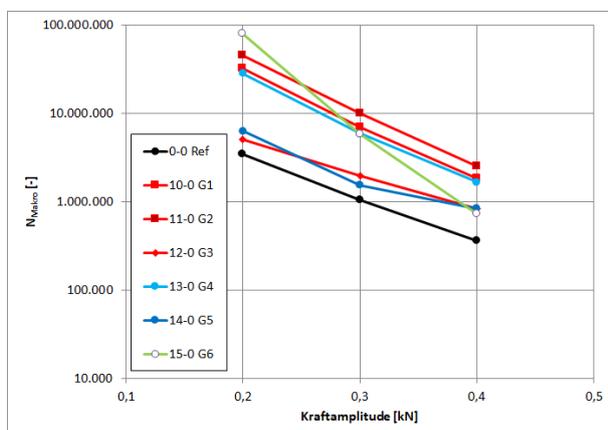


Bild 391: Berechnung des Ergebnisses N_{Makro} für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

Anhand dieser Regressionen scheint es, dass auch Prüfungen mit geringen Lastamplituden ohne Erreichen des Abbruchkriterium N_{Makro} zur Auswertung herangezogen werden können.

Schwachpunkt dieser Betrachtung ist jedoch die Ermittlung der Steigung über die gesamte Versuchsdauer und damit inkl. des variablen Abfalls der Energy Ratio ER nach dem Makroriss.

Zur Überprüfung, ob eine Regression bis N_{Makro} oder nur des linearen Teils eine ähnliche Systematik ergibt, wurden die Steigungen der Proben aus der Verifikationstrecke 3 aus Kapitel 7 gewählt.

In Tabelle 46 sind die ermittelten Parameter für die beiden benötigten Regressionen (Steigung ER über Lastamplitude) und (N_{Makro} über Steigung ER) der Strecke 1 eingetragen. In den ersten drei Zeilen sind die Ergebnisse bei einer Regression über alle Daten dargestellt, gefolgt von den Regressionen bis N_{Makro} und den Regressionen über den linearen Teil.

Tabelle 46: Strecke 1, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie N_{Makro} über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.

Variante	Steigung ER			N_{Makro}		
	a	b	r^2	a	b	r^2
S1-a	10,53	1,142	73,5	464,8	0,981	91,8
S1-b	9,17	0,542	30,2	2697	0,762	93,5
S1-c	7,48	0,604	36,5	9,901	1,622	48,5
S1-a Makro	8,54	0,428	53,2	0,634	1,898	79,2

S1-b Makro	8,98	0,440	17,8	2103	0,794	80,6
S1-c Makro	6,61	0,108	2,8	4,469	1,673	38,2
S1-a linear	8,05	0,183	19,6	0,133	1,941	43,4
S1-b linear	8,69	0,332	14,9	561,1	0,959	68,7
S1-c linear	6,71	0,038	0,7	0,143	2,158	24,2

Anhand der so gewonnenen Regressionen kann wiederum die Anzahl N_{Makro} über die Lastamplituden dargestellt werden. Für die Strecke 1 mit den Varianten a, b und c erfolgt dies in Bild 392.

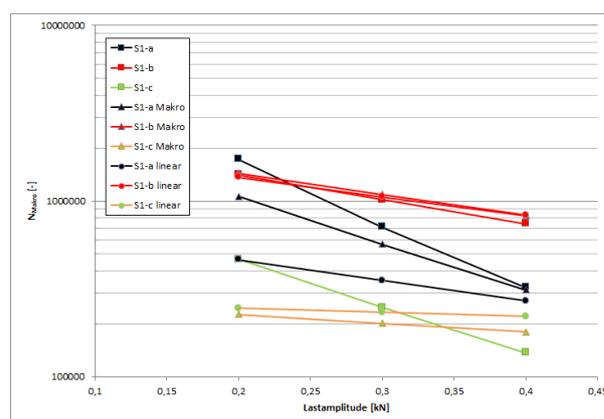


Bild 392: Strecke 1, Berechnung des Ergebnisses N_{Makro} für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

Dieses Beispiel zeigt wiederum eine deutliche Abhängigkeit der Zahl N_{Makro} von der Lastamplitude bei Verwendung der Steigung über die gesamte Versuchsdauer. Wird die Steigung nur bis zum Punkt N_{Makro} berechnet (z. B. „S1-a Makro“), flachen die Regressionsgeraden ab. Wird nur der lineare Teil benutzt (z. B. „S1-a linear“), erfolgt eine weitere Abnahme bzw. es kann praktisch keine Abhängigkeit angegeben werden (S1-c linear). Die Abstufungen bzgl. der Varianten a, b und c bleiben jedoch erhalten.

Für Strecke 2 sind die erzielten Regressionen in Tabelle 47 sowie die Ergebnisse in Bild 393 dargestellt. Die Darstellung erfolgt analog zur Strecke 1 über drei Varianten a, b und c. Die Variante mit Riss (d) wird dabei nicht betrachtet.

Tabelle 47: Strecke 2, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie N_{Makro} über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.

Variante	Steigung ER			N_{Makro}		
	a	b	r^2	a	b	r^2
S2-a	3,284	-0,856	47,3	464,8	0,981	91,8
S2-b	5,633	1,305	13,1	325,8	1,285	57,9
S2-c	4,515	0,033	0,2	9,901	1,622	48,5
S2-a Makro	3,988	-0,782	50,4	0,364	1,898	79,2

S2-b Makro	5,096	-0,600	5,1	2103	0,794	80,6
S2-c Makro	5,005	0,001	0,0	4,469	1,674	38,2
S2-a linear	6,349	-0,122	19,6	0,133	1,941	43,4
S2-b linear	5,347	0,111	0,9	561,1	0,959	68,7
S2-c linear	4,719	-0,291	36,5	0,143	2,158	24,2

S3-d Makro	7,989	1,761	18,0	10,204	1,879	62,2
S3-a linear	6,070	0,160	19,6	12,934	1,366	19,7
S3-b linear	7,600	0,631	17,8	265,3	1,037	23,9
S3-c linear	7,088	0,169	9,1	0,0145	2,452	46,3
S3-d linear	5,149	0,009	0,0	0,0014	3,397	14,9

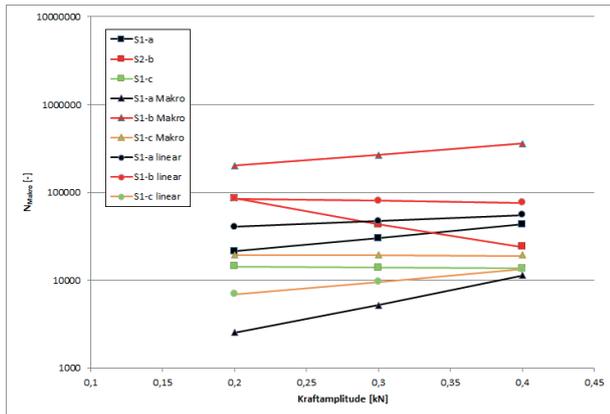


Bild 393: Strecke 2, Berechnung des Ergebnisses N_{Makro} für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

Für die Strecke 2 können keine plausiblen Abhängigkeiten angegeben werden. Die Regressionen ergeben bis auf eine Ausnahme (S2-b) gegenläufige und damit unplausible Tendenzen.

Für eine übersichtlichere Darstellung werden die Ergebnisse der Strecke 3 einzeln, d. h. für jede eingesetzte Asphalteinlage, angegeben.

Analog zum bisherigen Vorgehen sind die erzielten Regressionen in Tabelle 48 sowie die Ergebnisse der Berechnungen in Bild 394 dargestellt.

Tabelle 48: Strecke 3, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie N_{Makro} über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.

Variante	Steigung ER			N_{Makro}		
	a	b	r^2	a	b	r^2
S3-a	9,769	1,775	67,4	2062	0,6367	17,7
S3-b	9,628	1,850	38,1	2956	0,9448	42,8
S3-c	10,651	1,365	61,7	198,5	1,2326	84,4
S3-d	7,989	1,761	18,0	739,8	1,2443	83,4
S3-a Makro	9,527	1,380	60,7	538,2	0,817	27,6
S3-b Makro	5,782	0,362	5,1	4185	0,662	8,1
S3-c Makro	8,579	0,714	42,4	7,274	1,648	69,6

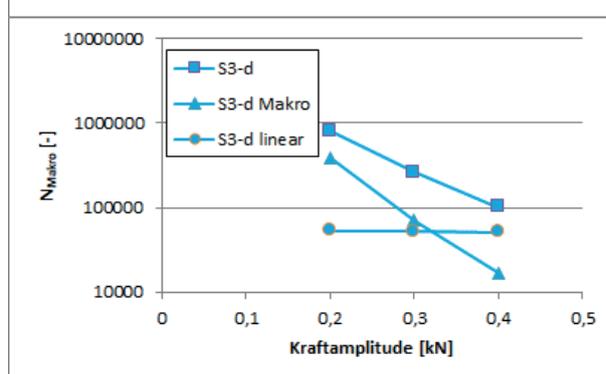
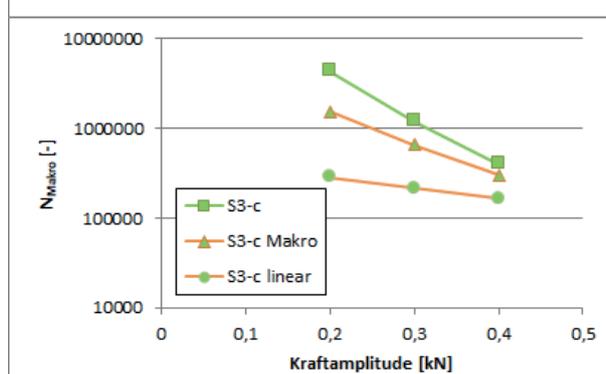
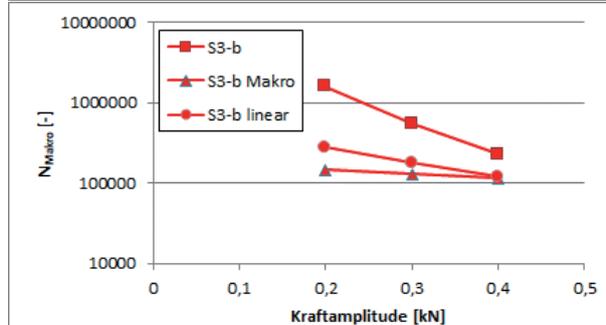
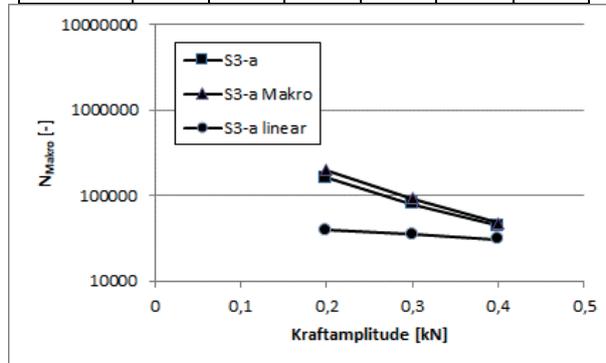


Bild 394: Strecke 3, Berechnung des Ergebnisses N_{Makro} für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

Alle Asphalteinlagen der Strecke 3 zeigen für die Berechnungen der Steigungen über die gesamte Versuchsdauer starke Abhängigkeiten von der Lastamplitude (Bild 394) und führen zu vermeintlich plausiblen Ergebnissen.

Die Auswertung über die Steigungen bis N_{Makro} zeigt teilweise deutlich geringe Abhängigkeiten (Bezeichnungen: Makro). Die Kurven flachen ab.

Wird nur der lineare Teil betrachtet (Bezeichnungen: linear), treten nur noch sehr geringe Abhängigkeiten von der Kraftamplitude auf. Damit sind keine verwertbaren Ergebnisse produzierbar.

Fazit:

Die Berechnung der Zahl N_{Makro} mit einer Regression der Steigung über alle Versuchsdaten liefert deutliche Abhängigkeiten von der Lastamplitude. So können für geringe Lastamplituden noch Ergebnisse gewonnen werden. Die Methode ist jedoch stark vom Abfall der Energy Ratio ER nach dem Makroriss abhängig und berücksichtigt die tatsächliche Steigung nur bedingt.

Die Berechnung über eine Regression der Steigung ER bis zum Makroriss liefert eine verminderte Abhängigkeit von der Lastamplitude. Eine Reihung über die Varianten bzgl. der Anzahl N_{Makro} bleibt prinzipiell bestehen. Diese Methode führt jedoch nicht immer zum Erfolg, siehe Strecke 2.

Die Berechnungen mit einer Regression über den linearen Teil der Steigung ER liefert deutlich verminderte Abhängigkeiten von der Lastamplitude. Oftmals kann keine Abhängigkeit mehr angegeben werden. Eine Reihung der Varianten bzgl. der Anzahl N_{Makro} bleibt teilweise bestehen. Mit dieser Methode ist eine Auswertung für geringe Lastamplituden nicht zielführend.

Generell besteht hiermit keine verlässliche Methode zur Verfügung, auch für Prüfungen mit geringen Lastamplituden (ohne Erreichen des Kriterium N_{Makro}) die Daten noch zu nutzen. Das hier vorgestellte Verfahren mit der Nutzung einer Regression der Steigung ER bis zum Makroriss kann ggf. eine Abschätzung der Zahl N_{Makro} ermöglichen, falls keine zusätzlichen Prüfungen möglich sind.

Insgesamt ist das zuvor beschriebene Verfahren der Abschätzung über die Steigung MD diesem Verfahren vorzuziehen.

7.3.7 Keilspaltversuche

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der Prüfungen einer spannungsabbauenden und span-

nungsaufnehmenden Funktion zur Rissüberbrückung vorgestellt, welche mit dem Keilspaltversuch ermittelt wurden. Prüfbedingungen und Auswertungsmodalitäten sind in beiden Fällen gleich.

Prüfverfahren

Ziel dieses Versuchs ist es, über die Beurteilung der benötigten Energie für den Rissfortschritt im Probekörper eine Aussage über spannungsaufnehmende oder spannungsabbauende Eigenschaften einer Asphalteinlage treffen zu können. Auf diese Weise soll eine Grundlage geschaffen werden, das Potential zur Verhinderung von Reflexionsrissen zu quantifizieren.

Das Prüfverfahren entspricht im Wesentlichen dem bekannten Keilspaltversuch zur Beurteilung der spannungsaufnehmenden/-abbauenden Funktion in 3.2 (Bild 330). Anpassungen wurden lediglich aufgrund der Probekörpergeometrie und im Hinblick auf Vereinfachungen vorgenommen.

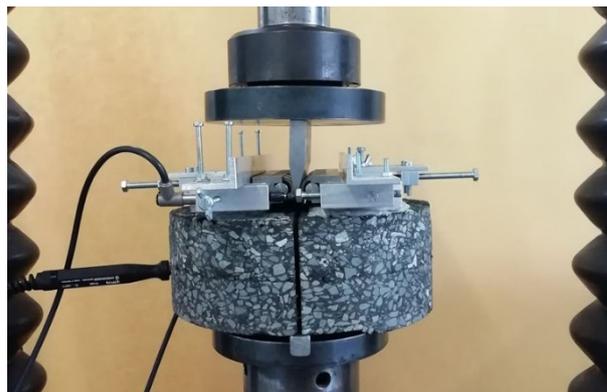


Bild 395: Versuchsaufbau des Keilspaltversuchs in der Universalprüfmaschine zu Beginn der Prüfung (aus 3.2.2.5)

Die Ermittlung der Kennwerte

- spezifische Bruchenergie ab Kurvenmaximum bis zu einer weiteren Rissöffnung von 2,0 mm $G_{\text{fp}2,0}$ [Nmm/mm²],
- $F_{1,5}$ (Spaltkraft [N] bei einer Rissöffnung von 1,5 mm) und
- F_{max} (höchste Spaltkraft [N] – „Peak“ am Anfang des Rissbereichs)

erfolgt anhand der Auswertung eines Last-Verformungs-Diagramms. Die dargestellte Spaltkraft wird dabei aus der vertikalen Drucklast über die Berücksichtigung des Keilwinkels berechnet. Die Rissöffnungsweite wurde wie in 6.4.1 ermittelt. Betrachtet wird ausschließlich der Post-Peak-Bereich (Bild 396). Die Prüftemperatur beträgt ± 0 °C. Je Variante werden drei Probekörper geprüft.

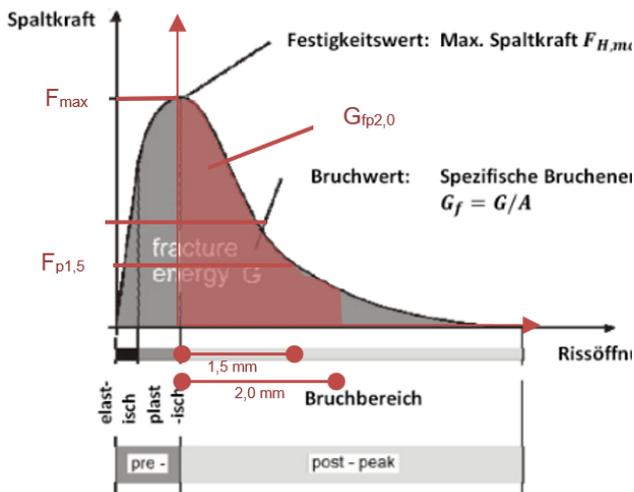


Bild 396: Unterschied in der Kurvenauswertung Kapitel 3.2 zu Kapitel 7.3 an der Darstellung des schematischen Kraft-Verformungsdiagramms; vgl. (Tschegg 2000)

Prüfplan

Der Prüfplan für die Verifikation und Demonstration mittels Keilspaltversuch umfasst Probekörper aus drei verschiedenen Teststrecken (vgl. Tabelle 40). Aufgrund der verschiedenen Fahrbahnaufbauten und Einbausituationen variiert die Probekörpergeometrie zwischen den Teststrecken.

Ergebnisse

Die Darstellung der Ergebnisse aus dem Keilspaltversuch erfolgt grundsätzlich anhand der Last-Verformungskurve. Im Zuge der Sensitivitätsanalyse (6.4.1) wurde eine numerische Lösung gewählt. Dieses Schema wird auch für die folgenden Untersuchungen herangezogen.

Eine Bewertung über die maximale Spaltkraft F_{\max} scheint nach aktuellem Kenntnisstand für die Beurteilung der rissüberbrückenden Wirkung nicht zielführend, da die maximale Spaltkraft nach bisherigen Erkenntnissen zum überwiegenden Teil vom Asphalt der Binderschicht beeinflusst wird und die Asphalteinlage in diesem Beanspruchungszustand noch keine Zugkräfte übernimmt. Um den Einfluss der Probekörpergeometrie zu verdeutlichen, werden in Bild 397 die Last-Verformungs-Kurven der drei Teststrecken dargestellt. Aufgrund der verschiedenen Probekörpergeometrien unterscheiden sich die Ergebnisse bezüglich des Niveaus der Spaltkraft.

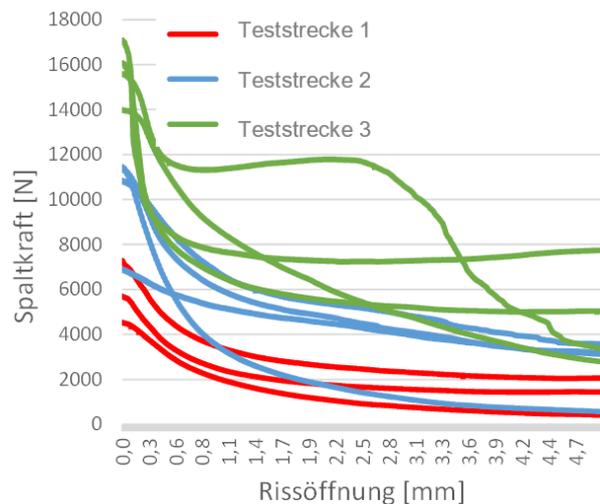


Bild 397: Last-Verformungs-Kurve der verschiedenen Probekörper und Teststrecken

Dies zeigt, dass die vergleichende quantitative Beurteilung der Messwerte lediglich bei Serien mit gleicher Probekörpergeometrie möglich ist. Die Bewertung der Ergebnisse für $F_{1,5}$ ist gegebenenfalls differenzierter zu betrachten: Abhängig von der Probekörpergeometrie erfährt der Probekörper auf Höhe der Asphalteinlage unterschiedliche Dehnung in Bezug auf die gemessene Rissöffnung an der Oberfläche des Probekörpers. Davon ausgehend ist zukünftig eine geometriebezogene Messeinrichtung zur Erfassung eines solchen Wertes zielführend. Im Folgenden wird als Bewertungsgrundlage $G_{fp2,0}$ verwendet, da dieser Wert durch die kumulierende Erfassung die aufzuwendende Energie exakter anhand nur eines Wertes beschreibt.

Vergleich der Probekörper aus Teststrecke 1

Bild 398 zeigt die Varianten der Teststrecke 1, in dem neben der Referenz ein Kunststoffgitter eingebaut wurde. Das Gitter wurde 2007 auf gefräster Binderschicht verlegt und mit Asphaltdeckschicht überbaut. Die Probekörper wurden aus folgenden Bereichen gewonnen:

- S1 - a; ohne Asphalteinlage, als Referenz
- S1 - b; mit Asphalteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich
- S1 - c; mit Asphalteinlage, Entnahme aus Rollspur.

Die Höhe der Balken zeigt, wie in **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** die Spreizung der Einzelergebnisse. Der Mittelwert ist durch ein Kreuz gekennzeichnet, der Medianwert durch einen Kreis.

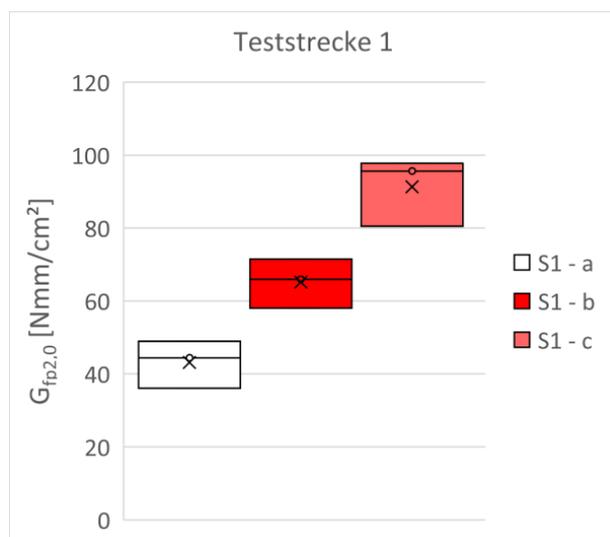


Bild 398: Ergebnisse für $G_{fp2,0}$ der verschiedenen Bereiche S1 - a, S1 - b und S1 - c in Teststrecke 1

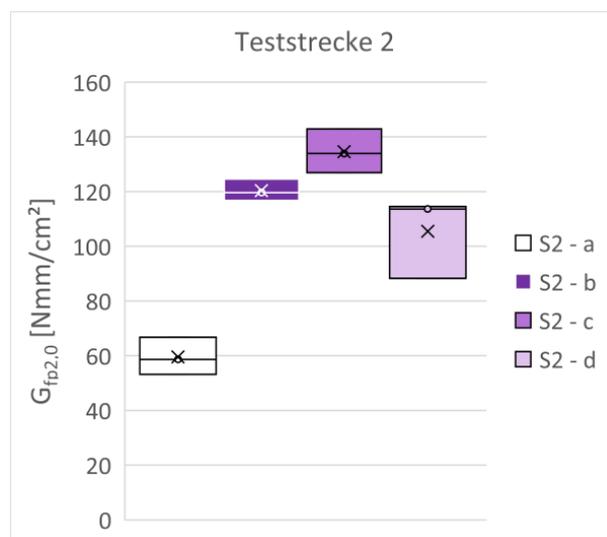


Bild 399: Ergebnisse für $G_{fp2,0}$ der verschiedenen Bereiche S2 - a, S2 - b, S2 - c und S2 - d in Teststrecke 2

Die Ergebnisse zeigen eine Differenzierbarkeit der betrachteten Bereiche in Teststrecke 1. Dabei ist bei einer Prüfung 13 Jahre nach dem Einbau die Wirksamkeit der Asphaltbewehrung detektierbar. Den Erfahrungen der vorausgegangenen Prüfungen entsprechend, zeichnet sich auch hier die Erhöhung des $G_{fp2,0}$ -Wertes bei Verwendung einer Asphalteinlage ab. Zwischen den Werten des unbelasteten und belasteten Bereichs mit Einlage zeigt sich eine zusätzliche Zunahme des $G_{fp2,0}$ -Wertes. Dies kann in Verbindung mit der in diesem Bereich vermuteten Nachverdichtung zum einen mit einer kraftschlüssigeren Einbindung der Asphalteinlage, zum anderen mit einer kompakteren Deckschicht begründet werden.

Vergleich der Probekörper aus Teststrecke 2

Bild 399 beinhaltet die Ergebnisse der zweiten Teststrecke. Das Kombinationsprodukt wurde hier 2011 auf gefräster Unterlage/Tragschicht aufgebracht und mit Binder- und Deckschicht überbaut.

Hier wurde zwischen

- S2 - a; ohne Asphalteinlage, als Referenz
- S2 - b; mit Asphalteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich,
- S2 - c; mit Asphalteinlage, Entnahme aus der Rollspur und
- S2 - c; mit Asphalteinlage, Entnahme aus rissgeschädigten Bereichen unterschieden.

Hinsichtlich der unbelasteten und belasteten Bereiche S2 - a, S2 - b und S2 - c ergeben sich entsprechende Ergebnisse und Interpretationen wie bei Teststrecke 1. Zusätzlich wurde hier ein Bereich untersucht (S2 - d), der bereits Schädigungen in Form von Rissen aufwies. Die Ergebnisse zeigen zunächst eine etwas höhere Spreizung, was sich anhand der unterschiedlich starken Schädigung der jeweiligen Probekörper erklären lässt. Auch die geometrische Positionierung vorhandener Risse im Probekörper unterscheidet sich und trägt zu dieser Spreizung bei. Tendenziell liegen jedoch alle Werte zwischen den Werten der Bereiche S2 - a und S2 - b. Bei genauerer Betrachtung der Kraft-Verformungs-Kurven lassen sich aus den Ergebnissen folgende Schlussfolgerungen ziehen.

Aufgrund der (Riss-)Schädigung ist die Maximalkraft zur Rissinitiierung F_{max} deutlich geringer als in den drei anderen Bereichen. Im weiteren Verlauf der Kurve ist jedoch deutlich die Aktivierung der Asphalteinlage zu erkennen. Aus dieser Betrachtung kann abgeleitet werden, dass die rissüberbrückende Wirkung der Asphalteinlage zumindest teilweise auch bei fortschreitender Schädigung der Asphaltsschichten vorhanden bleibt. Dies zeigt auch die optische Beurteilung des Rissfortschritts. Sowohl von unten als auch von oben anstehende Risse enden stets an der Asphalteinlage.

Vergleich der Probekörper aus Teststrecke 3

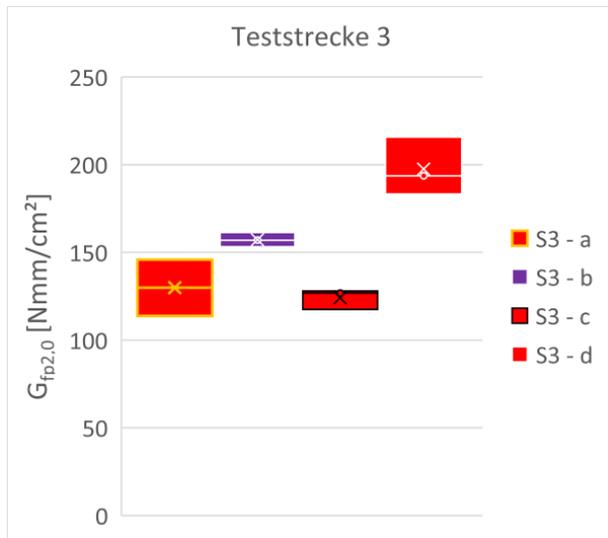


Bild 400: Ergebnisse für $G_{fp2,0}$ der verschiedenen Testfelder in Teststrecke 3

Im Gegensatz zu den Teststrecken 1 und 2 stammen die Probekörper der Teststrecke 3 aus erst vor kurzem hergestellten Befestigungen. Es wird hier die Grenze der Binderschicht zur bestehenden, gefrästen Unterlage/Tragschicht betrachtet. Da sich hierbei keine verschieden belasteten Bereiche unterscheiden lassen, wird lediglich in Flächen verschiedener Einbauvarianten unterschieden, deren $G_{fp2,0}$ -Werte in Bild 400 dargestellt sind:

- S3 - a; Glasgitter; Emulsion C 40 B5-S 1,1 kg/m²,
- S3 - b; Kombinationsprodukt; Emulsion C 70 BP4-S 2,2 kg/m²,
- S3 - c; Kunststoffgitter; Emulsion C 70 BP4-S 1,1 kg/m²,
- S3 - d; Glasgitter; Emulsion C 70 BP4-S 1,1 kg/m².

Da diese Teststrecke direkt nach dem Einbau beprobt wurde, können die Ergebnisse in erster Linie als Grundlage für eine praxisbezogene „Plausibilitätsprüfung“ gewertet werden, um die Aussagekraft des Keilspaltversuchs hinsichtlich der Rissverhinderung zu belegen. Darüber hinaus wird empfohlen, den Streckenbereich in den folgenden Jahren optisch zu überwachen, um mögliche Unterschiede bezüglich der Rissbildung erfassen zu können. Zudem empfiehlt sich einige Zeit nach dem Auftreten der ersten Risse die Untersuchung mittels Keilspaltversuch. Möglicherweise ergibt sich ein Zusammenhang der bei Schaden erfassten Ergebnisse mit denen direkt nach dem Einbau. Aus entsprechenden Erkenntnissen wäre die Ableitung von Grenzwerten für Kontrollprüfungsansätze denkbar.

In der vergleichenden Betrachtung der Ergebnisse der vier Testfelder ist eine Auffälligkeit besonders hervorzuheben. Die Werte der Testfelder S3 - a und S3 - d unterscheiden sich trotz Verwendung der gleichen Einlage erheblich. Dies lässt sich technisch anhand der sich unterscheidenden verwendeten Bitumenemulsion erklären. Da die verwendete Emulsion im Feld S3 - a nicht den Herstellervorgaben entspricht, sind die deutlich niedrigeren Ergebnisse nachvollziehbar. Diese Erkenntnis zeigt eine weitere Möglichkeit zur Verwendung des Keilspaltversuches im Rahmen von Kontrollprüfungen auf. Unabhängig von der grundsätzlichen Einordnung der Wirksamkeit verschiedener Einlagen ist eine Überprüfung des fachgerechten Einbaus der Einlage anhand von Vergleichswerten denkbar.

Zusammenfassung

Sowohl die Differenzierbarkeit verschiedener Asphalteinlagen zur Referenz und untereinander als auch die Beurteilung der ausgewählten Varianten in Teststrecke 3 lassen grundsätzlich eine Aussage über die Wirkung der Asphalteinlagen in situ zu.

Die Ergebnisse der Bruchenergie $G_{f2,0}$ sind dabei nach aktuellem Kenntnisstand vornehmlich als Kennwert für das Potential zur Rissüberbrückung zu betrachten. Diese Einschätzung der Ergebnisinterpretation beruht auf den vorangegangenen Abschnitten auf den Erkenntnissen im Bereich der Laborprüfungen sowie auf theoretischen Überlegungen zur Plausibilität.

Das Prinzip wurde in diesem Arbeitspaket auf reelle Fahrbahnen ausgeweitet. Eine Überprüfung der Abschätzung der theoretischen Nutzungsdauer ist aus diesen Daten alleine nicht ableitbar. Hierzu wird empfohlen, die Teststrecke 3 in den nächsten Jahren optisch und prüftechnisch zu begleiten. Die besondere Unterscheidung der Flächen S3 - a und S3 - d der Teststrecke 3 weisen auf die Möglichkeit zur Beurteilung des fachgerechten Einbaus von Asphalteinlagen hin.

7.3.8 Schichtenverbund

7.3.8.1 Keilspaltversuch Schichtenverklebung

Zur Beurteilung des Schichtenverbundes beziehungsweise der Schichtenverklebung nach längerer Nutzung des Asphaltaufbaus wurde die Prüfung der Schichtenverklebung nach dem Keilspalt-Prinzip durchgeführt.

Prüfverfahren

Der Versuchsablauf entspricht dem in Kapitel 3.2.3.5 vorgestellten Verfahren und ist als Abbildung und Prinzipskizze in Bild 401 und Bild 402 dargestellt.

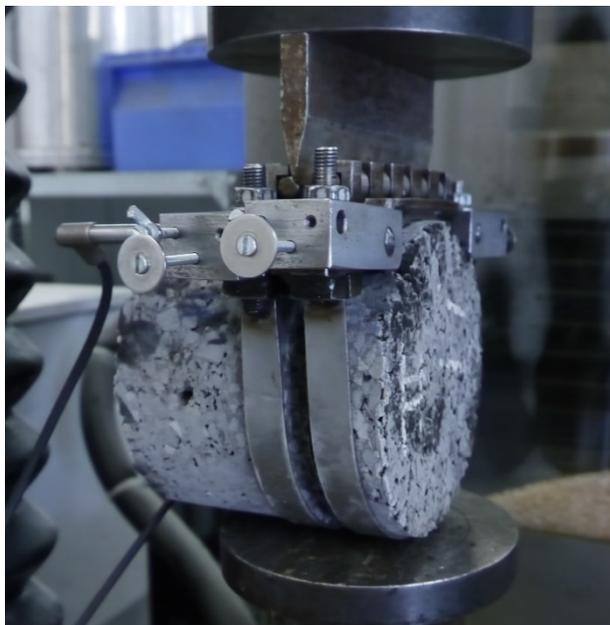


Bild 401: Prüfeinrichtung zur Ermittlung des Schichtenverbunds nach dem Keilspaltprinzip in einer Standardprüfmaschine

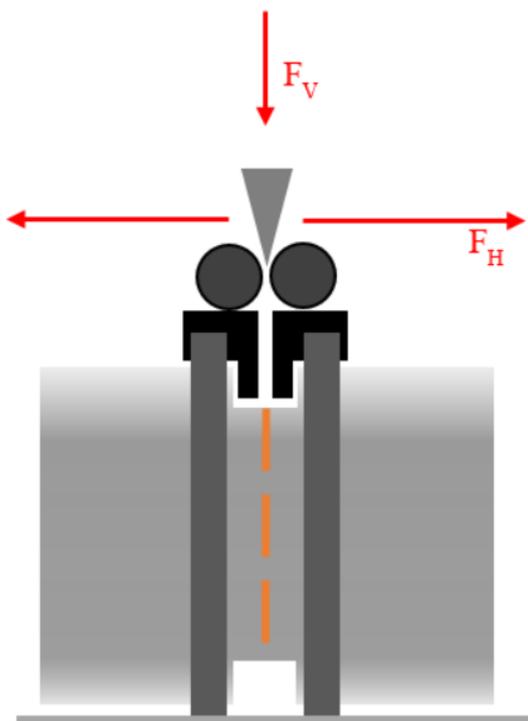


Bild 402: Versuchsaufbau zur Prüfung der Schichtenverklebung im Keilspalt-Prinzip

Zur Prüfung des Schichtenverbundes im beschriebenen System wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von ca. 150 mm aus den Teststrecken entnommen. Die Versuchsvorbereitung beschränkt sich auf das Fräsen einer ca. 10 mm breiten und 10 mm tiefen Nut entlang der Asphalteinlage sowie die Vortemperierung auf 0 °C.

Prüfplan

Zur Beurteilung der Schichtenverklebung nach längerer Nutzung der Asphaltbefestigung wurden die Varianten der Teststrecken 1 (Kunststoffgitter) und 2 (Kombinationsprodukt) untersucht.

Teststrecke 1:

- S1 - a; ohne Asphalteinlage, als Referenz,
- S1 - b; mit Asphalteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich,
- S1 - c; mit Asphalteinlage, Entnahme aus Rollspur.

Teststrecke 2:

- S2 - a; ohne Asphalteinlage, als Referenz,
- S2 - b; mit Asphalteinlage, Entnahme aus unbelastetem Bereich,
- S2 - c; mit Asphalteinlage, Entnahme aus der Rollspur,
- S2 - d; mit Asphalteinlage, Entnahme aus rissgeschädigten Bereichen.

Ergebnisse

Planmäßig wurde die maximale Spaltkraft F_{\max} der Probekörper ausgewertet. Bild 403 zeigt für die Teststrecke 1 die Auswertung der Schichtverbundprüfung mittels Keilspaltversuch anhand der erreichten maximalen Spaltkräfte F_{\max} [N]. Bild 404 fasst die Ergebnisse der Teststrecke 2 zusammen. Die Höhe der Balken zeigt dabei wieder die Spreizung der Einzelergebnisse. Der Mittelwert ist durch ein Kreuz gekennzeichnet.

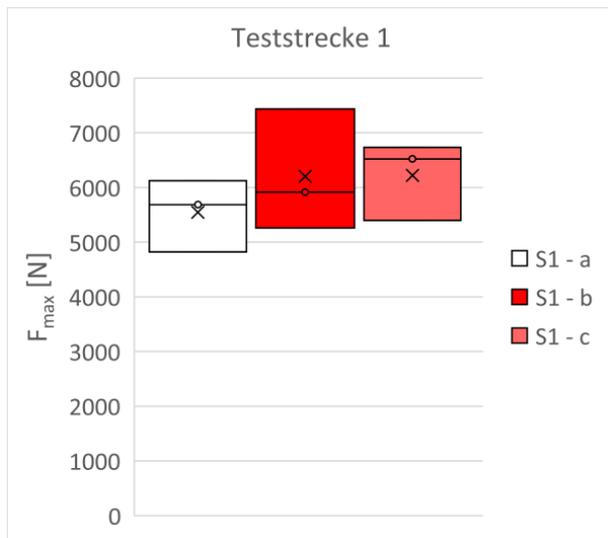


Bild 403: Maximalkräfte bei Rissinitiation für die Varianten der Teststrecke 1

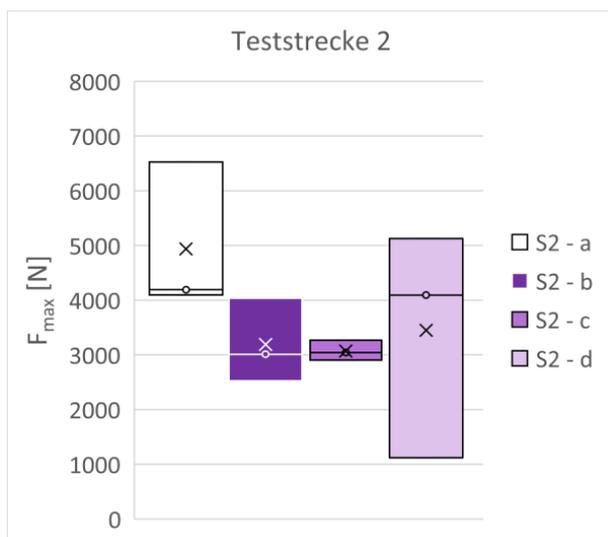


Bild 404: Maximalkräfte bei Rissinitiation für die Varianten der Teststrecke 2

Verglichen mit den Werten aus 3.2.2.7, bei dem die Schichtenverklebung unmittelbar nach Einbau ermittelt wurde, ergeben sich bei den vorliegenden Testfeldern niedrigere Werte im Bereich der jeweiligen Referenzfläche ohne Einlage. Aus den vorliegenden Daten ist nicht zu erschließen, ob die jeweilige Nutzungsdauer oder die Einbausituationen zu dieser Differenz führen.

Die Ergebnisse der Probekörper mit Einlage der Teststrecke 1 bilden das Niveau des Referenzprobekörpers ab. Es lässt sich sogar eine leichte Tendenz zu besserer Schichtenverklebung erkennen. Die Werte entsprechen in etwa der Größenordnung eines vergleichbaren Einlagensystems aus 3.2.2.7 direkt nach Einbau. Eine Unterscheidung zwischen

belastetem und unbelastetem Bereich kann nicht getroffen werden.

Im Testfeld 2 zeigen alle Varianten mit Einlage tendenziell niedrigere Ergebnisse als die Referenzvariante. Wie in Testfeld 1 zeigt sich auch hier keine wesentliche Differenzierung zwischen belastetem und unbelastetem Bereich mit Einlage. Die Werte des optisch sichtbar durch Risse geschädigten Bereichs S2 - d weisen im Vergleich zu allen anderen Probekörpern eine höhere Streubreite auf. Dies kann unter anderem durch die unterschiedliche geometrische Lage von Rissen im Probekörper erklärt werden.

Zusammenfassung

Die Ergebnisse zeigen einen möglichen zeitabhängigen Zusammenhang des Klebeverbundes. Um diese Beobachtung zu bestätigen, sind Vergleichswerte an einer Teststrecke mit definierter Einbausituation direkt nach Einbau und nach einigen Jahren oder bei Auftreten der ersten Schädigungen zu erheben.

Die in 7.3.7 beschriebene Differenzierung zwischen belasteten und unbelasteten Bereichen ist im hier vorliegenden Versuchstyp nicht erkennbar. Dies ist aufgrund des Versuchsprinzips auch nicht zu erwarten, da die Wirkung von Kohäsion und Adhäsion, nicht aber die Wirkung der Verzahnung der Schichten bei Horizontalverschiebung ermittelt wird.

7.4 Kalibrierung der Nachweissysteme

Um die für die neuen Nachweisformate zur Abbildung der Reflexionsrissbildung benötigten Anpassungsfaktoren zu ermitteln, wurden zwei langjährig befahrene Bestandsstrecken ausgewählt, aus denen Ausbauproben entnommen wurden, vgl. Kapitel 7. Diese wurden mittels zyklischer 3-Punkt-Biegeprüfung und Keilspaltprüfung geprüft.

Zur Berechnung der Beanspruchungen in diesen Befestigungen wurden wie bei allen durchgeführten Nachweisen einheitlich die Eigenschaften der Kalibrierasphaltes der RDO verwendet.

7.4.1 System L3079 mit Einlage

Die Landesstraße L3079 weist eine Verkehrsbelastung der Belastungskategorie Bk 1,8 auf. Bei der Erneuerung im Jahr 2011 wurde die bestehende Befestigung bis auf die vorhandene Asphalttragschicht abgefräst. Die darauf eingebaute Asphalteinlage (Kombinationsprodukt mit Glasgitter) wurde mit einer Asphaltdecke, bestehend aus 6 cm AC 16 B S und einer Asphaltdeckschicht AC 11 D S überbaut.

An den entnommenen Bohrkernproben wurden Risse sowohl in der Unterlage (Asphalttragschicht) und dem bei der Erneuerung ergänzten Asphaltbinderschicht identifiziert. Dies erlaubt die Annahme der rissgeschädigten Asphaltunterlage mit temperaturunabhängigen Steifigkeitsmodul für die verbleibende Asphalttragschicht, die eine Dicke von 10 cm aufweist.

Der eingesetzte Asphaltbinder wies ebenfalls einige Risse auf sowie augenscheinlich eine offene Struktur auf, die auf einen hohen Hohlraumgehalt hindeutet (vgl. 7.2.2). Aus diesem Grund werden für die Nutzungsdauerberechnung für den Asphaltbinder Materialparameter verwendet, welche einen qualitativ ungünstigen Asphaltbinder repräsentieren. Dazu werden die Materialeigenschaften eines Asphaltbinders verwendet, der unter kontrollierten Bedingungen mit unzureichender Verdichtungsenergie hergestellt wurde (Wistuba et al. 2013).

Der zur Berechnung der Beanspruchungen angewendete Schichtaufbau für ein Asphalt-Einlagensystem auf gerissener Asphaltbefestigung ist in Bild 405 dargestellt. Weiterhin sind die nachweisrelevanten Beanspruchungen in der Lastachse für die vier Temperaturen dargestellt.

Der Verlauf der horizontalen Biegedehnung in der Lastachse zeigt die Verbundwirkung zwischen den obersten drei Schichten. Trotz des Verbundes wirken an der Unterkante der Asphaltbinderschicht selbst bei höheren Oberflächen-Temperaturklassen Biegezugdehnungen, sodass bei allen betrachteten Beanspruchungsbedingungen an der Unterseite der neuen Asphaltbinderschicht Zugbeanspruchungen vorliegen und somit für den Ermüdungsnachweis gemäß RDO Asphalt 09 berücksichtigt werden.

Trotz hoher Biegezugdehnung an der Unterseite des geschädigten Asphaltpaketes kann die dort rechnerisch auftretende Horizontalbeanspruchung vernachlässigt werden, da die Befestigung bereits Risschädigung aufweist. Zudem führt die geringe Steifigkeit zu sehr geringen Biegespannungen. Diese treten ausgeprägt in der mit 3 mm Dicke modellierten Asphalteinlage auf, was auf die hohe Steifigkeit zurückzuführen ist, welche trotz der Abminderung bei den in allen Temperaturklassen noch deutlich höher ist als die des Asphalttes.

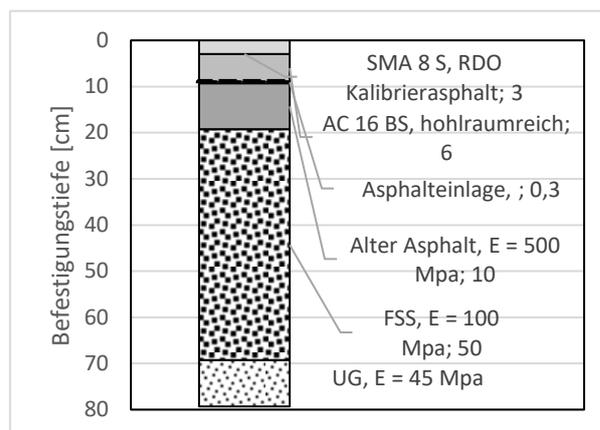


Bild 405: Schichtaufbau L3079

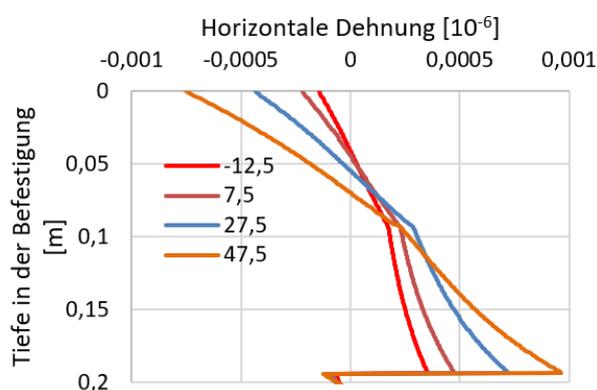


Bild 406: Berechnete horizontale Dehnung in der Lasteinleitungssache (Radlast 50 kN), Befestigung L3079

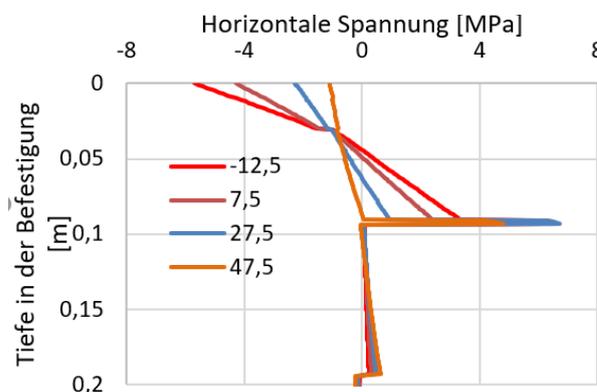


Bild 407: Berechnete Spannung in der Lasteinleitungssache (Radlast 50 kN), Befestigung L3079

7.4.2 System B70 mit Asphalteinlage

Die Bundesstraße B70 weist eine Verkehrsbelastung der Belastungsklasse Bk 32 auf. Bei der Instandsetzung im Jahr 2007 wurde die bestehende Asphaltdeckschicht abgefräst. Aufgrund von Rissen in der Unterlage wurde eine Asphalteinlage eingebaut und anschließend die Strecke mit einer Asphaltdeckschicht überbaut. Diese Schädigung der Unterlage wurden durch eine homogene, stark verringerte und

temperaturunabhängige Steifigkeit von 500 MPa berücksichtigt.

Der zur Berechnung der Beanspruchungen angewendete Schichtaufbau für ein Asphalt-Einlagensystem auf gerissener Asphaltbefestigung ist in Bild 408 dargestellt. Weiterhin sind die nachweisrelevanten Beanspruchungen für vier Temperaturfälle dargestellt.

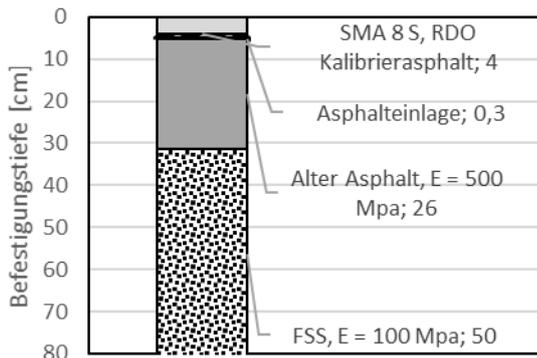


Bild 408: Schichtaufbau B70

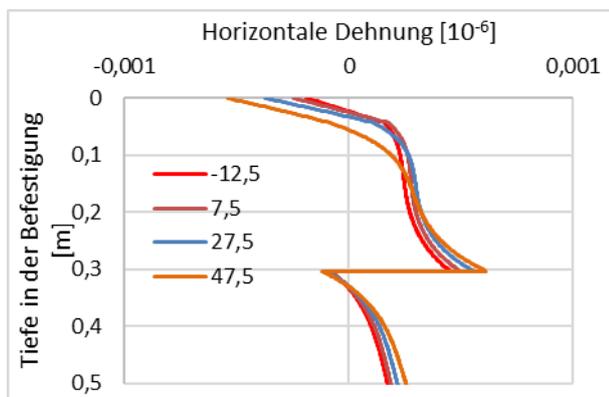


Bild 409: berechnete horizontale Dehnung in der Lasteinleitungssachse (Radlast 50 kN), Befestigung B70

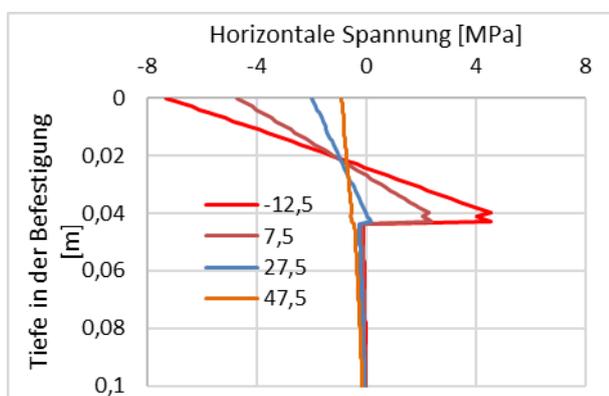


Bild 410: Berechnete horizontale Spannung in der Lasteinleitungssachse (Radlast 50 kN), Befestigung B70

Der Verlauf der horizontalen Biegedehnung in der Lastachse zeigt die Verbundwirkung zwischen den obersten drei Schichten. Trotz des Verbundes wirken an der Unterkante der Asphaltdeckschicht bei Temperaturen unter 33 °C Biegezugdehnungen. Bei den höheren Oberflächen-Temperaturklassen liegt eine Druckdehnung vor, sodass diese Beanspruchung beim klassischen Ermüdungsnachweis gemäß RDO Asphalt 09 sowie bei den angewendeten Rissnachweisen nicht berücksichtigt werden.

7.4.3 Überprüfung des Nachweises gegen Ermüdungsrissbildung

Die horizontalen Biegezugdehnung an der Unterseite der im Rahmen der Erhaltung neu eingebauten Asphalt schichten sind in Bild 409 bei der Belastung mit einer 10-t-Achse für die untersuchten Oberflächentemperaturen dargestellt. Die das System versteifende Wirkung der Asphalt einlage führt zu einer Reduzierung der Beanspruchungen in der für die Erneuerung verwendeten Asphalt schicht. Aufgrund der höheren Steifigkeit des in der Befestigung der L 3079 verwendeten Kombinationsproduktes mit Glasgitter ist diese beanspruchungsreduzierende Wirkung höher als bei der Befestigung mit Kunststoffgitter (B 70).

Aufgrund der nur geringen Befestigungsdicke der instandgesetzten Asphaltdeckschicht in der Befestigung der B 70 führt der als vollständig angenommene Verbund zur bestehenden Unterlage dazu, dass bei hohen Temperaturen der betrachtete Beanspruchungspunkt in den Biegedruckbereich fällt. Dort treten demzufolge negative horizontale Dehnungen auf, die bei der folgenden Nachweisrechnung unberücksichtigt bleiben. Diese mit ansteigender Temperatur zunehmende mittragende Wirkung der Unterlage führt auch bei der Befestigung der L 3079 zu einer ab ca. 30 °C abnehmenden Biegezugbeanspruchung.

Tabelle 49: Ergebnisse der Nachweise gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage von 3-Punkt-Biegeversuchen sowie der Nachweise Risenergie auf Grundlage von Keilspaltversuchen für die aus den Referenzbefestigungen entnommenen Ausbauproben

Strecke	Probenentnahmebereich	Belastungsdauer [a]	Nachweis gegen Reflexionsrissbildung (3PB)		Nachweis Risenergie (KS)			theoretische Rest-Nutzungsdauer $t_{th,KS}^{(2)}$
			Schädigungssumme $\Sigma_{Miner,Riss}$	theoretische Rest-Nutzungsdauer $t_{th,3PB}^{(1)}$	Spez. Bruchenergie $G_{2,0}$ [Nmm/mm ²]	Verformungsarbeit $\Sigma W_{i,j}$ [N/mm ²]	Vergleichswert $\frac{\Sigma W_{i,j}}{\frac{G_{2,0}}{l}}$	
B70	belastet	13	285	4,5	44,7	0,39	5.641	5,3
	unbelastet	~1	80	16,1	31,9	0,28	7.902	3,8
	ohne Einlage	13	1.445	0,9	21,1	0,19	15.749	1,9
L3079	belastet	8	706	3,4	86,2	0,76	864	34,7
	unbelastet	~1	531	4,5	77,1	0,68	965	31,1
	geschädigt	8	163.492	0,0	67,6	0,59	1.102	27,2
	ohne Einlage	8	1.322	1,8	38,1	0,33	3.062	9,8

¹⁾ mit $SF_{3PB} = 80$; ²⁾ mit $SF_{KS} = 1.000$

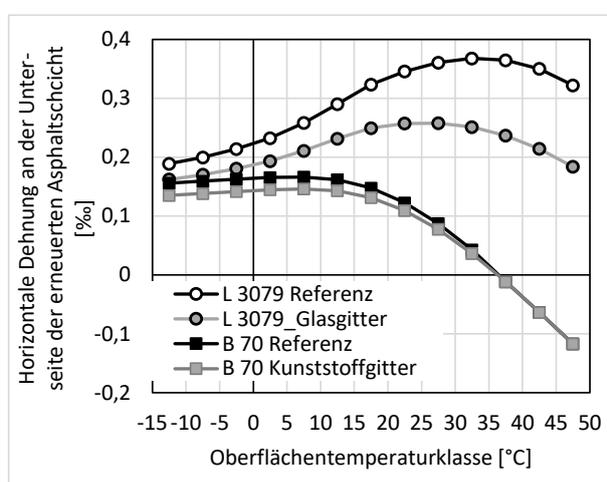


Bild 411: Horizontale Dehnung an der Unterseite der erneuerten Asphalttschicht bei einer Radlast von 50 kN (Achslastklasse 10 t)

Für die Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt wurden die zu berücksichtigenden Verkehrsbelastungen auf Grundlage der jeweils 2015 durchgeführten Verkehrszählungen berechnet. Da keine Prüfungen zur Bestimmung der Ermüdungsfunktionen der verwendeten Asphalttschichten durchgeführt wurden, wurden die in Kapitel 5.6.1 dokumentierten Materialparameter der RDO-Kalibrierasphalte bzw. eines vergleichbaren Asphaltbinders verwendet.

Die daraus abgeleiteten Schädigungssummen und die berechneten theoretischen Nutzungsdauern sind in Tabelle 49 zusammengestellt. Es ist ersichtlich, dass in beiden Befestigungen die Erhöhung der Steifigkeit durch die eingesetzten Asphalttschichten zu einer Verringerung der Beanspruchung und somit zu einer Verringerung der Schädigungssummen führen.

In der Befestigung der L 3079 führt die Annahme eines Asphaltbinders mit vergleichbar geringer Steifigkeit und geringem Widerstand gegen Ermüdungsrissbildung zu hohen Schädigungssummen. Diese sagen insbesondere der Referenzbefestigung ohne Asphalttschicht eine theoretische Nutzungsdauer von 7 Jahren voraus. Durch das eingesetzte Glasgitter resultiert rechnerisch eine Verdreifachung der theoretischen Nutzungsdauer bis Ermüdungsrissbildung. Anhand der Ergebnisse kann abgeleitet werden, dass die frühzeitige Rissbildung, die an der L 3079 beobachtet werden kann, auf einen unzureichenden Ermüdungswiderstand des Asphaltbinders zurückgeführt werden könnte.

Auf der Strecke B70 ist das Ergebnis ähnlich, trotz des hier eingesetzten Kunststoffgitters mit geringerer Steifigkeit sind die ermittelten Schädigungssummen bei der Bauweise mit Asphalttschicht etwas geringer. Insgesamt führt die niedrige fehlende Biegezugbeanspruchung an der Unterseite der instandgesetzten Asphalttschicht zu geringen Schädigungssummen, sodass hier die Annahme getroffen werden kann, dass die Ermüdungsrissbildung in einer instandgesetzten Asphalttschicht auf einer Unterlage nicht maßgebend für die Nutzungsdauer ist.

Tabelle 50: Ergebnis der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung (Schädigungssumme Σ_{Miner} , theoretische Nutzungsdauer t_{th})

System	$\Sigma_{Miner,Fat}$	$t_{th,Fat}$
L3079 Referenz	4,17	7
L3079, Glasgitter	1,33	22
B70 Referenz	0,498	60
B70, Kunststoffgitter	0,264	113

7.4.4 Kalibrierung des Nachweises gegen Reflexionsrissbildung

Die für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung relevante Biegezugspannung an der Unterseite des erneuerten Asphaltpaketes direkt oberhalb der Asphalteinlage ist in Bild 412 dargestellt.

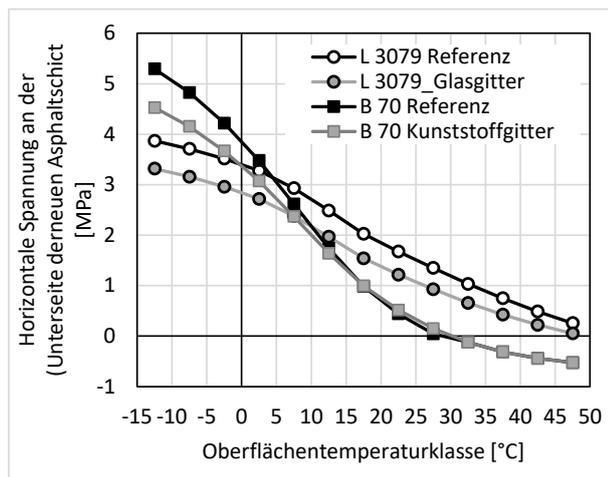


Bild 412: Horizontale Spannung an der Unterseite der erneuerten Asphalttschicht bei einer Radlast von 50 kN (Achslastklasse 10 t)

Für die Instandsetzungsvariante „Ersatz der Deckschicht“ führt der als vollständig angenommene Verbund zur Unterlage dazu, dass bei höheren Oberflächentemperaturen an der Unterseite der erneuerten Asphalttschicht horizontale Druckspannungen vorliegen. Die entsprechenden Temperaturklassen werden bei der Nachweisbildung entsprechend nicht berücksichtigt.

In Tabelle 49 sind die in den Nachweisen berechneten Schädigungssummen zusammengestellt. Weiterhin sind die anhand der Dauer zwischen Verkehrsfreigabe der erneuerten bzw. instandgehaltenen Befestigung und der Probenahme bestimmten Belastungsdauern angegeben. Für die aus den unbelasteten Bereichen entnommenen Proben wird eine Belastungsdauer von jeweils 1 a angenommen.

Anhand der Ausbauproben der instandgesetzten Befestigung der Bundesstraße B70 wurden Schädigungssummen von 80 an den Proben aus dem unbelasteten Bereich und 285 an den Proben aus dem Rollspurbereich bestimmt. Die Proben aus dem belasteten Bereich weist demnach einen höheren Schädigungsgrad auf als die aus dem unbelasteten. Für beide Entnahmestellen wurde jeweils das gleiche Primärwirkungsmodell verwendet, sodass der berechnete Unterschied der Schädigungssumme

ausschließlich auf die anhand der in 3-Punkt-Biegeversuche bestimmten Ermüdungsfunktionen zurückzuführen sind.

Diese Ergebnisse sowie die tatsächliche Belastungsdauern der Bereiche können verwendet werden, um den Anpassungsfaktor SF_{3PB} zu bestimmen. Dazu werden die beiden Gleichungen 4.4 und 4.7 miteinander kombiniert. Unter Verwendung eines Anpassungsfaktors von $SF_{3PB} = 80$ können anhand der Proben aus den belasteten Bereichen der B70 eine theoretische Restnutzungsdauer von 4,5 Jahren und an den Proben aus den unbelasteten Bereichen eine theoretische Restnutzungsdauer von 16,1 Jahren ermittelt werden. Die Differenz aus beiden Werten entspricht angenähert dem tatsächlichen Unterschied der Nutzungsdauer von $(16,1 - 4,5) = 11,6$ Jahren.

Wird dieser Anpassungsfaktor auf die berechneten Schädigungssummen für die Proben aus der erneuerten L3079 angewendet, so werden für die Restnutzungsdauer des belasteten Bereiches ein Wert von 3,4 Jahren und für einen unbelasteten Bereich ein Wert von 4,5 Jahren bestimmt. Der Unterschied fällt dabei deutlich geringer aus als die tatsächliche Nutzungsdauer der erneuerten Befestigung von 8 Jahren. Jedoch wird hier die Schädigung infolge Reflexionsrissbildung überlagert durch die „herkömmliche“ Ermüdungsrissbildung der erneuerten Asphaltbinderschicht.

Unter Anwendung des Anpassungsfaktors werden auch für die Referenzbefestigungen ohne Asphalteinlage als realistisch eingeschätzte theoretische Restnutzungsdauern ermittelt.

Bei der hier durchgeführten Kalibrierung ist zu berücksichtigen, dass die Eigenschaften der Asphalteinlage-Systeme an Probekörpern aus langjährig unter Verkehr beanspruchten Befestigungen bestimmt wurden. Für neu hergestellte Asphalteinlage-Systemproben fehlt diese konsolidierte Einbindung der Asphalteinlage in die Asphalttschicht(en). Aus diesem Grund wird ein zweiter Anpassungsfaktor $SF_{Labor} = 6$ für Proben aus im Labor hergestellten oder aus neuen Asphaltbefestigungen ohne Verkehrsbeanspruchung entnommenen Proben angewendet.

7.4.5 Kalibrierung des Nachweises Rissenergie

Tabelle 49 enthält weiterhin die Ergebnisse der Nachweise Rissenergie auf Grundlage von Keilspaltversuchen an den Ausbauproben. Die gemessenen spezifischen Bruchenergien weisen Werte

zwischen 21,1 und 86,2 N/mm² auf und weisen damit eine geringere Spreizung auf als die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeversuche.

Bei beiden beprobten Befestigungen weisen die Proben aus den Bereichen mit Asphalteinlage höhere Werte auf als die jeweiligen Referenzbefestigungen. Dies kann sogar für die Probe aus dem rissgeschädigten Bereich der L3079 beobachtet werden. Dies wird als Bestätigung für die Annahme angesehen, dass die Risschädigung nicht auf Reflexionsrissbildung zurückzuführen ist, sondern auf Ermüdungsversagen der erneuerten Asphaltbinder-schicht. Demzufolge eignet sich diese Strecken nicht zur Ermittlung von Anpassungsfaktoren für die Anwendung von Nachweisen gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage von Keilspaltversuchen.

Daher wurde der Anpassungsfaktor SF_{KS} anhand der für die B70 bestimmten Ergebnisse ermittelt. Mit einem Wert von $SF_{KS} = 1.000$ werden anhand der aus den belasteten Bereichen entnommenen Proben mit 5,3 Jahren (mit Einlage) und 1,9 Jahren (Referenz) vergleichbare theoretische Restnutzungsdauern bestimmt wie mit dem Nachweis gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeprüfungen. Bei beiden Befestigungen weisen die aus den unbelasteten Bereichen entnommenen Proben eine geringere spezifische Bruchenergie auf als die Proben aus den belasteten Bereichen. Dies kann mit einer infolge der Verkehrsbelastung besseren Nachverdichtung und Einspannung der Asphalteinlage-Systeme begründet werden.

8 Nachhaltigkeitsbewertung

Für die Nachhaltigkeitsbewertung eines Bauwerks sind ökologische, ökonomische und soziale Kosten und Nutzen zu berücksichtigen. Zum Vergleich verschiedener Bauweisen müssen somit sowohl die monetären Kosten als auch die Umweltauswirkungen berücksichtigt werden. Die Gesamtkosten eines Bauwerks umfassen dabei die Kosten der Rohstoffgewinnung, der Aufbereitungsschritte bei Herstellung der Baustoffe, der Bauwerkserstellung, der baulichen Erhaltung, dem Rückbau und der Abfallbehandlung sowie Transport- und Energiekosten zusammen. Bei der Erstellung einer Ökobilanzierung werden zunächst das Untersuchungsziel und der Untersuchungsrahmen festgelegt, anschließend wird eine Sachbilanz erstellt, welche eine Wirkungsabschätzung und Auswertung ermöglicht (EN ISO 14040). Zur Ermittlung der ökonomischen Kosten kann der zuvor definierte Untersuchungsrahmen verwendet werden. Alle darin anfallenden Kosten werden ermittelt und aufaddiert. So ist neben der ökologischen auch eine ökonomische Bewertung möglich.

Das Ziel der Nachhaltigkeitsbewertung ist es, die ökologischen, ökonomischen und sozialen Lebenszykluskosten der zu bewertenden Bauwerksvarianten zu berücksichtigen. In diesem Fall betrifft dies der Fragestellung, ob der Einsatz von Asphalteinlagen im Straßenbau zur Vermeidung der Reflexionsrissbildung (spannungsabbauenden und spannungsaufnehmende Wirkung) und bedingt zur Steigerung der Dauerhaftigkeit von Befestigungen im Neubau (bewehrende Wirkung) unter Berücksichtigung des Lebenszyklus der Befestigung von Vorteil ist.

8.1 Stand der Forschung und Technik

Zur Einleitung in das Thema, werden zunächst Grundlagen und bereits bekannte Erkenntnisse aus der Forschung wiedergegeben. Es werden einzelne Aspekte, aus zwei Normen, die aufeinander aufbauen und sich mit dem Thema Ökobilanz beschäftigen, sowie aus einer weiteren Norm zum Thema Nachhaltigkeit von Bauwerken, erläutert. Basierend auf einer Literaturanalyse werden Forschungsprojekte, die sich mit Lebenszyklusbetrachtungen von Straßen befasst haben, beschrieben. Hierbei erfolgt eine gesonderte Betrachtung von Projekten im In- und Ausland.

8.1.1 Regelwerke zur Nachhaltigkeitsbewertung

Derzeit existieren verschiedene Instrumente zur Nachhaltigkeitsbewertung, welche sich ergänzen. Zunächst wird ein Überblick über die DIN EN 15643 „Nachhaltigkeit von Bauwerken – Allgemeine Rahmenbedingungen zur Bewertung von Gebäuden und Ingenieurbauwerken“ und die DIN EN ISO 14040 „Umweltmanagement – Ökobilanz – Grundsätze und Rahmenbedingungen“ gegeben. (EN ISO 14040)

Die DIN EN 15643 beschreibt die Rahmenbedingungen für eine Nachhaltigkeitsbewertung von Gebäuden und Ingenieurbauwerken, wodurch es möglich wird Bewertungsergebnisse verschiedener Bauvorhaben zu vergleichen. Dabei muss darauf hingewiesen werden, dass Bewertungen von Bauwerken aus mehreren methodischen Teilen bestehen können und diese Norm sich ausschließlich mit analytischen Teilen der Bewertung befasst.

Die Nachhaltigkeit von Gebäuden und Ingenieurbauwerken wird in dieser Norm definiert durch eine Kombination aus umweltbezogenen, sozialen und ökonomischen Komponenten. Für Angaben über die Nachhaltigkeit eines Bauwerks müssen demnach alle drei Komponenten berücksichtigt und einbezogen werden. Dabei ist eine getrennte Untersuchung der einzelnen Komponenten und anschließende Verknüpfung der Ergebnisse möglich. Die Systemgrenzen und das funktionale Äquivalent sollten für einzelne Untersuchungen einheitlich sein.

Darüber hinaus zeigt die DIN EN 15643 die Notwendigkeit der Definition ausgewählter Szenarien für die Bewertung des Lebenszyklus auf (DIN EN 15643). Diese Szenarien sollten nachvollziehbar beschrieben werden sowie

- realistisch sein,
- repräsentativ sein,
- übereinstimmen mit der aktuellen Situation und Technologie und
- an den technischen und funktionalen Anforderungen ausgerichtet sein, die durch das funktionale Äquivalent beschrieben werden.

Bild 413 zeigt die verschiedenen Phasen eines Bauwerks und welche Aspekte in den einzelnen Phasen bei einer Betrachtung des Lebenszyklus eines Bauwerks, gemäß der DIN EN 15643 berücksichtigt werden sollten.



Bild 413: Bewertungsmodulare während des Lebenszyklus eines Bauwerks (DIN EN 15643)

In der DIN EN ISO 14040 wird die Ökobilanz als ein Instrument beschrieben, welches unter anderem auf mögliche Verbesserungen von Umwelteigenschaften in verschiedenen Lebensphasen eines Produktes hinweisen kann. Auch als Informationsquelle für Entscheidungsträger kann diese eingesetzt werden.

Gemäß DIN EN ISO 14040 erfolgen Ökobilanzen i.d.R. ohne die Betrachtung von sozialen oder ökonomischen Gesichtspunkten. In der DIN EN 15643 werden diese Aspekte für die Betrachtung der Nachhaltigkeit von Bauwerken als genauso notwendig, wie die der ökologischen Aspekte erachtet. Dennoch ist es möglich die Vorgehensweise der DIN EN ISO 14040 auch auf die sozialen und ökonomischen Aspekte anzuwenden.

Eine Ökobilanz berücksichtigt Umwelteigenschaften und mögliche Wirkungen auf die Umwelt. Sie umfasst die gesamte Lebensdauer eines Produktes und kann in vier Phasen unterteilt werden:

- Phase der Festlegung von Zielen und des Untersuchungsrahmens
- Sachbilanz-Phase
- Phase der Wirkungsabschätzung
- Phase der Auswertung

Wird auf die Phase der Wirkungsabschätzung verzichtet, spricht man von einer Sachbilanz.

Diese Norm soll als Hilfsmittel bei der Planung und Durchführung einer Ökobilanz dienen, ist jedoch nicht bindend. Viel mehr gibt sie einen Überblick über grundsätzliche Eigenschaften einer Ökobilanz und damit einen allgemeinen Leitfaden.

8.1.2 Lebenszyklusanalyse in Deutschland

Die Lebenszyklusanalyse von Straßen wurde in Deutschland in der Vergangenheit wenig beachtet. Mit der Zunahme von Funktionsbauverträgen und PPP-Modellen gewinnen jedoch die Lebenszyklusanalysen von Straßen in Deutschland an Bedeutung. (Birbaum 2016)

Birbaum führt in seiner Arbeit einige wenige Projekte im Zusammenhang mit Lebenszyklusanalysen auf, allerdings liegt dort das Hauptaugenmerk auf den Kosten und nicht auf nachhaltigen Aspekten.

Der Bericht „Ökopprofil für Asphalt- und Betonbauweisen von Fahrbahnen“ im Auftrag des Deutschen Asphaltverbandes e.V. wurde 2003 erstellt und 2009 dem neuen Informationsstand angepasst. Es ist bereits vorab zu erwähnen, dass sich in dem Dokument größtenteils auf etwa 20 Jahre alte Quellen bezogen wird. Da eine Ökobilanz aus vergleichbaren, repräsentativen Daten hinsichtlich zeitlicher, geographischer und technologischer Aspekte entsteht und in den Veröffentlichungen verschiedene Bauweisen oder Verfahren untersucht werden oder der Untersuchungsrahmen nicht eindeutig definiert ist, ist die Voraussetzung für einen Vergleich der Ergebnisse der Veröffentlichungen oft nicht gegeben und es wurde eine „vereinfachte Sach-Ökobilanz“ durchgeführt.

Untersucht wurden die Bau-, die Unterhaltungs- und die Betriebsphasen inklusive der Erneuerungsmaßnahmen. Die Phasen am Ende des Lebenszyklus, also der Rückbau und die Materialrückgewinnung blieben unberücksichtigt. In allen untersuchten Phasen wird nur der direkte Verbrauch in die Analyse eingebunden. Indirekte Verbräuche diverser Produkte und Prozesse bleiben außer Acht. Die zu untersuchende, funktionale Einheit ist ein zweibahniger Autobahnabschnitt entsprechend dem Regelquerschnitt RQ 31 mit 1 km Länge und einer Gesamtfläche des Fahrbahnoberbaus von 24.000 m² mit einer Materialdichte von 2.400 kg /m³. Die betrachtete Nutzungsdauer beträgt 50 Jahre. Als Rahmenbedingung wird ein einmaliger Austausch von Deck- und Binderschicht nach 25 Jahren sowie zwei weitere Instandsetzungen der Deckschicht nach 12 und 37 Jahren inklusive Fräsen und Einbau angenommen.

Bei vielen Produkten und Prozessen ist der Großteil der Umweltauswirkungen und im speziellen der CO₂ Ausstoß auf die verbrauchte Energie zurückzuführen. Der Großteil an Emissionen entsteht durch die Verbrennung fossiler Energieträger, weshalb der Primärenergieverbrauch und die Emissionen an Treibhausgasen als Bilanzierungsparameter festgelegt werden. Bei den Emissionen ist das CO₂ Äquivalent die relevante Größe der Untersuchung, da das CO₂ bezogen auf die Gewichtung zu den Treibhausgasen CH₄ und N₂O (im Verhältnis 1:11:270) den größten Anteil liefert. Viele Emissionen wie beispielsweise das Ozonabbaupotential bleiben unbeachtet. Durch den festgelegten Wirkungsgrad der Stromerzeugung von 35,5% wird

2,82 MJ Primärenergie zur Produktion von 1 MJ Strom verbraucht.

Die Werte wurden aus verschiedenen Quellen übernommen. Bei der Materialgewinnung ist vor allem das Bitumen eine relevante Größe durch seinen hohen CO₂-Ausstoß von 277.000 g/t.

Die Ergebnisse der Studie zeigen auf, dass gegenüber einer vertieften Ökobilanz veraltete Daten verwendet wurden, Daten aus verschiedenen Quellen mit unterschiedlichen Randbedingungen verwendet wurden und die Berechnungsmethodik nicht einheitlich gehalten werden konnte. „Trotz dieser Defizite lässt das aufgestellte Ökopprofil Aussagen zur ökologischen Bewertung der Bauweisen zu“ (Holldorb und Mayer 2009).

8.1.3 Internationale Lebenszyklusanalysen

Auf der Grundlage der internationalen Literaturrecherche wird der aktuelle Stand der Wissenschaft und Technik zu Lebenszyklusanalysen in diesem Abschnitt kurz zusammengefasst. Durch die Sichtung der verschiedenen Quellen ist festzustellen, dass viele Studien aus Skandinavien und Nordamerika stammen.

Wie bei allen Untersuchungen wurden die Emissionen durch die Nutzung der Befestigung, welche aus dem Verkehr resultieren, nicht berücksichtigt, da diese die Einwirkungen des Baus und der Erhaltung in großen Maße übersteigen. (Butt et al. 2014)

Die energieintensivsten Prozesse sind in diesem Zusammenhang das Herstellen des Asphaltmischgutes und die Transporte der Baustoffe. Die Studie bezieht sich jedoch nicht auf Deutschland, sondern auf Schweden. Aufgrund der höheren Dichte an Mischwerkinfrastruktur werden die Transportkosten in Deutschland vermutlich geringer ausfallen.

Die Umweltauswirkungen von Erhaltungsbauweisen mit Asphalteinlagen werden in den Erkenntnissen des Artikels „LCC & LCA S&P CARBOPHALT® G 200/200“ (Safi 2018) untersucht. Dort wird der konventionelle Straßenaufbau einer verstärkten Fahrbahn durch das Produkt S&P Carbophalt® G200/200 gegenübergestellt und besonders beanspruchte Verkehrsflächen untersucht. Zu den Verkehrsflächen gehören beispielsweise Bushaltestellen, Busspuren oder Fahrbahnen mit hoher Verkehrsbelastung. Als Rahmenbedingung wird, wie im Artikel von Butt und Birgisson, die funktionale Einheit auf 1 km Länge und eine Fahrbahnbreite von 3,50 Meter über einen Lebenszyklus von 40 Jahren festgelegt. Nach 20 Jahren soll eine größere Erneuerungsmaßnahme an beiden Varianten abschließend unter der Verwendung neuer Materialien

vorgenommen werden. Bei der Fahrbahn mit der Asphalteinlage ist alle acht Jahre eine Erneuerung der Straßendecke vorzusehen. Im direkten Vergleich muss bei der konventionellen Oberflächenbehandlung durchschnittlich alle drei Jahre die Straßendecke erneuert werden. Untersucht wurden dann die Emissionen und die Energie. Aus 3 MJ Primärenergie wird dabei 1 MJ Strom gewonnen.

Aus dem direkten Vergleich der konventionellen Erneuerung des Oberbaus mit der Erneuerung unter Verwendung der Carbophalt-Asphalteinlage kann man aus diesem Artikel schließen, dass die Verwendung einer Asphalteinlage im Asphaltüberbau sowohl bezogen auf die Energie als auch die CO₂-Äquivalenz geringere Werte pro funktionale Einheit aufweist. Diese Aussage wurde für das Material, für Erhaltungsmaßnahmen und den Transport aufgestellt. Die Bauphase der Straße wurde dabei nicht beachtet, da als Vorgabe der Rahmenbedingungen die Straße bereits existiert.

Der Verfasser der Veröffentlichung „Life Cycle Assessment of Road“ (Stripple 2001) hat sich ausführlich mit den Umweltauswirkungen von drei verschiedenen Bauverfahren von Straßen beschäftigt. Dazu gehört die Bauweise mit Beton, die Bauweise mit Kaltasphalt und die Bauweise mit Heißasphalt, wovon im Folgenden nur auf die Informationen bezüglich der Asphaltbauweisen eingegangen wird.

Durch die Komplexität des Bauvorhabens und die stetig variierenden Rahmenbedingungen einer Baustelle ist die Entwicklung eines statischen Ökobilanzmodells nicht möglich. Die Ökobilanz wird dabei als Bewertung der Umweltauswirkungen durch Quantifizierung und Identifizierung der Energie- und Materialflüsse definiert. Es wird auch nochmal explizit im Text darauf hingewiesen, dass es zu einem anderen Ergebnis der Studie kommen würde, wenn man Veränderungen in den Rahmenbedingungen vornimmt.

In dem Artikel „Life Cycle Inventory: Bitumen“ veröffentlicht von dem europäischen Bitumenverband wurde eine Sachbilanz von Bitumen und Bitumenemulsion erstellt. Die Sachbilanz wurde gemäß den Normen DIN EN ISO 14040 und 14044 durchgeführt. Als funktionale Einheit wurde 1 Tonne Bitumen festgelegt. Bei der Bitumenemulsion entspricht das 1,54 Tonnen Emulsion aus 1 Tonne Bitumen. Neben der Gewinnung des Rohöls und dem Transport wurde die Herstellung des Bitumens sowie die Heißlagerung der Produkte als Systemgrenzen untersucht. Die Rohölförderung als auch der Transport basieren dabei auf Ansätzen der Massenbilanz, da alle Bestandteile zu diesem Zeitpunkt noch miteinander vermischt sind und somit als Rohstoff gesehen werden können. Für die Lagerung

von Bitumen wird eine Gesamtlagerenergie von 100 MJ/t festgehalten, die sich auf die Arbeitsschritte der Erhaltung der Temperatur des Bitumens im Lagertank und in den Rohrleitungen sowie der Umwälzung und dem Laden von Bitumen aufteilen. Es wird davon ausgegangen, dass der Strom mit einem Dieselgenerator mit 0,2l pro kWh Verbrauch produziert wird. Die verbrauchte Strommenge beträgt 0,75 kWh / t.

8.2 Systemgrenzen (Untersuchungsrahmen)

Zunächst müssen die Systemgrenzen der Untersuchung definiert werden. Alle innerhalb dieser Grenzen definierten Einflüsse auf das zu erstellende Bauwerk werden in die Nachhaltigkeitsbewertung einbezogen. Für diese Einflüsse müssen Zahlenwerte ermittelt werden, damit eine Berechnung der Kosten möglich ist.

Als Systemgrenzen werden für den Bau und die Erhaltung einer Straßenbefestigung die Rohstoffgewinnung, Transporte, Baustoffherstellung, (A 1-3) Transporte zur Verwendungsstelle, der Einbau, (A 4-5) Instandhaltung, Instandsetzung und Erneuerung (B 1-8) sowie der Rückbau und die Wiederverwertbarkeit (C 1-4) berücksichtigt. Betriebskosten des Straßenbetriebsdienstes oder der Straßennutzer bleiben unberücksichtigt. Als Untersuchungszeitraum werden 50 Jahre gewählt. Die Referenzsysteme wurden gemäß EWS gewählt, wodurch sich auch die entsprechenden Referenznutzungsdauern und Instandhaltungs- und Instandsetzungsintervalle ergeben. Die Systemgrenze und untersuchten Prozesse sind in Bild 414 dargestellt, eine detailliertere Beschreibung der Prozesse ist zur Identifikation aller relevanten Prozesskomponenten und deren Einfluss auf das Gesamtsystem unumgänglich. Hierzu wurden den in Bild 414 dargestellten Hauptkomponenten die Prozesskomponenten zugeordnet. Für diese Prozesskomponenten wurden Datensätze recherchiert, welche in die Berechnungen eingehen. Die detailliertere Beschreibung folgt in den nächsten Kapiteln.

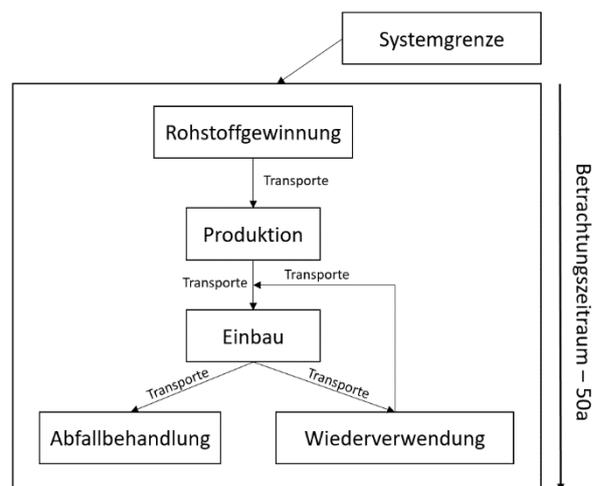


Bild 414: Prozesskette, Systemgrenzen und Betrachtungszeitraum

8.2.1 Produktion

Die Rohstoffgewinnung ist für die Asphaltproduktion ein wichtiger Faktor. Für diese Lebenszyklusbetrachtung reichen jedoch im Falle der Asphalteinlagen die anfallenden Kosten ab Produktion, aufgrund der Annahme gleicher Asphalte für die Varianten mit und ohne Asphalteinlagen.

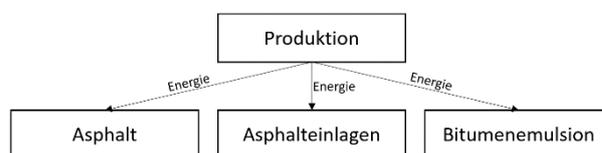


Bild 415: Produktionsprozessbestandteile

In Bild 415 sind die Rohstoffgewinnung und die Produktion dargestellt. Für die Rohstoffgewinnung werden hier lediglich die Rohstoffe Bitumen und Gestein bewertet. Bei der Produktion werden die Komponenten Asphalt, Asphalteinlagen und Bitumenemulsion bewertet, wobei die für die Asphalteinlagen und die Bitumenemulsion ermittelten Datensätze die Rohstoffgewinnung bereits enthalten. Zudem sind Transporte und Energiekosten berücksichtigt.

8.2.2 Bau und Erhaltung

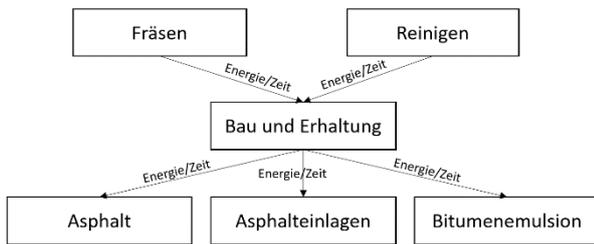


Bild 416: Bau- und Erhaltungsprozessbestandteile

Bild 416 zeigt die für den Bau und die Erhaltung relevanten Komponenten. Hier muss zunächst eine Bestandsbefestigung gefräst und gegebenenfalls gereinigt werden. Anschließend werden die Instandsetzungs- oder Erneuerungsmaßnahmen durchgeführt. Beim Einsatz von Asphalteinlagen sind beim Fräsen und Reinigen, wie auch beim Bau bzw. bei der Erhaltung zusätzliche Arbeitsschritte erforderlich. Diese werden in den Berechnungen durch eine doppelte Fräsung, eine aufwendigere Reinigung, Mehrkosten bei der Bitumenemulsion, Mehrkosten durch die Einlagen und eine etwas längere Bauzeit berücksichtigt. Die Kosten für den Asphalt und den Asphalteinbau unterscheiden sich nicht von denen der Bauweise ohne Asphalteinlage.

8.2.3 Wiederverwertung & Abfallbehandlung

Die Wiederverwertung von rückgebauten Asphalt-schichten ist in Deutschland gängige Praxis. In der Regel kann bitumenhaltiges Fräsgut in neuem Asphaltmischgut wiederverwendet werden. Fräsgut, welches Fasern aus Asphalteinlagen enthält, wird oft von Asphaltmischanlagenbetreibern nicht angenommen und muss deponiert werden. Da bisher keine ausreichenden Erkenntnisse zur Wiederverwertung von Fräsgut mit Asphalteinlagen vorliegen, wird die Betrachtung mittels folgender Szenarien vorgenommen:

- „best case“ (normale Wiederverwendung möglich)
- Aufbereitung des Fräsgutes (selektives Fräsen, Brechen und Sieben des Ausbauphaltes, sodass 80 % der Schicht für die Wiederverwendung geeignet ist) „80% Wiederverwertung“
- „worst case“ (Deponierung, Verbrennung oder andere Beseitigung)

Durch diese Betrachtung der Wiederverwertung können die ökologischen und ökonomischen Kosten realitätsnah abgebildet werden. Zudem besteht

die Möglichkeit verschiedene Einlageprodukte mit unterschiedlichen Szenarien zu betrachten und zu vergleichen.

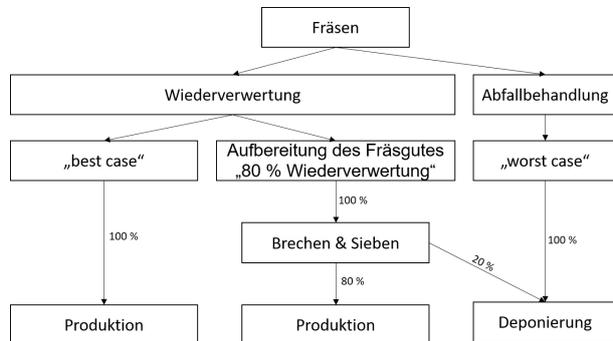


Bild 417: Wiederverwertungs- und Abfallbehandlungsbestandteile

Bild 417 zeigt die Möglichkeiten der Wiederverwertung bzw. Abfallbehandlung des Ausbaumaterials. Befestigungen ohne Asphalteinlage werden als „best case“ behandelt und können somit vollständig rezykliert werden. Auch hier können bereits unterschiedliche Fräsanforderungen durch den Einsatz der Asphalteinlagen bestehen. Diese werden wie bei „Bau und Erhaltung“ behandelt, jedoch nur in einem Arbeitsschritt berücksichtigt.

8.2.4 Funktionale Äquivalente

Im Rahmen von Lebenszyklusstudien werden die betrachteten Bauwerke, für die verschiedene Varianten untersucht werden, als „Funktionales Äquivalent“ bezeichnet. Als Funktionale Äquivalente, anhand derer die Berechnungen durchgeführt werden, werden folgende Befestigungen verwendet:

- Äquivalent 1: L 608 bei Reken/Lembeck (reale Befestigung 80.000 m²) – Erneuerung (EAB&D) – Bk10
- Äquivalent 2: Landstraße (8.000 m²) – Instandsetzung (EAD) – Bk 1,8
- Äquivalent 3: Autobahn (155.000 m²) – Instandsetzung (EAD) – Bk 100

Mit diesen verschiedenen Befestigungsaufbauten, Flächen und Straßenklassen können viele Anwendungsfälle abgedeckt werden. Zudem ist eine Befestigung vorhanden, bei der reale Versuchsergebnisse vorliegen und somit eine Validierung der Berechnungen in der Zukunft möglich ist.

8.2.5 Massenermittlung

Um die Lebenszykluskosten für verschiedene funktionale Äquivalente zu ermitteln und zu vergleichen muss eine Massenermittlung durchgeführt werden.

Durch die unterschiedlichen Objektgrößen verschieben sich die Kostenverhältnisse, wodurch auch die Bewertung der Äquivalente unterschiedlich ausfallen kann.

Als Grundlage für die Massenermittlung wurde für alle Strecken der Befestigungsaufbau nach RStO 12 Zeile 1 gewählt. Neben dem Aufbau ist der Querschnitt für die Massenermittlung entscheidend, hier wurden folgende Querschnitte gewählt:

- L 608 - RQ 11,5
- Landstraße - RQ 11
- Autobahn - RQ 21

Mit diesen Angaben können die Massen für verschiedene Erhaltungsvarianten ermittelt werden.

In Tabelle 51 sind die ermittelten Massen aller erforderlichen Baustoffe und Transportwege für die drei betrachteten Funktionalen Äquivalente aufgeführt. Hier wird deutlich, dass große Unterschiede in allen Bereichen des Baus existieren. Die Schichtdicken, welche sich zwischen den Belastungsklassen unterscheiden, sind bereits integriert.

Tabelle 51: Massen der Varianten

Zeitpunkt	Äquivalent	Erhaltungsvarianten			
		L 608 m ² /m ³	Landstraße m ² /m ³	Autobahn m ² /m ³	
Produktion	AC T [m ³]	11.200	1.280	34.100	
	AC B [m ³]	6.400	0	12.400	
	AC D [m ³]	3.200	320	6.200	
	Glasgitter 50 KN [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Glasgitter 100 KN [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Kombinationsp. [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Carbongitter [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Kunststoffgitter [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Vlies [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Emulsion [m ²]	160.000	8.000	310.000	
	Transporte [km]	in anderen Kosten integriert			
	Bau & Erhaltung	AC T [m ³]	11.200	1.280	34.100
AC B [m ³]		6.400	0	12.400	
AC D [m ³]		3.200	320	6.200	
Glasgitter 50 KN [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Glasgitter 100 KN [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Kombinationsp. [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Carbongitter [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Kunststoffgitter [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Vlies [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Emulsion [m ²]		160.000	8.000	310.000	
Ausbau AC T 22 cm [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Ausbau AC T 14 cm [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Ausbau AC B 8 cm [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Ausbau AC D 4 cm [m ²]		80.000	8.000	155.000	
Reinigen [m ²]		160.000	16.000	310.000	
Transporte Asphalt [km]		69.120	2.304	133.920	
Transporte Einlage [km]		2.700	700	4.800	
Transporte Emulsion [km]		1.350	350	2.400	
Wieder- verwendung / Abfall- behandlung		AC T [m ³]	11.200	1.280	34.100
		AC B [m ³]	6.400	0	12.400
	AC D [m ³]	3.200	320	6.200	
	Deponierung [m ³]	20.800	320	18.600	
	Aufbereitung [m ³]	20.800	320	18.600	
	Glasgitter 50 KN [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Glasgitter 100 KN [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Kombinationsp. [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Carbongitter [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Kunststoffgitter [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Vlies [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Emulsion [m ²]	hier nicht anzusetzen			
	Ausbau AC T 22 cm [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Ausbau AC T 14 cm [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Ausbau AC B 8 cm [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Ausbau AC D 4 cm [m ²]	80.000	8.000	155.000	
	Reinigen [m ²]	hier nicht anzusetzen			
	Transporte MW [km]	69.120	2.304	133.920	
	Transporte Dep. [km]	172.800	5.760	334.800	

8.3 Umwelt- und Kostendaten

Mittels einer Datenrecherche werden die maßgebenden Umwelteinflüsse und Kosten für die einzelnen Bestandteile der Nachhaltigkeitsbewertung ermittelt. Soziale Aspekte und Kosten infolge von Verkehrsbeeinträchtigungen werden nicht betrachtet und es erfolgt eine ökologische Bewertung, welche sich im Wesentlichen auf die CO₂ Emissionen konzentriert. Hierzu wurden die in verschiedenen Quellen ermittelten Daten zusammengetragen, einer Plausibilitätsprüfung unterzogen, untereinander verglichen, ggf. umgerechnet und für die weiteren Berechnungen ausgewählt.

8.3.1 Ökonomische Kosten

Die ökonomischen Kosten sind in dieser Untersuchung alle Kosten, welche während der Erstellung, Nutzung sowie Rückbau einer Befestigung anfallen. Diese werden in Baustoffkosten, Baukosten, Erhaltungskosten und Wiederverwertungs- bzw. Beseitigungskosten eingeteilt.

Baustoffkosten

Die Baustoffkosten sind die anfallenden Kosten (in Euro), welche für eine bestimmte Menge eines Baustoffs anfallen. Diese setzen sich aus verschiedenen Komponenten zusammen. Es existieren Literaturwerte, welche bereits Allokationen der einzelnen Komponenten beinhalten. Diese Komponenten können beispielsweise die Rohstoffgewinnung, Aufbereitung und Baustoffherstellung inklusive aller Transporte, Lagerungskosten, etc. sein.

Für die Mischgutkosten wurden Werte aus der Dissertation von (Birbaum 2016) verwendet. Die angegebenen Werte beinhalten alle Gewinnungs-, Produktions-, Transportschritte sowie alle weiteren für die Produktion erforderlichen Verfahrensschritte. Da die Dissertationsschrift im Jahr 2015 verfasst wurde, können die ermittelten Werte nicht wie angegeben verwendet werden. Sie müssen, wie alle Werte aus vergangenen Jahren, mit dem Baupreisindexunterschied multipliziert werden. Hier wurde der Baupreisindex für Deutschland, herausgegeben vom Statistischen Bundesamt für die Preisanpassung verwendet (Statistisches Bundesamt 2019).

Die Kosten für die Einlagenprodukte wurden bei den Herstellern erfragt. Die genannten Preise sind aktuell, müssen jedoch noch mit 19% Mehrwertsteuer beaufschlagt werden.

Die Emulsionskosten wurden wie die Kosten für den Asphalt aus der Dissertationsschrift (Birbaum 2016) entnommen. Da hier nur die Kosten für eine Emulsion mit 60-prozentigem Bitumenanteil angegeben sind, wurden pauschal 20 Prozent Mehrkosten für eine Emulsion mit 70 Prozent Bitumen angesetzt. Dieser Wert ist ebenfalls aus dem Jahre 2015 und muss mit dem Baupreisindex für 2020 umgerechnet werden.

Die resultierenden Kosten sind in Tabelle 52 dargestellt.

Tabelle 52: Kosten der Produktion

Zeitpunkt	Äquivalent	Kosten (2015) / ohne MwSt.	Kosten (BPI 2020) / mit MwSt.	Einheit
Produktion	AC T	100,700	119,707	€/m ³
	AC B	119,250	141,758	€/m ³
	AC D	182,850	217,363	€/m ³
	Glasgitter 50 KN	1,600	1,904	€/m ²
	Glasgitter 100 KN	2,000	2,380	€/m ²
	Kombinationsp.	2,800	3,332	€/m ²
	Carbongitter	7,000	8,330	€/m ²
	Kunststoffgitter	1,500	1,785	€/m ²
	Vlies	0,800	0,952	€/m ²
	Emulsion	1,200	1,427	€/m ²
	Transporte	-	-	€/km

Bau- und Erhaltungskosten

Die Bau- und Erhaltungskosten sind die anfallenden Kosten für die Erstellung und Erhaltung eines Bauwerks. Diese setzen sich im Wesentlichen aus den Kosten für die Maschinen, Arbeitsleistungen und Transporte zusammen.

Als Baukosten und Rückbaukosten sowie für das Reinigen der Fahrbahn wurden Werte aus der Dissertation von Birbaum verwendet. Die Werte werden wie die Baustoffkosten mit dem Baupreisindex auf 2020 umgerechnet. Die Rückbaukosten enthalten hier bereits die Transporte des Mischgutes, Rückvergütungen sowie die Ausbaurkosten. Auch für die Baukosten sind Transporte bereits berücksichtigt.

Für den Einbau der Einlageprodukte wurden ebenfalls Angaben von Herstellern und Verlegfirmen berücksichtigt. Auf diese wird die Baupreisindexanpassung aufgrund der Aktualität der Daten nicht angewandt, jedoch werden auch hier 19 Prozent Mehrwertsteuer angesetzt.

Die resultierenden Kosten sind in Tabelle 53 dargestellt.

Tabelle 53: Kosten bei Bau- und Erhaltung

Zeitpunkt	Äquivalent	Kosten (2015) / ohne MwSt.	Kosten (BPI 2020) / mit MwSt.	Einheit
Bau & Erhaltung	ACT	149,195	177,356	€/m ³
	AC B	184,440	219,253	€/m ³
	AC D	259,435	308,403	€/m ³
	Glasgitter 50 KN	0,840	1,000	€/m ²
	Glasgitter 100 KN	0,840	1,000	€/m ²
	Kombinationsp.	2,160	2,570	€/m ²
	Carbongitter	0,420	0,500	€/m ²
	Kunststoffgitter	0,840	1,000	€/m ²
	Vlies	2,160	2,570	€/m ²
	Emulsion	0,010	0,012	€/m ²
	Ausbau ACT 22 cm	4,431	5,267	€/m ²
	Ausbau ACT 14 cm	2,523	2,999	€/m ²
	Ausbau AC B 8 cm	1,314	1,562	€/m ²
	Ausbau AC D 4 cm	0,657	0,781	€/m ²
	Reinigen	0,130	0,155	€/m ²
	Transporte Asphalt	-	-	€/km
	Transporte Einlage	-	-	€/km
	Transporte Emulsion	-	-	€/km

Wiederverwertungs- und Beseitigungskosten

Die Wiederverwertungskosten beziehen sich im Wesentlichen auf das Asphaltgranulat, welches ausgebaut wurde. Hier werden die gleichen Kostenansätze für den Ausbau gewählt, wie beim Bau und der Erhaltung.

Durch die gewählten Szenarien sind die wesentlichsten Kosten die Deponierungskosten, Aufbereitungskosten und Transportwege. Die Transportkosten konnten aus der Dissertation von Birbaum entnommen werden. Die Deponierungskosten wurden aus Preislisten von verschiedenen Baustoffannahmestellen entnommen und die Aufbereitungskosten wurden nach Angaben des Geschäftsführers eines Kassler Baustoffrecyclingunternehmens angesetzt. (Hager Tiefbau GmbH 2021; Scherer & Kohl GmbH 2019; BAUREKA Baustoff-Recycling GmbH 2021; Wiedmann; Röth 2021)

Die resultierenden Kosten sind in Tabelle 54 dargestellt.

Tabelle 54: Kosten bei Wiederverwertung und Abfallbehandlung

Zeitpunkt	Äquivalent	Kosten (2015) / ohne MwSt.	Kosten (BPI 2020) / mit MwSt.	Einheit
Wiederverwendung / Abfallbehandlung	ACT	-	-	€/m ²
	AC B	-	-	€/m ²
	AC D	-	-	€/m ²
	Deponierung	-	50,00	€/m ²
	Aufbereitung	-	22,00	€/m ²
	Glasgitter 50 KN	-	-	€/m ²
	Glasgitter 100 KN	-	-	€/m ²
	Kombinationsp.	-	-	€/m ²
	Carbongitter	-	-	€/m ²
	Kunststoffgitter	-	-	€/m ²
	Vlies	-	-	€/m ²
	Emulsion	-	-	€/m ²
	Ausbau AC T 22 cm	4,431	5,267	€/m ²
	Ausbau AC T 14 cm	2,523	2,999	€/m ²
	Ausbau AC B 8 cm	1,314	1,562	€/m ²
	Ausbau AC D 4 cm	0,657	0,781	€/m ²
	Reinigen	-	-	€/m ²
Transporte MW	in AB Kosten enth.		€/km	
Transporte Dep.	1,875	2,229	€/km	

8.3.2 Umweltindikatoren

Umweltindikatoren sind Kenngrößen, mit denen der komplexe Zustand der Umwelt erfasst, beschrieben und bewertet wird (Singer-Posern et al. 2008). Zur Bewertung einer Bauweise können verschiedene Umweltindikatoren verwendet werden. Einer der gebräuchlichsten ist das Globale Erwärmungspotenzial (GWP) welches oft auch als CO₂ Äquivalent bezeichnet wird. Dieser Indikator wird auch hier zur Bewertung und zum Vergleich der verschiedenen Bauweisen und Szenarien verwendet. Neben dem CO₂ Äquivalent existieren jedoch noch einige weitere Indikatoren, welche für eine Bewertung verwendet werden können, wie die in dieser Arbeit ebenfalls verwendeten Indikatoren:

- Potenzial für den abiotischen Abbau nicht fossiler Ressourcen (ADPE) – Sb Äquivalent
- Potenzial für den abiotischen Abbau fossiler Brennstoffe (ADPF) – MJ (spezifischer/unterer Heizwert)

Diese Indikatoren wurden gewählt, da Bitumen, welches im Asphaltstraßenbau eingesetzt wird, aus Rohöl gewonnen wird und somit ein endlicher Rohstoff ist. Zudem werden die Transport- und Einbauemissionen zu einem wesentlichen Teil durch Diesel betriebene Geräte/Lkws verursacht.

Es werden alle Prozesse, welche sich in den in Abschnitt 8.2 erläuterten Systemgrenzen befinden, berücksichtigt.

Baustoffemissionen

Die Baustoffemissionen sind die Emissionen, welche bei der Produktion des Baustoffs anfallen.

Die Werte für das Asphaltmischgut stammen aus der Datenbank Ökobaudat (BMI 2021). Die Werte für Asphalteinlagen stammen ebenfalls zum Großteil aus dieser Datenbank. Da hier jedoch nicht die gleichen Produkte wie im zu berechnendem Fall vorhanden sind, wurden ähnliche Produkte zur Ermittlung der Werte herangezogen. Für das Glasgitter wurde somit ein Glasvlies als Ausgangsprodukt benutzt und über das Flächengewicht zum Glasgitter umgerechnet. Ebenso wurde beim Kunststoffgitter vorgegangen. Für das Carbongitter wurden Werte aus einer Studie, welche in Schweden durchgeführt wurde, verwendet. In jener Studie wurde jedoch der ADPE-Indikator nicht ermittelt (Safi 2018).

Die resultierenden Indikatorwerte sind in Tabelle 55 dargestellt.

Tabelle 55: Umweltindikatoren der Produktion

Zeitpunkt	Äquivalent	CO ₂ äq.	ADPE äq.	ADPF äq.	Einheit
Produktion	ACT	188,548	0,03024	7.682.350,0	kg/m ²
	AC B	206,276	0,03641	10.075.300,0	kg/m ²
	AC D	202,937	0,03787	10.613.250,0	kg/m ²
	Glasgitter 50 KN	0,00049	1,52067E-07	7,46000	kg/m ²
	Glasgitter 100 KN	0,00098	3,04133E-07	14,92000	kg/m ²
	Kombinationsp.	0,35406	2,24391E-07	7,47212	kg/m ²
	Carbongitter	0,00560	-	67,14286	kg/m ²
	Kunststoffgitter	0,00038	7,25143E-11	0,01103	kg/m ²
	Vlies	0,35308	7,23240E-08	0,01212	kg/m ²
	Emulsion	0,166	0,00201	37,153,5	kg/m ²
	Transporte	-	-	-	kg/LKW km

Bau- und Erhaltungsemissionen

Beim Bau und der Erhaltung von Befestigungen fallen Emissionen durch Baustofftransporte, den Einbau, den Rückbau sowie der Reinigung an. Wie bei den Baustoffemissionen werden auch hier Allokationen genutzt.

Die Daten, welche für die Berechnungen herangezogen werden stammen für die verschiedenen Asphaltarten aus der Datenbank Ökobaudat (BMI 2021). Die Emissionen für den Ausbau der Asphalt-schichten wurden aus einer für die Nationale Schwedische Straßenverkehrsverwaltung durchgeführten Lebenszyklusanalyse entnommen (Stripple 2001). Für die Transporte wurden wie für den Asphalt Werte aus der Ökobaudat übernommen und für das Reinigen mit einem Aufschlag von 30 Prozent umgerechnet. Für die Emulsion wurden dieselben Ausgangsdaten verwendet. Hier beträgt der Aufschlag aufgrund des speziellen Spritzwagens jedoch 70 Prozent.

Die resultierenden Indikatorwerte sind in Tabelle 56 dargestellt.

Tabelle 56: Umweltindikatoren bei Bau- und Erhaltung

Zeitpunkt	Äquivalent	CO2 äq.	ADPE äq.	ADPF äq.	Einheit
Bau & Erhaltung	AC T	1,700	0,00015	23,4	kg/m ³
	AC B	1,918	0,00017	26,4	kg/m ³
	AC D	2,223	0,00019	30,6	kg/m ³
	Ausbau AC T 22 cm	12,200			kg/m ²
	Ausbau AC T 14 cm	7,764			kg/m ²
	Ausbau AC B 8 cm	4,436			kg/m ²
	Ausbau AC D 4 cm	2,218			kg/m ²
	Reinigen	1,749	0,00015	23,478,0	kg/m ²
	Transporte Asphalt	1,345	0,00012	18,060,0	kg/LKW km
	Transporte Einlage	1,345	0,00012	18,060,0	kg/LKW km
	Transporte Emulsion	2,287	0,00020	30,702,0	kg/LKW km

Wiederverwertungsemissionen

Auch für die Wiederverwertung der Baustoffe fallen Emissionen an. Die Indikatorwerte dieser können aufgrund der gespeicherten Energie in den Baustoffen auch negativ ausfallen.

Für den Asphalt und einige Asphalteinlagen konnten auch hier die Werte aus der Ökobaudat verwendet werden. Für den Ausbau, die Reinigung und die Transporte konnten dieselben Werte wie im Unterpunkt „Bau und Erhaltungsemissionen“ verwendet werden.

Eine Zusammenstellung der Indikatorwerte ist in Tabelle 57 gegeben.

Tabelle 57: Umweltindikatoren bei Wiederverwertung und Abfallbehandlung

Zeitpunkt	Äquivalent	CO2 äq.	ADPE äq.	ADPF äq.	Einheit
Wiederverwertung / Abfallbehandlung	AC T	-69,722	-0,01970	-5,114,5	kg/m ³
	AC B	-69,722	-0,01970	-5,114,5	kg/m ³
	AC D	-69,722	-0,01970	-5,114,5	kg/m ³
	Deponierung	36,146	0,00366	512,8	kg/m ³
	Aufbereitung	7,057	0,00001	134,0	kg/m ³
	Glasgitter 50 KN	3,27E-06	3,32E-10	4,64E-05	kg/m ²
	Glasgitter 100 KN	6,55E-06	6,64E-10	9,29E-05	kg/m ²
	Kombinationsp.	5,27E-01	-5,79E-08	-3,06E-03	kg/m ²
	Carbongitter	-	-	-	kg/m ²
	Kunststoffgitter	-	-	-	kg/m ²
	Vlies	5,27E-01	-5,83E-08	-3,11E-03	kg/m ²
	Emulsion	-	-	-	kg/m ²
	Ausbau AC T 22 cm	12,200	-	-	kg/m ²
	Ausbau AC T 14 cm	7,764	-	-	kg/m ²
	Ausbau AC B 8 cm	4,436	-	-	kg/m ²
	Ausbau AC D 4 cm	2,218	-	-	kg/m ²
	Reinigen	1,749	0,00015	23,478,0	kg/m ²
	Transporte MW	1,345	0,00012	18,060,0	kg/LKW km
	Transporte Dep.	1,345	0,00012	18,060,0	kg/LKW km

8.4 Berechnungen

Mit den in Kapitel 8.3 ermittelten Daten, sowie den in Kapitel 8.2 definierten Systemgrenzen und funktionalen Äquivalenten werden in diesem Kapitel die Lebenszykluskosten und Umweltauswirkungen zur Bewertung der Nachhaltigkeit berechnet.

8.4.1 Berechnungsmodell

Das entwickelte Berechnungsmodell basiert auf den recherchierten Kosten und Emissionen aus Kapitel 8.3. Diese wurden mit den in den jeweiligen Bauphasen anfallenden Massenströmen aus Kapitel 8.2.5 multipliziert um die Kosten und Emissionen für das jeweilige funktionale Äquivalent zu erhalten.

Zur Bestimmung der Erhaltungszyklen wurden die nach RPE-Stra 01 festgelegten Nutzungsdauern von 12 bzw. 25 Jahren für die Befestigungen durch die Referenznutzungsdauer, hier 50 Jahre, geteilt. Der resultierende Wert ergibt die notwendigen Erhaltungszyklen innerhalb der Referenznutzungsdauer an.

Anschließend können die resultierenden Kosten und Emissionen einer Erhaltungsmaßnahme mit den notwendigen Erhaltungszyklen innerhalb der Referenznutzungsdauer multipliziert und so die resultierenden Kosten und Emissionen ermittelt werden. Die Mehrkosten und Emissionen bei Einsatz einer Asphalteinlage werden anschließend der für eine Wirtschaftlichkeit notwendigen erhöhten Nutzungsdauer und der aus den Dimensionierungsrechnungen hervorgehenden Nutzungsdauern gegenübergestellt.

Bei Anwendung verschiedener Erhaltungsverfahren und Erhaltungszyklen können die Kosten, welche durch eine Erhaltungsmaßnahme anfallen, mit den

Kosten, welche durch eine andere Erhaltungsmaßnahme anfallen, anteilig über die Zeit der einzelnen Nutzungsdauern verrechnet werden. So ist es möglich die Kosten und Emissionen für verschiedene Erhaltungsmaßnahmen kombiniert zu berechnen.

Die Kosten, welche während der Nutzungsphase der Befestigung anfallen, werden nicht berücksichtigt, da die Erhaltungszyklen durch die Nutzungsdauerprognose bereits in die Berechnung eingehen und zwischen den einzelnen Maßnahmen von einem ähnlichen Erhaltungsaufwand ausgegangen werden kann.

Neben diesem Vorgehen gilt es noch weitere Faktoren zu berücksichtigen. Es müssen Transportwege definiert, Emulsionsmengen festgelegt und Reinigungs-, sowie Fräsaufwendungen bestimmt werden. Diese Punkte wurden wie folgt festgelegt:

Transportwege:

- Produktion – Einbauort: 20 km
- Einlagenanlieferung: 100 km
- Emulsionsanlieferung: 50 km
- Ausbauort – Deponie: 50 km

Für die Produktion sind die Transporte wie beim Asphalteinbau bereits in den Baustoffkosten und Indikatorwerten integriert. Auch die Anlieferung der Einlagen und der Emulsion ist in den Kosten bereits enthalten. Daher finden diese keine einzelne Berücksichtigung in den Berechnungen.

Ebenfalls ist zu beachten, dass die Emulsionsmengen, Reinigungsaufwendungen und Fräsgänge beim Einsatz von Asphalteinlagen mit entsprechenden Faktoren angepasst werden müssen.

Da Asphalteinlagen in den meisten Fällen eine fein gefräste, besonders saubere Unterlage benötigen wird ein zusätzlicher Fräsgang und eine doppelte Reinigung der Unterlage berücksichtigt.

Die Anpassung der Wiederverwertungsszenarien erfolgt mit den in Kapitel 8.2.3 definierten Anteilen.

Neben den nachfolgend aufgeführten Szenarien wurden für alle Varianten Erneuerungsszenarien mit einem Austausch der jeweils tieferliegenden Schicht als Vergleichsvarianten berechnet. Für die Landstraße (Bk 1,8) und die L608 (Bk 10) bedeutet dies eine grundhafte Erneuerung des gebundenen Oberbaus und für die Autobahn einen Austausch der Deck- und Binderschicht.

8.4.2 Funktionales Äquivalent 1 – Bk10

Auf der L608 wurden verschiedene Asphalteinlagen zwischen Trag- und Binderschicht eingebaut. Somit

müssen hier folgende Kosten und Emissionen berücksichtigt werden:

- Ausbaus der Binderschicht,
- Ausbau der Deckschicht,
- Einlagenkosten,
- Emulsionskosten,
- Produktion und Einbau des neuen Asphaltes,
- Verlegekosten der Einlagen,
- Reinigungskosten der Unterlage,
- ggf. Kosten für die Deponierung und/oder Aufbereitung des Fräsgutes mit Einlagerkosten.

Für diese Bauabschnitte müssen jeweils die resultierenden Kosten und Emissionen mit den Massen multipliziert und summiert werden. Das Ergebnis sind die resultierenden Kosten und Emissionen der Maßnahme.

Die hier verwendeten Emulsionsmengen und Einlagen sind:

- Glasgitter 100 kN mit einer 40-prozentigen Bitumenemulsion welche mit dem Faktor 0,6 (0,4/0,7) bei einer Anspritzmenge von 1 kg/m² berücksichtigt wird.
- Glasgitter 100 kN mit einer 70-prozentigen Bitumenemulsion welche mit dem Faktor 1,1 aufgrund der Anspritzmenge von 1,1 kg/m² berücksichtigt wird.
- Kunststoffgitter, welches ebenfalls aufgrund der Anspritzmenge mit einem Faktor von 1,1 berücksichtigt wird.
- Kombinationsprodukt, welches aufgrund der Anspritzmenge von 1,8 kg/m² mit einem Faktor von 1,8 berücksichtigt wird.

8.4.3 Funktionales Äquivalent 2 – Bk1,8

Für die Landstraße (BK 1,8) wird von einem Deckschichtaustausch ausgegangen, so dass folgende Kosten und Emissionen angesetzt werden:

- Ausbau der Deckschicht,
- Einlagenkosten,
- Emulsionskosten,
- Produktion und den Einbau des neuen Asphaltes,
- Verlegekosten der Einlagen,
- Reinigungskosten der Unterlage,
- ggf. Kosten für die Deponierung und/oder Aufbereitung des Fräsgutes mit Einlagerkosten.

Für diese Bauabschnitte müssen jeweils die resultierenden Kosten und Emissionen mit den Massen

multipliziert und summiert werden. Das Ergebnis sind die resultierenden Kosten und Emissionen der Maßnahme.

Die hier verwendeten Emulsionsmengen und Einlagen sind:

- Glasgitter 50 kN mit einer 70-prozentigen Bitumenemulsion welche mit dem Faktor 1,1 aufgrund der Anspritzmenge von 1,1 kg/m² berücksichtigt wird.
- Kombinationsprodukt, welches aufgrund der Anspritzmenge von 1,8 kg/m² mit einem Faktor von 1,8 berücksichtigt wird.

8.4.4 Funktionales Äquivalent 3 – Bk100

Für die Autobahn (BK 100) wurde, wie für die Landstraße, von einer Erneuerung der Deckschicht ausgegangen. Somit werden hier folgende Kosten und Emissionen berücksichtigt:

- Ausbau der Deckschicht,
- Einlagenkosten,
- Emulsionskosten,
- Produktion und den Einbau des neuen Asphalttes,
- Verlegekosten der Einlagen,
- Reinigungskosten der Unterlage,
- ggf. Kosten für die Deponierung und/oder Aufbereitung des Fräsgutes mit Einlagerestten.

Für diese Bauabschnitte müssen jeweils die resultierenden Kosten und Emissionen mit den Massen multipliziert und summiert werden. Das Ergebnis sind die resultierenden Kosten und Emissionen der Maßnahme.

Die hier verwendeten Emulsionsmengen und Einlagen sind:

- Glasgitter 50 kN mit einer 70-prozentigen Bitumenemulsion welche mit dem Faktor 1,1 aufgrund der Anspritzmenge von 1,1 kg/m² berücksichtigt wird.
- Carbongitter, welches aufgrund der Anspritzmenge von 0,35 kg/m² mit einem Faktor von 0,35 berücksichtigt wird.

8.5 Ergebnisse und Bewertung

Hier werden die Ergebnisse der Berechnungen vorgestellt und anhand der Kosten sowie Umweltindikatoren bewertet. Es werden zunächst die berechneten Kosten, welche sich unter Ansetzung der Nutzungsdauern nach RPE-Stra 01 ergeben beur-

teilt. Anhand der sich ergebenden Werte wird anschließend die notwendige Nutzungsdauerverlängerung für eine ökonomische und ökologische Wirtschaftlichkeit berechnet. Die notwendige Nutzungsdauerverlängerungen werden daraufhin mit den Werten der Dimensionierungsrechnung verglichen. Als Bewertungsgrundlage wurden die ermittelten CO₂-Äquivalente herangezogen, die ADPE- und ADPF- Potenziale werden hier nicht berücksichtigt, da sich gleiche Tendenzen ergeben.

8.5.1 Ergebnisse für das Funktionale Äquivalent 1 – Bk10

Die resultierenden Kosten und CO₂-Äquivalente sind unter Annahme der in der RPE-Stra 01 beschriebenen Nutzungsdauer von 26 Jahren in Bild 418 und Bild 419 dargestellt. Die Varianten der Asphalteinlagen beziehen sich in diesem Fall auf einen Austausch der Deck- und Binderschicht mit Einbau der Einlage zwischen Trag- und Deckschicht. Alle Varianten sind für eine Referenznutzungsdauer von 50 Jahren berechnet.

Die ermittelten Kosten in Bild 418 zeigen deutlich, dass die Erneuerungsvarianten mit Asphalteinlagen höhere Kosten verursachen als die Varianten ohne Einlage. Bei der Variante „grundhafte Erneuerung o.E.“ ist jedoch zu bedenken, dass die Referenznutzungsdauer nach RPE-Stra 01 mit 55 Jahren angesetzt wurde. Dieser Wert ist jedoch nur für die Asphalttragschicht korrekt. Es werden innerhalb der 50 Jahre Nutzungsdauer weitere Erhaltungsmaßnahmen notwendig werden, sodass die Kosten für diesen Fall deutlich über denen in Bild 418 liegen. Dieser Zusammenhang ist bei der Interpretation zu berücksichtigen.

Eine Bauweise mit Asphalteinlage für die Variante „best case“ erzeugt ohne Einlage Kosten von etwa 8,35 Millionen Euro. Für Gitterprodukte ist mit Mehrkosten von etwa 1 Mio Euro, für Kombinationsprodukte mit Mehrkosten von etwa 1,8 Mio Euro zu rechnen. Diese Kosten setzen sich hauptsächlich aus den Kosten für die Emulsion und die Einlagen zusammen. Für die Varianten „80% Wiederverwertung“ und „worst case“ sind mit Mehrkosten von etwa 2,4 Mio Euro bzw. 3,7 Mio Euro zu rechnen. Dieser deutliche Unterschied belegt den Einfluss der Wiederverwertung auf die Lebenszykluskosten der Baustoffe. In diesem Szenario ist aufgrund des Einbaus der Einlagen zwischen Trag- und Deckschicht jedoch das Szenario „best case“ am zutreffendsten. Da ein schichtenweises Fräsen möglich ist, kann davon ausgegangen werden, dass die As-

phaldeck- und die Asphaltbinderschicht wiederverwertet werden können. Unter dieser Annahme erfolgt die Bewertung der Ergebnisse.

Die CO₂ Emissionen der einzelnen Varianten sind in Bild 419 dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass die Abhängigkeiten der Szenarien den Kosten ähneln. Die Variante ohne Asphalteinlage erzeugt Emissionen von etwa 6.129 Tonnen CO₂. Bei der Variante „best case“ ist mit Mehremissionen von etwa 1.000 Tonnen im Vergleich zum Szenario ohne Asphalteinlage zu kalkulieren. Für die Varianten „worst case“ und „80% Wiederverwertung“ fallen Mehremissionen von etwa 2.600 und 1.500 Tonnen an.

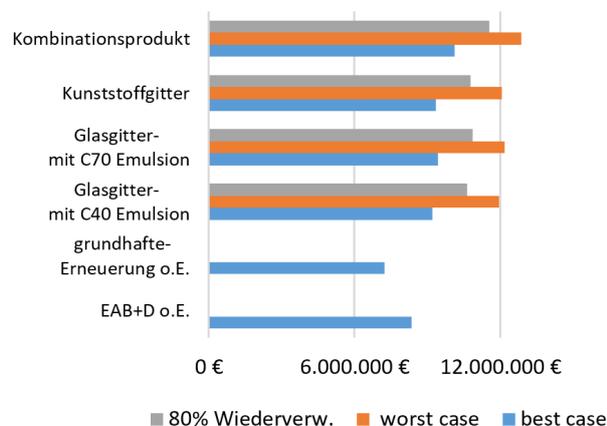


Bild 418: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 1)

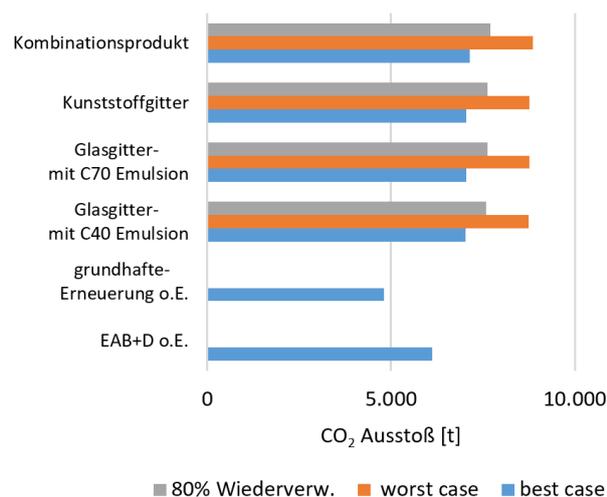


Bild 419: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 1)

In Bild 420 und Bild 421 sind Nutzungsdauerverlängerungen für die verschiedenen Szenarien dargestellt welche erforderlich sind, damit das jeweilige Szenario ökonomisch und ökologisch wirtschaftlich äquivalent zum konventionellen Erhaltungsszenario

ist. Hier fällt deutlich auf, dass der Einfluss der Wiederverwertungsszenarien auf die erforderliche Nutzungsdauerverlängerung signifikant ist. Im Szenario „worst case“ müsste somit die Befestigung eine mindestens 11 Jahre längere Nutzungsdauer aufweisen, dies gilt sowohl für die ökonomischen Kosten, wie auch für die ökologischen (CO₂) Emissionen. Für das Szenario „80% Wiederverwertung“ beträgt die benötigte Nutzungsdauerverlängerung für die ökonomischen Kosten etwa 7 Jahre bei den Gittern und etwa 9 Jahre bei den Kombinationsprodukten. Für die ökologischen Emissionen ist eine Verlängerung von über 6 Jahren erforderlich. Die Varianten für das Szenario „best case“ hingegen erfordern lediglich eine Nutzungsdauerverlängerung von etwa 3 bis 4 Jahren für Kosten und Emissionen.

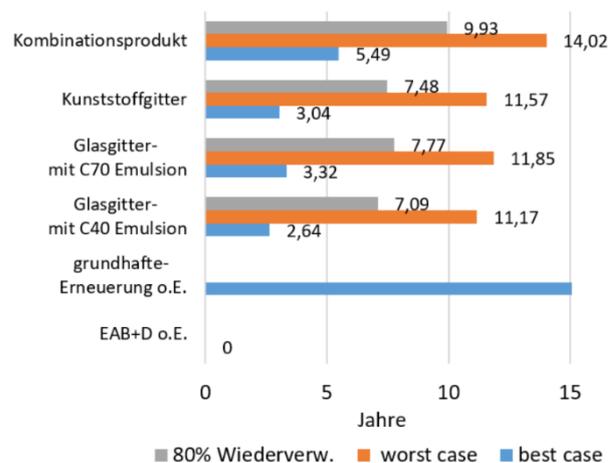


Bild 420: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 1)

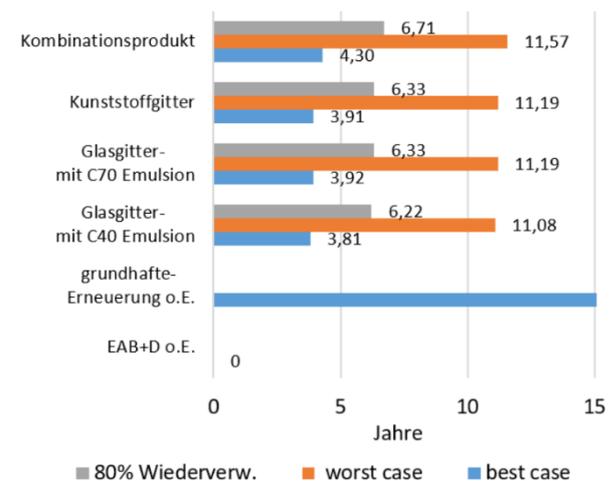


Bild 421: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 1)

8.5.2 Funktionales Äquivalent 2 – Bk1,8

Die resultierenden Kosten und CO₂ Äquivalente sind unter Annahme der in der RPE-Stra 01 beschriebenen Nutzungsdauer von 12 Jahren in Bild 417 und Bild 418 dargestellt. Die Varianten der Asphalteinlagen beziehen sich in diesem Fall auf einen Austausch der Asphaltdeckschicht mit Einbau der Einlage zwischen Trag- und Deckschicht. Alle Varianten sind für eine Referenznutzungsdauer von 50 Jahren berechnet.

Die berechneten Kosten in Bild 422 zeigen deutlich höhere Kosten der Erneuerungsvarianten mit Asphalteinlagen im Vergleich zu den Varianten ohne Einlagen. Wie beim „Funktionalen Äquivalent 1“ ist die Variante „Erneuerung D+T o.E.“ jedoch mit einer Referenznutzungsdauer nach RPE-Stra 01 mit 55 Jahren berechnet. Dieser Wert ist jedoch nur für die Asphalttragschicht anzusetzen, da innerhalb der 50-jährigen Nutzungsdauer weitere Sanierungsmaßnahmen notwendig werden. Die Kosten steigen somit über die Nutzungsdauer noch deutlich an und befinden sich über die Gesamtnutzungsdauer in einem deutlich höheren Bereich. Bei der Interpretation und Bewertung ist dies zwingend zu berücksichtigen.

Für die Variante „best case“, welche für diesen Fall im Gegensatz zum „Funktionalen Äquivalent 1“, nicht zwingend eintreten wird, ist für ein Kombinationsprodukt mit Mehrkosten von etwa 355.000 Euro zu rechnen. Der Einsatz eines Glasgitters würde Mehrkosten von etwa 220.000 Euro hervorrufen. Hauptkostenfaktoren sind die Einlagenkosten, die Emulsionskosten und die Einbaukosten. Die Vergleichsvariante ohne Asphalteinlage kostet etwa 685.000 Euro. Bei den Varianten „worst case“ und „80% Wiederverwertung“ ist zu erkennen, dass die Abhängigkeit der Kosten von der Wiederverwertung geringer ausfällt als bei einer Deck- und Binderschichtsanierung, ursächlich durch die geringeren Ausbaumassen. Die Mehrkosten belaufen sich hier auf 475.000 Euro und 340.000 Euro für das Szenario „worst case“ und 408.000 Euro sowie 275.000 Euro für das Szenario „80% Wiederverwertung“.

Die CO₂ Ausstöße der einzelnen Varianten sind in Bild 423 dargestellt. Es ist zu erkennen, dass ein deutlicher Mehrausstoß der Ausgangsvariante ohne Asphalteinlage gegenüber der Varianten mit Asphalteinlagen aufweist. Der Unterschied zwischen den Wiederverwertungsszenarien ist jedoch nicht so deutlich. Einem Ausstoß von etwa 480 Tonnen stehen Ausstöße von 695 („best case“) / 718 („80% Wiederverwertung“) / 762 („worst case“) Tonnen für Kombinationsprodukte und 679 / 702 / 747 Tonnen für Glasgitter gegenüber.

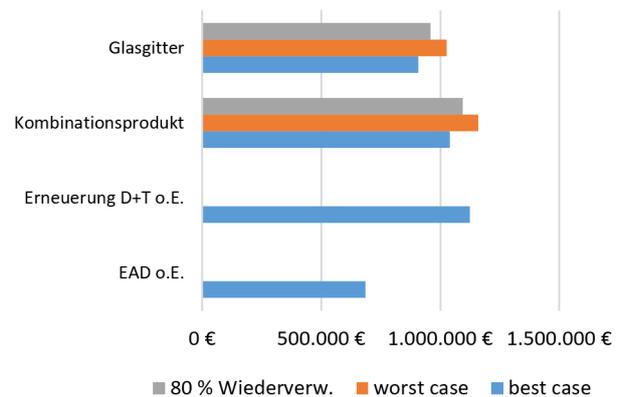


Bild 422: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 2)

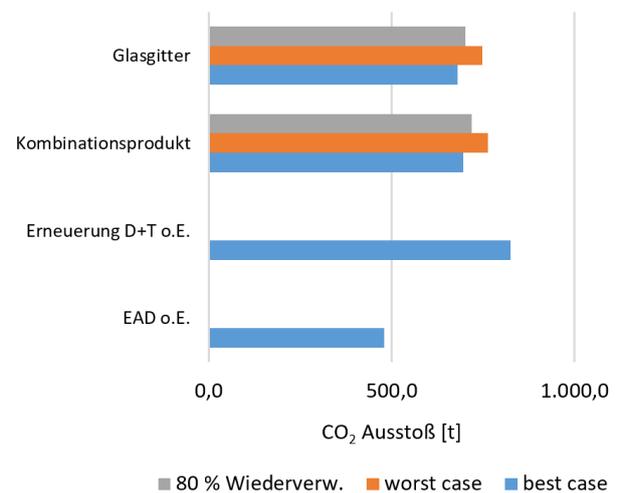


Bild 423: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 2)

Bild 424 und Bild 425 zeigen die erforderlichen Nutzungsdauerverlängerungen um eine Kosten- bzw. CO₂ Äquivalenz zu erreichen. Hier treten deutliche Unterschiede zwischen Kosten- und CO₂ Äquivalenz auf. Bei den Kosten zeigt sich, dass ein Glasgitter eine deutlich geringere Nutzungsdauer aufweisen muss um ökonomisch rentabel zu sein. Ökologisch jedoch befinden sich die beide Gitter auf einem ähnlichen Niveau. Die notwendigen Nutzungsdauerverlängerungen, welche sich zu den einzelnen Szenarien ergeben, unterscheiden sich bei den Kosten um etwa 1 Jahr im Szenario „80% Wiederverwertung“ und 2 Jahre im Szenario „worst case“ zur Variante ohne Asphalteinlage. Bei den CO₂ Ausstößen ist der Unterschied geringer und beträgt etwas weniger als 1 Jahr zwischen den Varianten.

Dieser deutliche Unterschied zwischen den Kosten und CO₂ Äquivalenzen resultiert aus den unter-

schiedlichen Eigenschaften von Gittern und Kombinationsprodukten sowie der Bitumenemulsionsmengen.

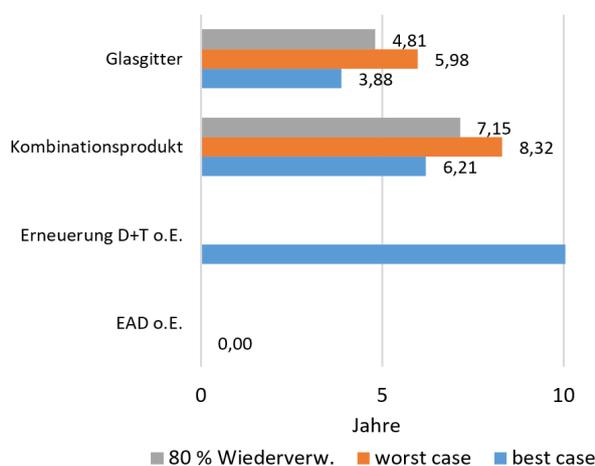


Bild 424: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 2)

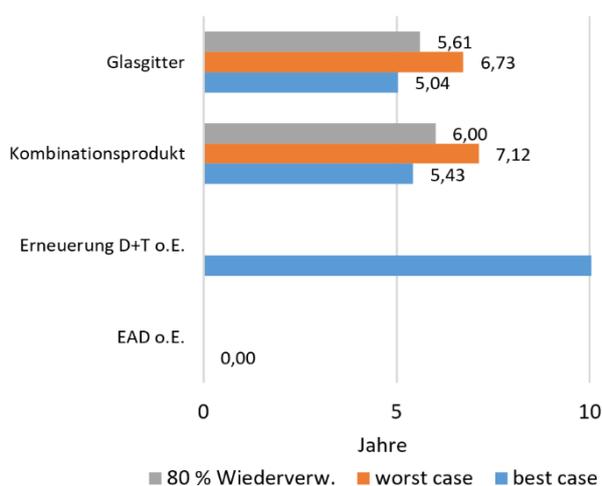


Bild 425: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 2)

8.5.3 Funktionales Äquivalent 3 – Bk100

Wie für die zwei zuvor betrachteten Funktionalen Äquivalente wurden auch für das dritte Funktionale Äquivalent die resultierenden Kosten und CO₂ Emissionen unter Annahme der in der RPE-Stra 01 beschriebenen Nutzungsdauer von 12 Jahren in Bild 426 und Bild 427 dargestellt. Die Varianten der Asphaltteinlagen beziehen sich wie beim Funktionalen Äquivalent 2 auf eine Erneuerung der Asphaltdeckschicht jedoch mit Einbau der Einlage zwischen Binder- und Deckschicht. Die Referenznutzungsdauer von 50 Jahren bleibt unverändert. Die Nutzungsdauer des optionalen Deck- und Binderschichtaustausches beträgt nach RPE-Stra 01 26 Jahre.

Die hier berechneten Kosten für eine konventionelle Deckschichtsanierung belaufen sich auf ca. 14,75 Mio Euro. Die Sanierungsmaßnahmen, welche je nach Szenario zwischen 6 Mio Euro und 10 Mio Euro teurer sind, erfordern deutlich höhere Investitionen. Der Unterschied der verschiedenen Szenarien befindet sich bei etwa 1 Mio Euro zwischen „best case“ und „80% Wiederverwertung“ und etwa 1,3 Mio Euro zwischen „80% Wiederverwertung“ und „worst case“. Zwischen einem Glasgitter und einem Carbongitter beträgt der Unterschied, welcher hauptsächlich aus den Produktkosten und Emulsionskosten resultiert, in allen Fällen etwa 1,7 Mio Euro.

Bei den CO₂ Emissionen zeigt sich ein etwas anderes Bild. Die Bauweisen mit Asphaltteinlagen besitzen zwar höhere Emissionen der Unterschied zwischen dem Glasgitter und dem Carbongitter ist jedoch nur noch sehr klein und der CO₂ Ausstoß des Carbongitters ist um etwa 0,15 Mio Tonnen geringer. Im Vergleich zu einem Ausstoß von 9,1 Mio Tonnen bei der Erhaltungsvariante ohne Asphaltteinlagen werden im Szenario „best case“ etwa 4,7 Mio Tonnen mehr CO₂ emittiert. Im Szenario „80% Wiederverwertung“ steigen die Emissionen auf etwa 15,2 Mio Tonnen und im Szenario „worst case“ wird mit etwa 17,8 Mio Tonnen fast doppelt so viel CO₂ emittiert, als bei der konventionellen Variante.

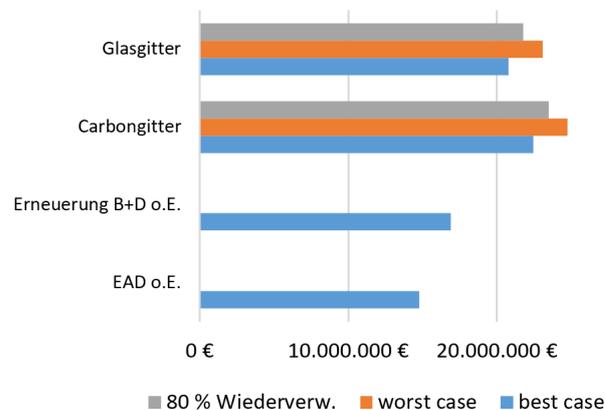


Bild 426: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 3)

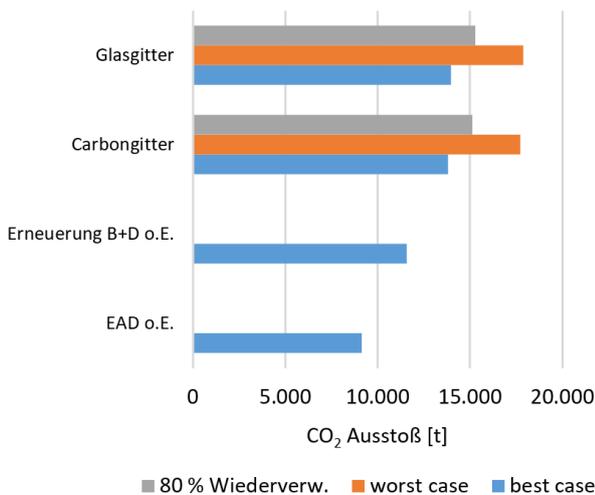


Bild 427: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 3)

Die erforderlichen Nutzungsdauerverlängerungen um bei gleichen Kosten und CO₂ Ausstößen auch einen gleichen Nutzen aus den unterschiedlichen Erhaltungsmaßnahmen zu erzielen sind in Bild 428 und Bild 429 zu sehen. Während die Kostenunterschiede zwischen den Wiederverwertungsszenarien bei unter 2 Jahren liegen, unterscheiden sich die notwendigen Nutzungsdauerverlängerungen bei den CO₂ Emissionen um bis zu 5 Jahre. Bei der Nutzungsdauerverlängerung für äquivalente Kosten ist für das Glasgitter eine etwa 1,4 Jahre kürzere Nutzungsdauer als für das Carbongitter notwendig. Bei den CO₂ Emissionen jedoch befinden sich beide Produkte auf einem ähnlichen Niveau. Die einzelnen Werte können Bild 428 und Bild 429 entnommen werden.

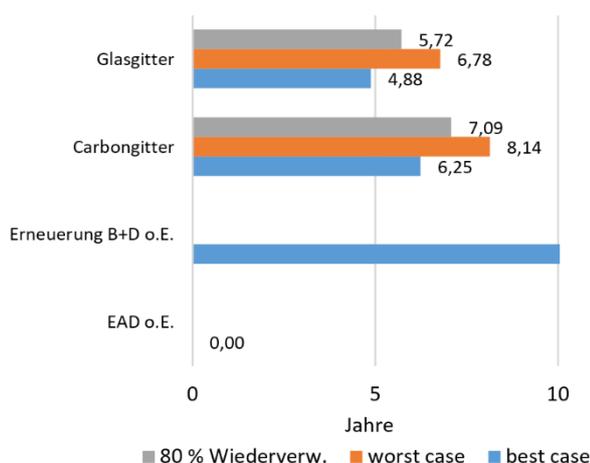


Bild 428: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 3)

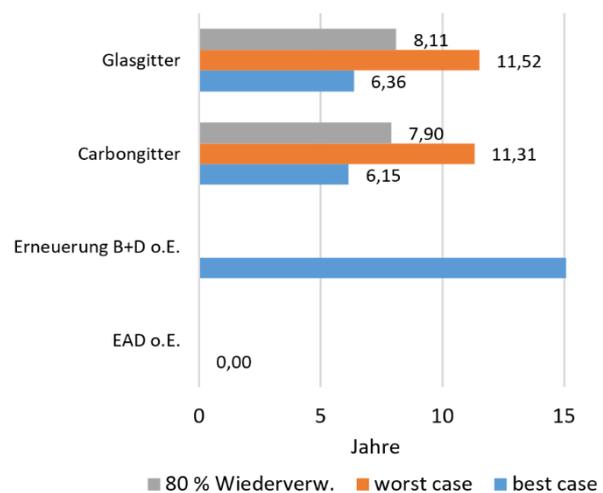


Bild 429: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 3)

8.6 Nutzungsdauer-Abschätzung von Asphalteinlage-Systemen

8.6.1 Modellbefestigungen für die Nutzungsdauer-Analyse

Für die Lebenszyklusanalyse werden drei verschiedene Modellbefestigungen unterschiedlicher Belastungsklassen (Bk100, Bk10 und Bk1,8) definiert. Die variierten Asphalteinlage-Systeme und Referenz-Befestigungssysteme der Bk100 und Bk1,8 werden mit einer theoretisch angenommenen Verkehrsbeanspruchung, entsprechend der Obergrenze der jeweiligen Belastungsklasse untersucht. Die jeweils in den Nachweisen angewendete Anzahl von Achsübergängen wurden unter Anwendung der Belastungsklassenobergrenze B (100.000.000 bzw. 1.800.000) und den gemäß RStO angesetzten Lastkollektivquotienten q_{Bm} berechnet. Für die Nachweise erfolgte dann eine Aufteilung der Gesamtanzahl der Achsübergänge auf die verschiedenen Achslast- und Oberflächentemperaturklassen gemäß RDO Asphalt-StB.

$$N_{\text{Achsübergänge}} = \frac{B}{q_{Bm}} \quad \text{Gl. 44}$$

Für diese Modellbefestigungen werden die anhand von im Labor hergestellten Asphalteinlage-Systeme bestimmten Parameter für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung angewendet. Für alle weiteren Nachweise gemäß RDO Asphalt sowie zur Berechnung der Beanspruchungen werden die in den RDO Asphalt dokumentierten Materialparameter angewendet.

Für die Befestigung der Belastungsklasse Bk10 wurde eine reale Erneuerungsbauweise an der

L 608 begleitet. Daher wurde die reale Verkehrsbelastung angenommen. Weiterhin werden hier die an Ausbauproben der Befestigung bestimmten Materialparameter für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung angewendet.

Für die Modellbefestigungen der Belastungsklassen Bk100 und Bk1,8 wurde jeweils eine Instandsetzung der Bauweise „Ersatz der Asphaltdeckschicht“ (EAD) gemäß ZTV BEA berechnet. Für die Befestigung der Belastungsklasse Bk10 wurde die Befestigung der L 608 im Berechnungsmodell nachgestellt. Hier kam eine Erneuerungsbauweise durch Ersatz der Asphaltdeck und Asphaltbinderschicht zur Anwendung. Die resultierenden Befestigungsaufbauten sind in Bild 430 skizziert.

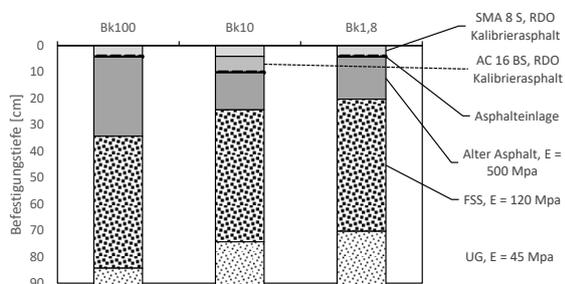


Bild 430: Befestigungssysteme zur Abschätzung der Nutzungsdauer von Asphaltteinsystemen

Tabelle 58 zusammengestellten Asphaltteinsysteme untersucht.

Für die Modellbefestigungen der Bk100 und Bk1,8 wurden die an im Labor hergestellten Asphaltteinsystemen bestimmten Eigenschaften angewendet. Für die Befestigungsvariante Bk10 wurden Ausbauproben aus einer neu hergestellten Befestigung geprüft und deren Eigenschaften verwendet.

Tabelle 58: In den Nutzungsdauerberechnungen berücksichtigte Asphaltteinslage-Systeme

Asphaltteinslage-Systeme	Bk100	Bk10	Bk1,8 ¹⁾
Referenz (ohne Asphaltteinslage)	X	X	X
Glasgitter (50 kN, 72.000 MPa)	X		X ²⁾
Glasgitter (100 kN, 72.000 MPa)		X	
Carbon-/ Basaltgitter (200 kN, 200.000 MPa)	X		X ³⁾
PET-Gitter (2.800 MPa)		X	X
Vlies			X
Kombinationsprodukt mit Glasgitter 50 kN			X ⁴⁾
Kombinationsprodukt mit Carbon/Basaltgitter (100/200 kN)			X
Kombinationsprodukt mit PET-Gitter (2.800 MPa)			X
Kombinationsprodukt mit PVA-Gitter (3.860 MPa)		X	

¹⁾ Null-Varianten der Sensitivitätsanalyse (vgl. Kapitel 6),
²⁾ vier Varianten, ³⁾ zwei Varianten ⁴⁾ zwei Varianten

8.6.2 Nutzungsdauer-Abschätzung für die Modellbefestigung der Belastungskategorie Bk100

Für die Modellbefestigung der Belastungskategorie Bk100 wurden drei verschiedene Modellbefestigungen der Instandsetzungsbauweise „Ersatz der Asphaltdeckschicht“ untersucht. Neben der Referenzvariante ohne Asphaltteinslage wurden zwei Gitter unterschiedlicher Zugfestigkeiten untersucht.

Die anhand der Primärwirkungsmodelle berechneten Beanspruchungen für die Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt-StB sowie gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sind in Bild 431 und Bild 432 dargestellt. Die berechneten Beanspruchungen sind für die Referenzbefestigung jeweils am höchsten. Bei den Systemen mit Gittern bewirkt die versteifende Wirkung in der Berechnung eine Reduzierung der Beanspruchung in der über der Asphaltteinslage liegenden Asphaltdeckschicht.

Aufgrund des bei den betrachteten Systemen als vollständig angenommenen Verbund zur Unterlage treten im höheren Temperaturbereich, in dem die Asphaltsteifigkeit gering ist, Druckbeanspruchungen auf. Bei den folgenden Nachweisen werden die in diesen höheren Oberflächentemperaturklassen auftretenden Achsübergänge nicht berücksichtigt.

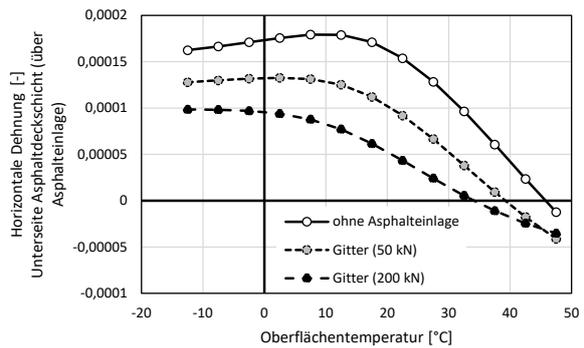


Bild 431: Berechnete horizontale Dehnung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphaltteinslage) in einer instandgesetzten Befestigung der Bk100 für eine 5-t-Einzelradlast

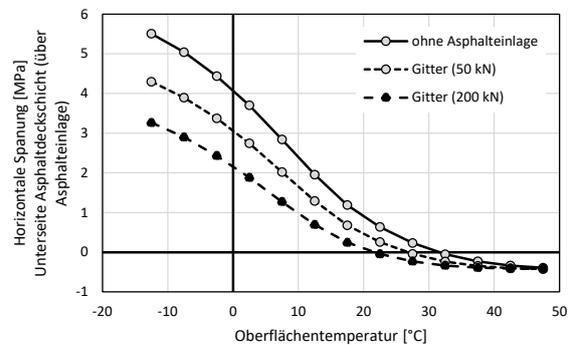


Bild 432: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphaltteinslage) in einer instandgesetzten Befestigung der Bk100 für eine 5-t-Einzelradlast

Für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung werden die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeprüfungen und Keilspaltversuche der Varianten 0-0 (Referenz), 10-0 (Gitter 50 kN) und 13-0 (Gitter 200 kN) angewendet. Die auf Biegezugspannungen übertragenen Ermüdungsfunktionen aus den 3-Punkt-Biegeprüfungen sind in Bild 433 zusammengestellt.

Tabelle 59: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk100

Asphalteinlage-System Bk100	Ermüdungsrissbildung (RDO)		Reflexionsrissbildung (3PB)		Bruchenergie (Keilspalt)		
	Σ_{Miner}	$t_{\text{th,RDO}}$	$\Sigma_{\text{Miner,Riss}}$	$t_{\text{th,3PB}}$	$G_{2,0}$	$\sum W_{i,j}$	$t_{\text{th,KS}}$
Referenz (ohne Asphalteinlage)	5,71	5,3	8.252	1,7	28	22.7019	0,3
Gitter (50 kN, 72.000 MPa)	0,04	372.430,1	348	41,4	72	733,0	25,8
Gitter (200 kN, 200.000 MPa)	0,01	2.294.004,5	18	791,9	82	330,7	65,2
				$SF_{3PB} \cdot SF_{\text{Labor}} = 80 \cdot 6$		$SF_{KS} = 1.000$	

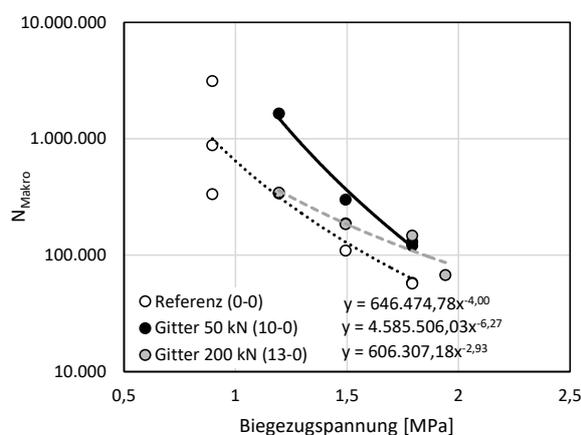


Bild 433: Für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung verwendet, in 3-Punkt-Biegeversuchen bestimmte Ermüdungsfunktionen

Die Ergebnisse der Schädigungssummen für die drei Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeprüfungen sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche und die daraus resultierenden theoretischen Nutzungsdauern sind in Tabelle 59 zusammengestellt. Die Berechnungsgrundlagen können Anhang 6 entnommen werden.

Die in der Berechnung angenommene versteifende Wirkung der Asphalteinlage führt zu einer erheblich geringeren berechneten Schädigung der Asphaltdeckschicht als bei dem Referenzsystem ohne Asphalteinlage in allen drei betrachteten Nachweisen. Rechnerisch resultiert dadurch eine erhebliche Verlängerung der theoretischen Nutzungsdauer. Diese fällt für das Asphalteinlage-System mit steiferem Gitter (200 kN) höher aus als bei dem Glasgitter (50 kN). Dieser Unterschied des berechneten Ergebnisses ist sowohl auf die infolge höherer Steifigkeit geringeren Beanspruchungen (vgl. Bild 431 und Bild 432) sowie auf die Ergebnisse der 3-Punkt-Biegeversuche und Keilspaltversuche zurückzuführen.

8.6.3 Nutzungsdauer-Abschätzung für die Befestigung der Belastungsklasse Bk10

Repräsentativ für Befestigungen der Belastungsklasse Bk10 wurde eine Erneuerungsmaßnahme begleitet, bei der verschiedene Asphalteinlage-Systeme zur Anwendung kamen. Bei der umgesetzten Erneuerung wurde die Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht auf einer rissgeschädigten Asphalttragschicht erneuert. Dabei wurden vier verschiedene Asphalteinlage-Systeme eingesetzt. Neben einem Kunststoffgitter kam ein Glasgitter und ein Kombinationsprodukt mit Kunststoffgitter zur Anwendung. Für die Befestigung mit Glasgittern wurde zudem die angewendete Bitumenemulsion variiert. Neben der üblicherweise angewendeten polymermodifizierten Bitumenemulsion des Typs C70 wurde ein Haftkleber (Typ C40) angewendet.

Die Ergebnisse der Primärwirkungsmodelle sind in Bild 434 und Bild 435 zusammengestellt. Während die Referenzbefestigung und die Befestigungen mit Gittersystemen unter Annahme vollen Schichtenverbundes zwischen Asphalteinlage und Unterlage analysiert wurden, wurde unter dem Kombinationsprodukt völlig fehlender Schichtenverbund angenommen. Dies führt zu den deutlich höheren Dehnungen und Spannungen in der Asphaltbinderschicht direkt oberhalb von der Asphalteinlage.

In Bild 436 sind die aus den Ergebnissen der 3-Punkt-Biegeprüfungen bestimmten Ermüdungsfunktionen dargestellt. Die an den Glasgittersystemen ermittelten ertragbaren Lastwechselzahlen liegen in einer vergleichbaren Größenordnung, unabhängig von der eingesetzten Bitumenemulsion. Jedoch weist die für die Variante mit einer Bitumenemulsion C70 einen steileren Verlauf auf als die Variante mit dem Haftkleber C40. Dies führt in dem zu höheren Spannungen extrapolierten Bereich zu ungünstigeren ertragbaren Lastwechselzahlen beider Variante mit C70.

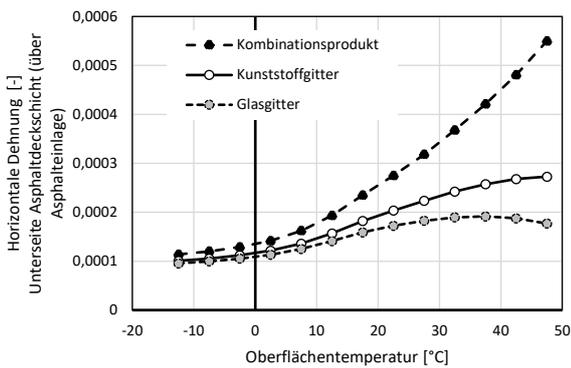


Bild 434: Berechnete horizontale Dehnung an der Unterseite der Asphaltbinderschicht (über der Asphalteinlage) in der erneuerten Befestigung der Belastungsklasse Bk10 für eine 5-t-Einzelradlast

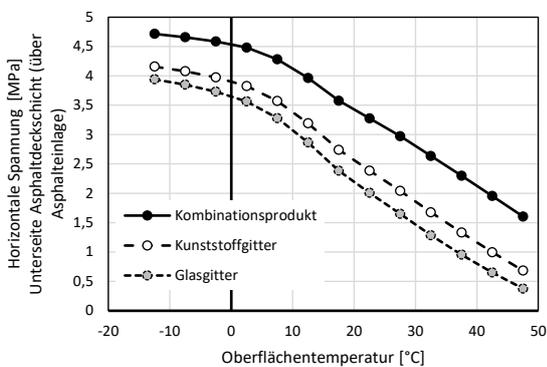


Bild 435: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalteinlage) in der erneuerten Befestigung der Belastungsklasse Bk10 für eine 5-t-Einzelradlast

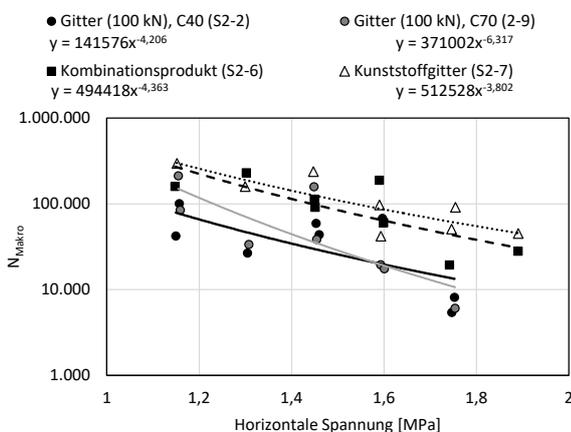


Bild 436: Für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

Die beiden anderen Asphalteinlage-Systeme weisen höhere ertragbare Lastwechselzahlen auf als die Glasgittersysteme.

Die sich aus der Kombination der Primärwirkungsmodelle und den Versuchsergebnissen ergebenden theoretischen Nutzungsdauern sind in Tabelle 60 zusammengestellt.

Der Ermüdungsnachweis gemäß RDO Asphalt ergibt für die Befestigung mit Kombinationsprodukt aufgrund des als vollständig fehlend angenommenen Schichtenverbund eine zu hohe Schädigung. Der vollständige Schichtenverbund in Kombination mit der versteifenden Wirkung der Gittersysteme bewirkt eine geringe theoretische Schädigung der erneuerten Asphalttschichten.

Hinsichtlich der auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche bestimmten theoretischen Nutzungsdauer werden theoretische Nutzungsdauern zwischen 2,3 und 58,7 Jahren berechnet. Die kurze theoretische Nutzungsdauer der Glasgittervariante mit der Bitumenemulsion C70 resultiert aus dem steilen Verlauf der Ermüdungsfunktion und ist nicht plausibel.

Die höheren ertragbaren Lastwechselzahlen des Systems mit Kunststoffgitter resultiert trotz höherer Beanspruchungen zu einer höheren theoretischen Nutzungsdauer als die Systeme mit Glasgitter.

Der als völlig fehlend angenommene Schichtenverbund im System mit Kombinationsprodukt bewirkt trotz vergleichbar guter Ergebnisse im 3-Punkt-Biegeversuch geringere theoretische Nutzungsdauern als die Variante mit Kunststoffgitter.

Tabelle 60: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrisssbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrisssbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk10

Asphalteinlage-System Bk10	Ermüdungsrisssbildung (RDO)		Reflexionsrisssbildung (3PB)		Bruchenergie (Keilspalt)		
	Σ_{Miner}	$t_{\text{th,RDO}}$	$\Sigma_{\text{Miner,Riss}}$	$t_{\text{th,3PB}}$	$G_{2,0}$	$\sum W_{i,j}$	$t_{\text{th,KS}}$
Glasgitter, C70	0,06	477	6.347	2,3	81,4	1.682	12,7
Glasgitter, C40	0,06		1.057	13,6	97,8		15,3
Kunststoffgitter	0,22	138	245	58,7	92,5	767	31,7
Kombinationsprodukt	3,09	9,7	1.118	12,9	118,4	1.250	24,9
				$SF_{3PB} \cdot SF_{\text{Labor}} = 80 \cdot 6$	$SF_{KS} = 1.000$		

Die anhand der Ergebnisse der Keilspaltversuche ermittelten theoretischen Nutzungsdauern weisen qualitativ die gleiche Reihung zwischen den untersuchten Asphalteinlage-Systemen auf wie die Auswertungen der 3-Punkt-Biegeversuche. Hierbei werden jedoch geringere Nutzungsdauerunterschiede prognostiziert.

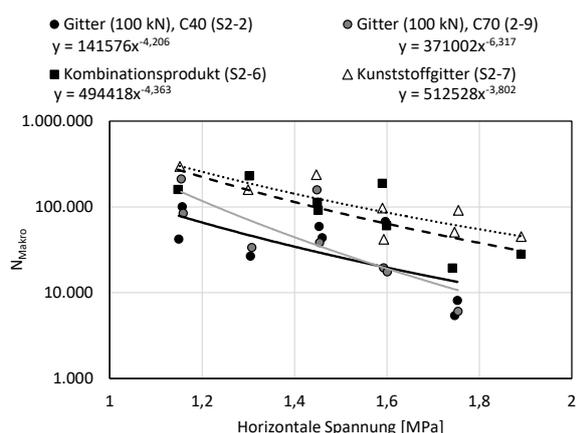


Bild 437: Für den Nachweis gegen Reflexionsrisssbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

8.6.4 Nutzungsdauerabschätzung für die Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8

Für die Analyse der Nutzungsdauer der Befestigung mit einer Beanspruchungsklasse Bk1,8 wurden die Nullvarianten der im Rahmen der Sensitivitätsuntersuchung untersuchten Asphalteinlage-Systeme verwendet.

Das Primärwirkungsmodell unterscheidet sich aufgrund der verschiedenen Steifigkeiten der untersuchten Gittersysteme und Kombinationsprodukte. Insgesamt wurden daher acht verschiedene Primärwirkungsmodelle erstellt und die Beanspruchungen mittels Mehrschichtentheorie berechnet. Diese sind in Bild 439 und Bild 440 dargestellt.

Die für die Nachweise gegen Reflexionsrisssbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche angewendeten Parameter der Ermüdungsfunktionen C_1 und C_2 sowie die in Keilspaltversuchen bestimmten spezifischen Bruchenergien sind in Tabelle 61 zusammen mit den Ergebnissen der berechneten theoretischen Nutzungsdauern angegeben. In Bild 438 sind diese theoretischen Nutzungsdauern vergleichend dargestellt.

Die Referenzbefestigung ohne Asphalteinlage resultiert in einer theoretischen Nutzungsdauer von 19 Jahren gemäß dem Nachweis gegen Reflexionsrisssbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeprüfungen und von 4,3 Jahren auf Grundlage des Risseenergie-Nachweises auf Grundlage der Keilspaltversuche.

Diese getroffenen Annahmen müssen bei der Interpretation der nutzungsdauerverlängernden Wirkung von Asphalteinlage-Systemen berücksichtigt werden.

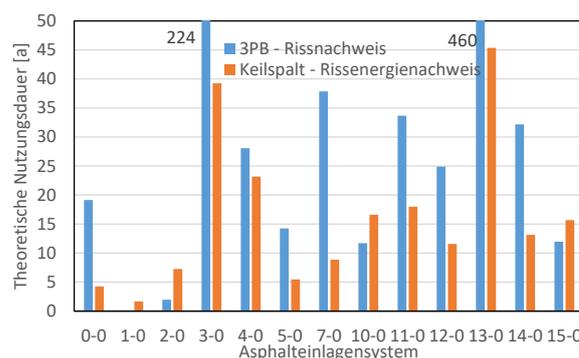


Bild 438: Für den Nachweis gegen Reflexionsrisssbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

Ausgehend von den Nachweisen gegen Reflexionsrisssbildung weisen zwei Systeme mit Kombinationsprodukten (2-0, 5-0) und zwei Systeme mit Gittern (10-0, 15-0) kürzere theoretische Nutzungsdauern auf. Für die anderen Asphalteinlage-Systeme werden mitunter erheblich längere theoretische Nutzungsdauern berechnet.

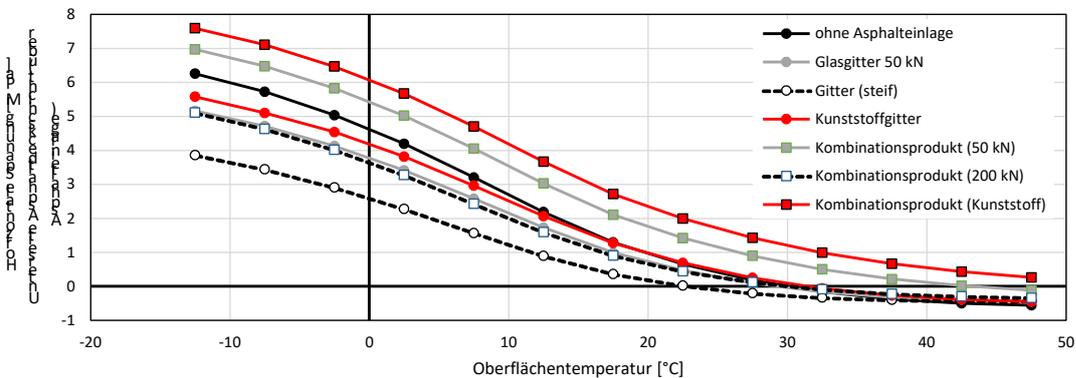


Bild 439: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalt einlage) in der instandgesetzten Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8 für eine 5-t-Einzelradlast

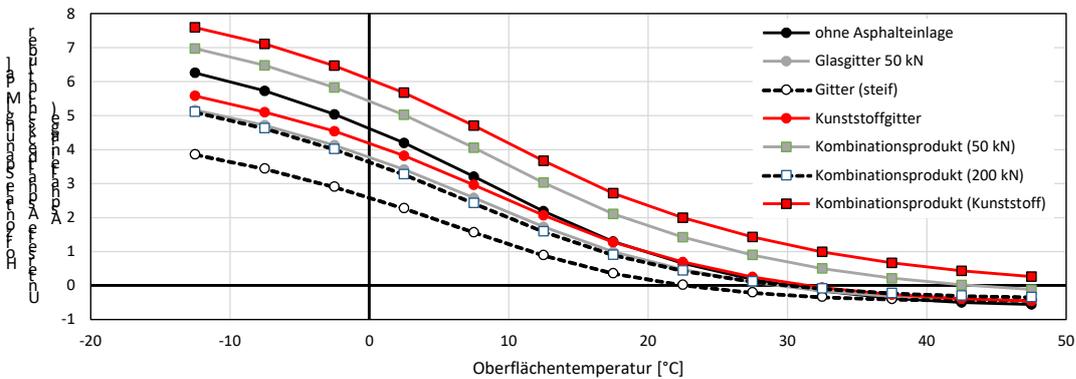


Bild 440: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalt einlage) in der instandgesetzten Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8 für eine 5-t-Einzelradlast

Tabelle 61: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeersuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk10

Asphalt einlage-System Bk10		Reflexionsrissbildung (3PB)				Bruchenergie (Keilspalt)		
		C ₁	C ₂	Σ _{Minor,Riss}	t _{th,3PB}	G _{2,0}	Σ W _{i,j}	t _{th,KS}
Referenz (Instandsetzung)	0-0	646.475	-4,00	752	19	28	1730	4,3
Vlies	1-0					56	8729,2	1,7
Kombinationsprodukt (50 kN)	2-0	608.765	-4,91	7.276	2	75	2726	7,2
Kombinationsprodukt (steif)	3-0	763.555	-2,87	64	224	154	1032	39,3
Kombinationsprodukt (steif), 90° gedreht	4-0	483.418	-4,20	513	28	91	1032	23,2
Kombinationsprodukt (Kunststoff)	5-0	954.960	-3,73	1.010	14	77	3710	5,5
Glasgitter 50 kN	7-0	787.023	-3,27	380	38	92	2726	8,9
Glasgitter 50 kN	10-0	4.585.506	-6,27	1.230	12	72	1140	16,6
Glasgitter 50 kN, Verlegehilfe	11-0	2.897.536	-5,26	427	34	78	1140	18,0
Kunststoffgitter	12-0	1.348.153	-4,61	578	25	65	1479	11,6
Gitter (steif)	13-0	606.307	-2,94	31	460	82	475,8	45,4
Glasgitter 50 kN	14-0	488.338	-4,01	447	32	57	1140	13,2
Glasgitter 50 kN	15-0	789.553	-5,07	1.202	12	68	1140	15,7
SF _{3PB} · SF _{Labo} = 80 · 6					SF _{KS} = 1.000			

Für den Rissenergie-Nachweis auf Grundlage der Keilspaltversuche werden lediglich für das Asphalt einlage-System mit Vlies eine kürzere Nutzungsdauer berechnet als für das Referenzsystem. Die rechnerischen Nutzungsdauern der Systeme mit Kombinationsprodukten variieren zwischen 5,5 und

39,3 Jahren und der Systeme mit Gittern zwischen 8,9 und 45,4 Jahren.

8.7 Zusammenfassende Nachhaltigkeitsbewertung von Asphalt-einlage-Systemen

Mit dem vorliegenden Verfahren zur Abschätzung der Nutzungsdauer von Asphalt-einlage-Systemen werden große Unterschiede zwischen den berechneten theoretischen Nutzungsdauern ermittelt. Diese sind sowohl auf grundlegende Annahmen in den angewendeten Primärwirkungsmodellen zurückzuführen, als auch auf die individuell an jedem Asphalt-einlage-System bestimmten Versuchsergebnissen. Insbesondere die berechnungstechnisch erforderlichen Annahmen können zu erheblichen Abweichungen der rechnerischen Nutzungsdauer von der tatsächlich eintretenden Nutzungsdauer führen:

- (unrealistische rechnerische) Annahme völlig fehlenden Schichtenverbundes für Kombinationsprodukte und völlig vorhandenen Verbund für Gittersysteme,
- Anwendung der Steifigkeitseigenschaften der RDO-Kalibrierasphalte und nicht der tatsächlich in den Kalibrierstrecken und Untersuchungen verwendeten Asphaltvarianten,
- Kalibrierung der Nachweisverfahren an nur zwei Referenzstrecken.

Diese Abweichungen zwischen dem angewendeten Modell und der Realität müssen bei der Nachhaltigkeitsbewertung der Asphalt-einlage-Systeme berücksichtigt werden.

Die Lebenszyklusanalysen weisen für die verschiedenen betrachteten Asphalt-einlage-Systeme unter Berücksichtigung eines realistischen Szenarios für die Wiederverwertung erforderliche Nutzungszeitverlängerungen zwischen 24 % (Bk 10, LCA) und 67 % (Bk 100) aus. Erst bei Überschreitung dieser relativen Nutzungsdauern ist der Einsatz von Asphalt-einlagen im Neubau als wirtschaftlich einzuschätzen.

Um trotz der großen Unterschiede der berechneten Nutzungsdauern eine realitätsnahe Nachhaltigkeitsbewertung des Einsatzes von Asphalt-einlage-Systemen durchzuführen, wurden verschiedene typische Erhaltungsszenarien entworfen und für diese Kosten und CO₂ Emissionen berechnet.

8.7.1 Betrachtete Erhaltungsszenarien

Um die Nachhaltigkeit von Asphalt-einlage-Systemen zu bewerten wurden verschiedene Szenarien unter Berücksichtigung des technischen Regelwerkes, praktischer Erfahrungen und den im Rahmen

des vorliegenden Projektes gewonnenen Ergebnissen erarbeitet. Diese bilden typische Erhaltungsszenarien ab und sind jeweils für Befestigung mit (Bk10 und Bk100) und ohne Binderschicht (Bk1,8) in Bild 441 und Bild 442 dargestellt. Als Referenzszenario wurde jeweils ein Erhaltungsszenario gewählt, welches sich aus den Vorgaben der ZTV BEA, den RStO (FGSV 2012b) und den in den EWS (FGSV 1997) enthaltenen Nutzungsdauern ergibt. Als Nutzungsdauern wurden angesetzt:

- 12,5 Jahre für Asphaltdeckschichten
- 25 Jahre für Asphaltbinderschichten
- 50 Jahre für Asphalttragschichten

Für die Berechnung der Kosten und der mit den Bauweisen verbundenen CO₂-Emissionen wurden die in Kapitel 8.4 berechneten Werte angewendet. Kosten für die betriebliche Erhaltung und Instandhaltungsmaßnahmen bleiben unberücksichtigt. Die Lebenszykluskosten wurden sowohl ohne Zinsfaktoren, als auch mit einem Zinsfaktor von 2% (p) entsprechend der Erhaltungsszenarien berechnet.

Die Kosten der Einzelmaßnahmen wurden zur Bewertung der Erhaltungskosten im Referenzzeitraum von 50 Jahren aufaddiert.

Als Asphalt-einlage-Systemkosten wurde in allen Fällen mit dem Szenario einer Wiederverwertungsquote von 80% kalkuliert. Als Einlagevarianten wurden für das Erhaltungsszenario der Befestigungsvariante Bk10 (entspr. dem Funktionale Äquivalent 1 gemäß Kapitel 8.4) das Kunststoffgitter, für das Szenario der Befestigungsvariante Bk1,8 (entspr. Funktionalem Äquivalent 2) das Kombinationsprodukt und für das Szenario der BK 100 (Funktionales Äquivalent 3) das Glasgitter zur Berechnung gewählt.

Für die CO₂ Äquivalente wurden lediglich die aufaddierten Emissionen der einzelnen Erhaltungsszenarien berechnet. Hier ist zu vermuten, dass sich die Gesamtemissionen einer Baumaßnahme durch neue Technologien in den kommenden Jahren verringern werden. Weil jedoch unklar ist, in welchem Maße und in welchen Bereichen dies geschehen wird, werden für alle Erhaltungsmaßnahmen die für heute berechneten Umweltwirkungen herangezogen.

Die Erhaltungsszenarien für die beiden Befestigungsvarianten Bk10 und Bk100 sind in Bild 441 dargestellt. Ausgangsvarianten sind die angesetzten Nutzungsdauern für die Asphalt-schichten gemäß EWS. Daraus resultiert jeweils eine Instandsetzung der Asphaltdeckschicht nach 12,5 und 37,5 Jahren sowie eine Erneuerung der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht nach 25 Jahren. Durch die passende Abstimmung der Erhaltungsszenarien der

Schichten untereinander ergeben sich für den Einsatz einer Asphalteinlage höhere Lebenszykluskosten. Lediglich wenn durch den Einsatz eine Erneuerung einer Asphaltdeckschicht entfallen kann, wofür eine Verdoppelung der Nutzungsdauer durch die Einlage erforderlich wäre, würden ihr Einsatz wirtschaftlich sein.

In den Varianten 1a und 1b des Erhaltungsszenarios wird angenommen, dass die hergestellte Asphaltdeckschicht Mängel aufweist, die bereits nach einer Nutzungsdauer von 6,5 Jahren eine Instandsetzung mit dem Verfahren „Ersatz der Deckschicht“ bedarf. Durch die vorzeitige Instandsetzung ist die verbleibende Abstimmung der Erhaltungszyklen von Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht nicht mehr gegeben. Dies resultiert in der Notwendigkeit eines zusätzlichen Ersatzes der Deckschicht.

In Szenario 1b wird bei dem Ersatz der Asphaltdeckschicht nach 6,5 Jahren eine Asphalteinlage eingesetzt, mit der die Nutzungsdauer um 50 % verlängert wird. Dies entspricht anhand der im Rahmen dieses Projektes ermittelten Ergebnissen einer plausibel erscheinenden Nutzungsdauerverlängerung. Durch diese Verlängerung fallen die Erhaltungszyklen von Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht wieder auf das gleiche Jahr, sodass keine zusätzlichen Erhaltungsmaßnahmen erforderlich sind.

Im Szenario 2 wird von einer vorzeitig geschädigten Asphaltbinderschicht ausgegangen, die mit 17,5 Jahren eine um 25 % verringerte Nutzungsdauer aufweist. Durch nicht mehr aufeinander abgestimmte Zeitpunkte der erforderlichen Erhaltungsmaßnahmen ergeben sich in Szenario 2a die vorzeitige Erneuerung der Asphalttragschicht oder „verschenkte“ Substanz, durch die erst wenige Jahre vor der grundhaften Erneuerung ausgetauschten Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht (Szenario 2b).

Auch hier kann durch den Einsatz der Asphalteinlage das ursprüngliche Erhaltungsraster wieder eingehalten werden. In Szenario 2c wird angenommen, dass durch den Einsatz der Asphalteinlage unter der ersetzten Asphaltdeckschicht eine Verzögerung der Reflexionsrissbildung die Nutzung des geschädigten Asphaltbinders bis zum ursprünglich angestrebten Erneuerungstermin ermöglicht.

0: Grundszenario RSTO / EWS								
AC D								
AC B								
AC T								
1: Szenarien mit vorzeitigem Versagen der Asphaltdeckschicht								
1a: Szenario nach RSTO / ZTV BEA: verschenkte Substanz der Asphaltdeckschicht nach 25 a								
AC D								
AC B								
AC T								
1b: Asphalteinlage unter vorzeitig instandgesetzter Asphaltdeckschicht: Nutzungsdauer +50 %								
AC D		mit AE						
AC B								
AC T								
2: Varianten bei vorzeitigem Versagen der Asphaltbinderschicht								
2a: Szenario nach RSTO / ZTV BEA, mit vorzeitiger Erneuerung aller Asphaltdeckschichten nach 43,5 Jahren								
AC D								
AC B								
AC T								
2b: Szenario nach RSTO / ZTV BEA, verschenkte von Substanz der Asphaltdecke nach 50 a								
AC D								
AC B								
AC T								
2c: Asphalteinlage unter instandgesetzter Asphaltdeckschicht: Überbrückung des geschädigten Asphaltbinders								
AC D		mit AE						
AC B								
AC T								
2d: Asphalteinlage unter vorzeitig erneuerter Asphaltbinderschicht: Nutzungsdauer +50 %								
AC D								
AC B		mit AE						
AC T								
	6,5	12,5	18,5	25	31,5	37,5	43,5	50
Nutzungsdauer [a]								

Bild 441: Für Befestigungen der Belastungsklassen Bk10 und Bk100 betrachtete Erhaltungsszenarien

In Szenario 2d wird die geschädigte Asphaltbinderschicht erneuert. Die neue Asphaltbinderschicht wird mit Asphalteinlage ausgeführt, durch die eine Verlängerung der Nutzungsdauer um +50 % angenommen wird.

Für die zweischichtige Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8 zeigt Bild 442 die betrachteten Erhaltungsszenarien. Erneut ist neben dem Szenario 0 als Referenz der Fall betrachtet, dass die Asphaltdeckschicht frühzeitig ersetzt werden muss (1a und 1b). Durch die Nutzungsdauernde Wirkung der Asphalteinlage kann ein Erhaltungszyklus eingespart werden.

In Szenario 2 wird eine vorzeitige Schädigung der Asphalttragschicht bereits nach 25 Jahren betrachtet. Als Vergleichsszenarien wird die damit erforderliche grundsätzliche Erneuerung der Befestigung (2a) sowie ein wiederholter Ersatz der Asphaltdeckschicht betrachtet (2b). Bei dieser Variante wird angenommen, dass die Nutzungsdauern der Asphaltdeckschichten aufgrund der gerissenen Unterlage erheblich reduziert sind.

In Variante 2 c wird die rissgeschädigte Asphalttragschicht in der Befestigung belassen und die Instandsetzungsmaßnahmen der Asphaltdeckschicht jeweils mit Asphalt einlage ausgeführt. Dadurch soll die ursprüngliche Nutzungsdauer trotz gerissener Unterlage erreicht werden.

0: Grundszenario RSTO / EWS								
AC D								
AC T								
1: Szenarien mit vorzeitigem Versagen der Asphaltdeckschicht								
1a: Szenario nach RSTO / ZTV BEA: verschenkte Substanz der Asphaltdeckschicht nach 50 a								
AC D								
AC T								
1b: Asphalt einlage unter vorzeitig instandgesetzter Asphaltdeckschicht: Nutzungsdauer +50 %								
AC D			mit AE					
AC T								
2: Varianten bei vorzeitigem Versagen der Asphalttragschicht								
2a: Szenario nach RSTO / ZTV BEA, mit vorzeitiger Erneuerung aller Asphalt schichten nach 43,5 Jahren								
AC D								
AC T								
2b: Szenario nach RSTO / ZTV BEA, wiederholte vorzeitige Instandsetzungen der Asphaltdeckschicht								
AC D								
AC T								
2c: Asphalt einlage unter instandgehaltenen Asphaltdeckschichten: Überbrückung der geschädigten Asphalttragschicht								
AC D			mit AE					
AC T								
6,5	12,5	18,5	25	31,5	37,5	43,5	50	
Nutzungsdauer [a]								

Bild 442: Für Befestigungen der Belastungsklassen Bk1,8 betrachtete Erhaltungsszenarien

8.7.2 Ergebnisse der Berechnungen

Die Bewertung der Nachhaltigkeit erfolgt anhand der Erhaltungsszenarien der als funktionale Äquivalente entworfenen Straßenbefestigungen und anhand der sich für diese ergebenden Kosten und CO₂-Emissionen.

8.7.2.1 Funktionales Äquivalent 1 (Bk10)

In Bild 443 sind die Kosten der einzelnen Szenarien aufgetragen. Es ist deutlich zu erkennen, dass der Regelerhaltungszyklus nach RStO der kostengünstigste ist.

In den beiden Erhaltungsszenarien unter Annahme einer frühzeitigen Schädigung der zu Beginn erstellten Asphaltdeckschicht ist zu erkennen, dass die Variante mit Asphalt einlagen vorteilhaft ist.

Ein Vergleich der Varianten bei denen die Binderschicht nach 18,5 Jahren ausgetauscht werden muss, zeigt dies nicht. Hier ist jedoch anzumerken, dass die nicht mehr passenden Erhaltungsszyklen zu einer Nicht-Nutzung der Substanz der Asphalttragschicht in Szenarien 2a und 2b durch die vorzeitige Erneuerung nach 43,5 Jahren führen. Auch bei der Deckschichterneuerung bereits nach 6 Jahren bietet die Asphalt einlage Vorteile gegenüber der konventionellen Bauweise. Die verlängerte Nutzungsdauer kann durch die Ergebnisse der Berechnungen belegt werden, somit wäre in diesem Fall der Einsatz einer Asphalt einlage wirtschaftlicher, als die Erhaltung mit konventionellen Verfahren.

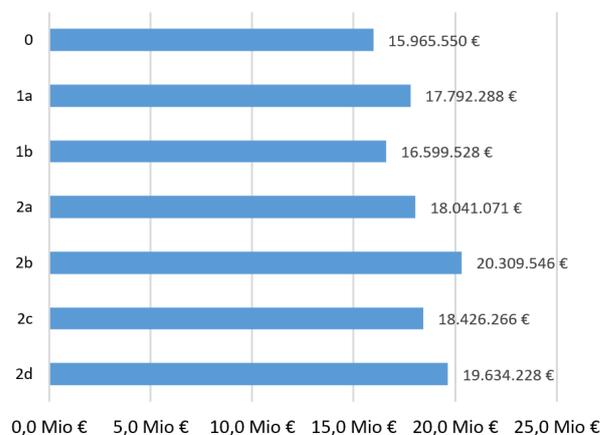


Bild 443: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

Bei den CO₂ Emissionen (Bild 444) zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei den Kosten. Die Emissionen sind beim Regelerhaltungszyklen am geringsten. Bei vorzeitigem Versagen der zu Beginn erstellten Asphaltdeckschicht führt der Einsatz der Asphalt einlage zu geringeren CO₂-Emissionen, wenn dadurch ein Erhaltungsszyklus erspart wird.

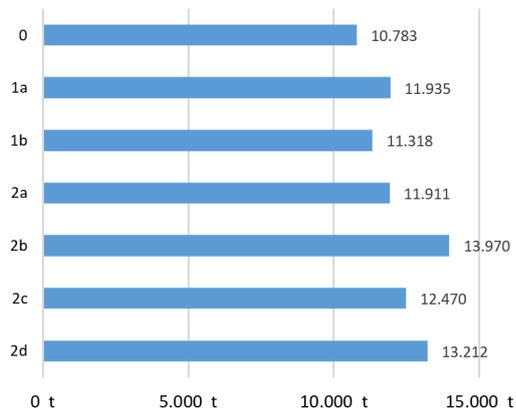


Bild 444: CO₂ Emissionen - Funktionales Äquivalent 1

In Bild 445 sind die Kosten der einzelnen Maßnahmen, berechnet nach EWS mit einem Zinsfaktor von 2 Prozent berechnet. Die Kosten sind zwar deutlich höher als ohne Zinsfaktoren, die Reihung der Varianten bleibt jedoch vergleichbar. Allerdings führt die Berücksichtigung des jeweils erforderlichen Zeitpunktes der Erhaltungsmaßnahme dazu, dass Szenario 2c (mit Asphalteinlage) zu leicht verringerten Lebenszykluskosten führt wie die Vergleichsszenarien ohne Asphalteinlage (2a und 2b).

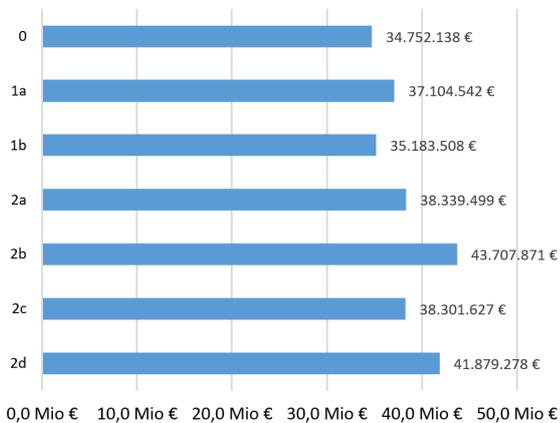


Bild 445: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

Ein Vergleich der Mehrkosten in Bild 446 zeigt, dass die Auswirkungen der Berechnung nach EWS durchaus sichtbar sind, die Unterschiede zwischen der Varianten jedoch eher geringer werden. Es ergibt sich lediglich im Fall des Bindaustausches nach 18,5 Jahren eine veränderte Konstellation mit annähernd gleichen Kosten.

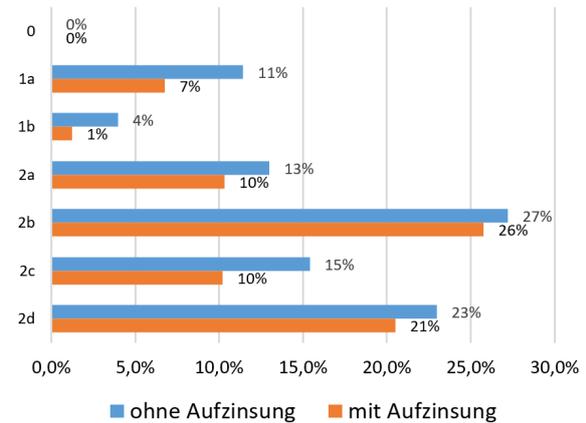


Bild 446: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

8.7.2.2 Funktionales Äquivalent 2 (Bk1,8)

Die Kosten der Szenarien des 2. Funktionales Äquivalentes sind in Bild 447, zunächst ohne Zinsfaktor, dargestellt. Wie schon beim Funktionales Äquivalent 1 ist zu sehen, dass ein Erhaltungsszenario unter Anwendung der regel-Nutzungsdauern nach EWS die geringsten Kosten hervorruft.

Durch den Einsatz einer Asphalteinlage ergeben sich hier jedoch in beiden betrachteten Fällen mit frühzeitigem Versagen der Asphaltdeck- oder Asphalt-tragschicht höhere Kosten als bei Anwendung der konventionellen Erhaltungsverfahren. Durch den Einsatz einer Asphalteinlage können somit die Lebenszykluskosten reduziert werden.

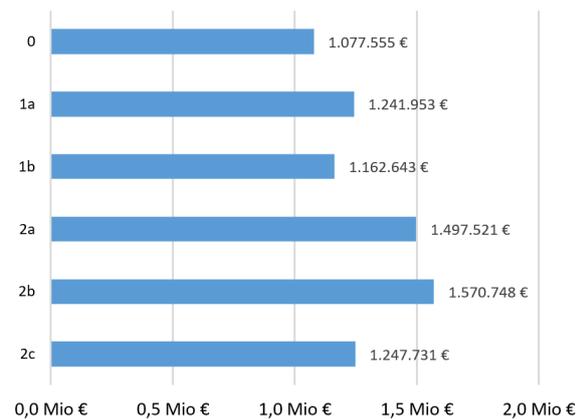


Bild 447: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

Für die CO₂ Emissionen zeigt sich ein ähnliches Bild wie bei den Kosten, die Emissionen werden durch den Einsatz einer Asphalteinlage verringert. (Bild 448)

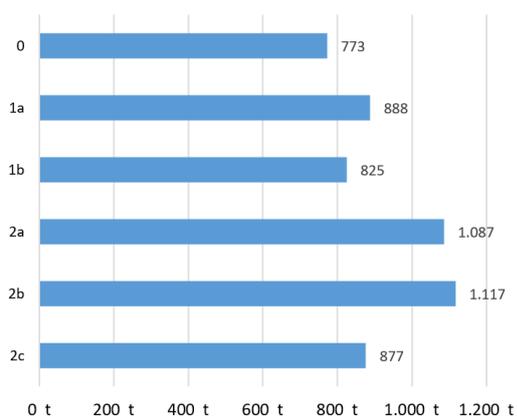


Bild 448: CO₂ Emissionen - Funktionales Äquivalent 2

In Bild 449 sind die Kosten der einzelnen Maßnahmen, berechnet nach EWS mit einem Zinsfaktor von 2 Prozent berechnet. Für die einzelnen Varianten treten hier deutliche Unterschiede gegenüber der Berechnung ohne Zinsfaktor auf.

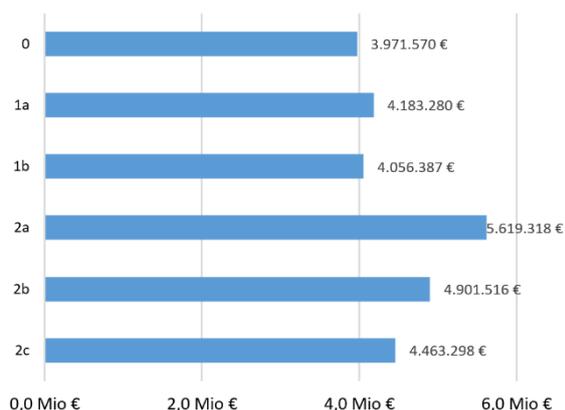


Bild 449: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

Bild 450 zeigt deutlich, dass die Steigerung der Lebenszykluskosten infolge frühzeitigem Versagen einer Schicht durch den Einsatz von Asphalteinlagen erheblich reduziert werden können.

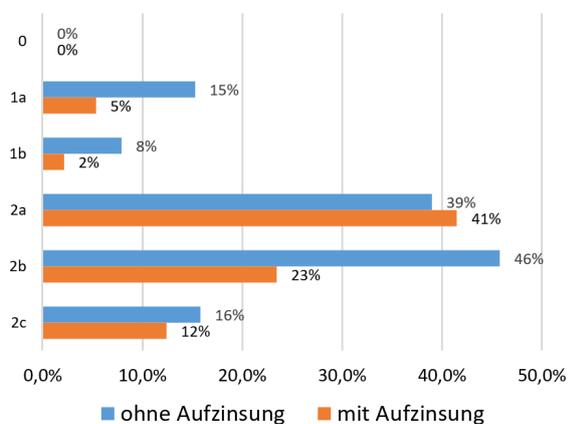


Bild 450: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

8.7.2.3 Funktionales Äquivalent 3 (Bk100)

Für das vom Bauvolumen her gesehen größte Funktionale Äquivalent 3 wurden die selben Szenarien verwendet, wie beim Funktionalen Äquivalent 1. In Bild 451 sind die Lebenszykluskosten dargestellt. Auch hier ist das Referenzszenario nach RStO die wirtschaftlichste Variante. Die Varianten mit Asphalteinlagen sind im Vergleich zu den Vergleichbaren Varianten ohne Asphalteinlage jedoch alle wirtschaftlich.

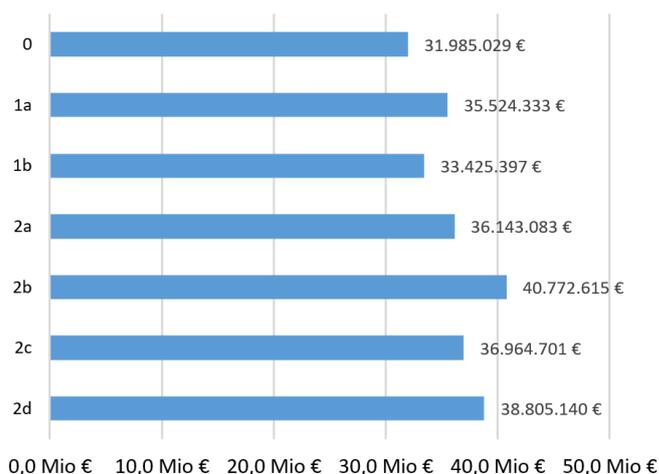


Bild 451: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

Die CO₂ Emissionen in Bild 452 für die einzelnen Szenarien zeigen, dass die Einlagen in den meisten Fällen die CO₂ Emissionen senken und somit auch ökologisch vorteilhaft sein können. Dies ist jedoch im Einzelfall genau zu überprüfen.

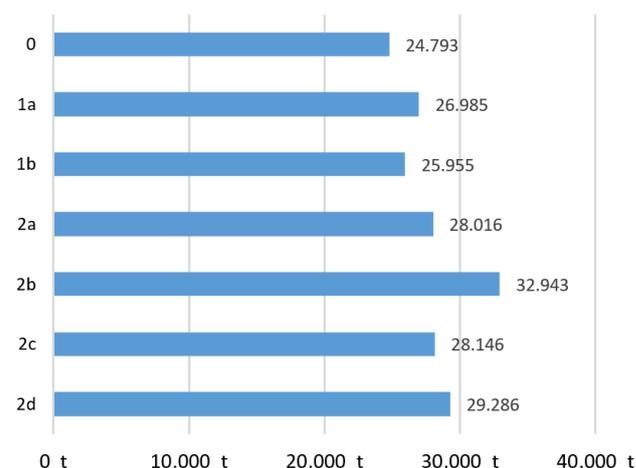


Bild 452: CO₂ Emissionen - Funktionales Äquivalent 3

Durch eine Aufzinsung der Kosten und Berechnung nach EWS steigen diese deutlich. Die Reihung bleibt jedoch bestehen. Somit fällt die Bewertung gleich der Bewertung für die Kosten ohne Zinsfaktor aus. (Bild 453)



Bild 453: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

Ein Vergleich der Berechnung mit und ohne Zinsfaktoren ergibt das in Bild 454 dargestellte Ergebnis. Grundsätzlich sind die Kostenunterschiede bei der EWS Berechnung geringer. Auffällig ist, dass die Varianten mit Asphalteinlagen größere Kostenunterschiede hervorrufen, als die Varianten ohne Asphalteinlagen. Nach der EWS Berechnung sind somit alle Varianten zur Erhaltung frühzeitig geschädigter Asphaltsschichten mit Asphalteinlagen wirtschaftlicher als die Varianten ohne Asphalteinlagen.

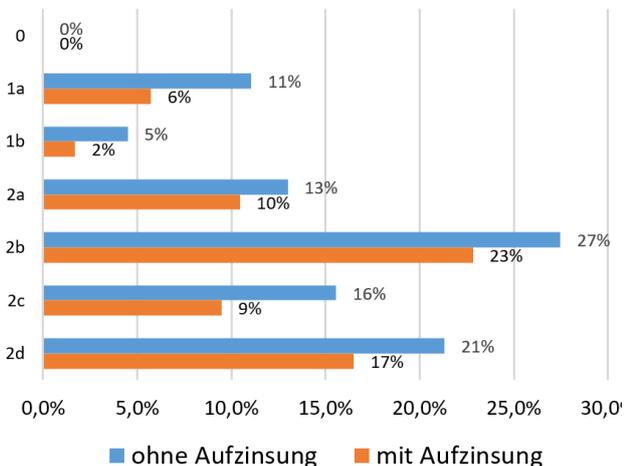


Bild 454: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

8.7.3 Bewertung der Ergebnisse

Das Ergebnis der Berechnungen ist für die angewendeten Erhaltungsszenarien, welche vor dem Hintergrund praktischer Erfahrungen, Regelwerksvorgaben und den Ergebnissen der Untersuchungen gewählt wurden, folgendes:

- Ist es möglich mindestens einen Erhaltungsszyklus durch den Einsatz einer Asphalteinlage „einzusparen“, ist der Einsatz einer Asphalteinlage,

sofern die Randbedingungen es zulassen, der konventionellen Erhaltung aus ökonomischer und ökologischer Sicht vorzuziehen.

- Eine pauschale Aussage, ob eine Erhaltungsmaßnahme mit Asphalteinlage vorteilhaft gegenüber einer Erhaltungsmaßnahme ohne Asphalteinlage ist, kann nicht getroffen werden. Es sind immer die Randbedingungen im Einzelfall zu prüfen und anhand diese eine Entscheidung zu treffen.

Mithilfe dieser Erkenntnisse können Regelwerke ergänzt und so die Möglichkeit einer effizienteren Straßenerhaltung geschaffen werden.

9 Zusammenfassung und Ausblick

Eine dauerhaft leistungsfähige Verkehrsinfrastruktur ist unerlässlich um einen zuverlässigen Güter- und Personentransport zu gewährleisten. Dabei rückt die bauliche Erhaltung des bestehenden Verkehrswegenetzes als Herausforderungen für die Zukunft in den Vordergrund. Zu diesem Zweck ist es von entscheidender Bedeutung die Gebrauchstauglichkeit der Befestigungen so lang wie möglich zu erhalten. Ein mehr als 30 Jahren angewandtes Erhaltungsverfahren, besteht im Einsatz von Asphaltbelägen-Systemen, insbesondere zur Überbauung rissgeschädigter Straßenbefestigungen.

Ziel ist die Verhinderung von Reflexionsrissbildung nach der Überbauung von gerissenen Unterlagen. Durch die Vermeidung des Rückbaus bestehender Befestigungsteile sowie die mögliche verlängerte Nutzungsdauer könnte ein Beitrag zur Einsparung von Ressourcen erreicht werden.

Ziel dieses Forschungsprojektes war es, eine mögliche Nutzungsdauerverlängernde Wirkung des Einsatzes von Asphaltbelägen zu überprüfen, Anwendungsgrenzen aufzuzeigen und den ökonomischen und ökologischen Nutzen zu quantifizieren.

9.1 Stand der Forschung, Marktübersicht, Praxiserfahrungen und Anwendungsgebiete

Asphaltbelägen werden weltweit seit mehreren Jahrzehnten im Asphaltstraßenbau eingesetzt. Demzufolge werden auf dem deutschen Baustoffmarkt mehr als 60 verschiedene Asphaltbelägeprodukte von 14 Lieferanten bzw. Herstellern angeboten (Stand 2017). Hinsichtlich ihrer angestrebten Funktion in der Asphaltbefestigung können die Asphaltbelägen in folgende drei Produktgruppen eingeteilt werden.

- *Spannungsaufnehmende* Asphaltbelägen können im Vergleich zu Asphaltbelägen hohe Zugspannungen aufnehmen und kommen zur *Rissüberbrückung* über gerissenen Unterlagen oder zur *Bewehrung* der Asphaltbelägen zur Anwendung.
- Daneben werden *spannungsabbauende* Asphaltbelägen eingesetzt, die eine dicke Bitumenschicht erzeugen, durch die die Übertragung horizontaler Spannungen zwischen der Asphaltbelägen und der darunter liegenden geschädigten Unterlage verringert werden.

- Weiterhin wirken diese dicken Bindemittelfilme *abdichtend*, sodass die Feuchtigkeits- und Luftexposition von unter der Asphaltbelägen liegenden Konstruktionsschichten verringert wird.

Um diese Wirkungen zu erzielen stehen Asphaltbelägen in unterschiedlichen Formen zur Verfügung:

Vliese können eine große Menge an Bitumen binden. Daraus resultieren spannungsabbauende und abdichtende Eigenschaften. Zur Kategorisierung der Vliese eignet sich die Bitumenaufnahme. Als geeignet werden folgende Kategorien vorgeschlagen:

- Bitumenaufnahme:
 - unter 1,1 kg/m² (B 1)
 - 1,1 bis 2 kg/m² (B 2)
 - über 2 kg/m² (B > 2).

Gitter wirken spannungsaufnehmend. Eine Einteilung der Vielzahl angebotener Produkte kann erfolgen nach

- Zugfestigkeit
 - unter 50 kN/m (Z 50)
 - 50 bis 100 kN/m (Z 100)
 - über 100 kN/m (Z > 100)
- Höchstzugkraftdehnung:
 - kleiner gleich 3 %
 - größer 3 %
- Maschenweite
 - unter 20x20 mm, (M 20)
 - 20x20 mm bis 30x30 mm (M 30)
 - über 30x30 mm (M > 30)
- Steifigkeit
 - hohe Steifigkeit, z. B. Glas, Carbon
 - geringe Steifigkeit, z. B. Kunststofffasern
- Spannungsübertragung
 - adhäsiv
 - strukturell
- Querkraftempfindlichkeit
 - unempfindlich
 - empfindlich – Faserschutz
 - empfindlich – geringer Faserschutz.

Kombinationsprodukte vereinen den Spannungsabbau zur Unterlage und die Spannungsaufnahme der darüberliegenden Asphaltbelägen. Sie bestehen aus einem Gitter, welches mit einem Vlies verbunden ist. Demzufolge können sie anhand der Kategorien für Vliese und Gitter charakterisiert werden.

In einer Vielzahl von veröffentlichten Untersuchungsergebnissen wurden die verschiedenen Wirkungsweisen der Asphaltbelägen meist systematisch im Vergleich zu einer Untersuchungsvariante ohne Einlage dargestellt. Der größte Teil der analysierten Beiträge hatte dabei die rissvermeidenden

bzw. -verzögernden Eigenschaften infolge Spannungsaufnahme oder -abbau mit verschiedenen Prüfverfahren zum Thema. Hinsichtlich der Ermüdungsris- bzw. Reflexionsrisbildung unter zyklischer Beanspruchung konnte in 42 von 45 Studien eine rissverzögernde Wirkung nachgewiesen werden. Daneben wurden in 28 von 29 Studien den verschiedenen Asphalteinlagen eine angestrebte (bei Vliesen und Kombinationsprodukten) bzw. ungewünschte (bei Gittern) Verringerung des Schichtenverbundes nachgewiesen.

Im Rahmen einer hier durchgeführten, jedoch nicht-repräsentativen, Praxisbefragung wurden die Erfahrungen von 73 Anwendern von Asphalteinlagen aus Bauindustrie, Straßenbauverwaltungen und Ingenieurbüros zum Einsatz von Asphalteinlagen erhoben. 90 % der Befragten stimmten der Einschätzung zu, dass durch die Anwendung von Asphalteinlagen bei Instandsetzungsmaßnahmen die beabsichtigte Weiternutzung von vorgeschädigten Schichten durch den Einsatz von geeigneten Asphalteinlagen erfolgen kann. Dies ist auch, gefolgt von der Anwendung bei Fahrbahnverbreiterung, der am häufigsten genannte Einsatzzweck. Hinsichtlich der Rückbau- und Recyclingeigenschaften bewertete die Mehrzahl der Umfrageteilnehmer das Fräsen der Einlage bei einer Frästiefe unterhalb der Einlage als wenig problematisch. Hinsichtlich der Recyclingfähigkeit des Asphaltgranulats mit Asphalteinlage-Resten wird am ehesten Asphaltgranulat mit Glasfaserresten eine Verwertungsmöglichkeit zugesprochen. Insbesondere Asphaltproduzenten und Auftraggeber sehen jedoch die Recyclingfähigkeit als zu klärende Fragestellung an.

9.2 Vorgeschlagene Prüfverfahren zur Ansprache von Asphalteinlage-systemen

Im Rahmen umfangreicher Voruntersuchungen, bei der insgesamt 13 Variationen von Asphalteinlage-Systemen aus Probefeldern Berücksichtigung fanden, wurden eine Vielzahl von Prüfverfahren zur Ansprache der spannungsabbauenden, spannungsaufnehmenden sowie abdichtenden Funktionen untersucht. Als ein wesentliches Kriterium wurde zudem die Wirkung auf den Schichtenverbundnäher betrachtet. Dazu wurden die folgenden Prüfverfahren angewandt bzw. modifiziert:

- Wirkung auf den Schichtenverbund (spannungsabbauend)
 - Zyklische Scherversuche – Steifigkeit
 - Zyklische Scherversuche – Ermüdung
 - Abscherversuch

- Statische Scherversuche – Steifigkeit
- Statische Keilspaltversuche
- Dynamische Keilspaltversuche
- Rissüberbrückende Wirkung
 - Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung
 - Zyklische 4-Punkt-Biegeprüfung
 - Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung auf elastischer Unterlage an Platten und Balken
 - Statische Keilspaltversuche
 - Dynamische Keilspaltversuche
- Spannungsabbauende Wirkung
 - Keilspaltversuche
- Bewehrende Wirkung
 - Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung
 - Zyklische 4-Punkt-Biegeprüfung
 - Biegeprüfungen auf elastischer Unterlage
- Abdichtende Wirkung
 - Durchlässigkeit bei Variation der Probenvorbehandlung

Die Prüfergebnisse wurden durch Untersuchungen an großmaßstäblichen Asphalteinlage-Systemen auf Plausibilität überprüft. Abschließend konnten folgende Prüfverfahren als geeignet identifiziert werden, um die unterschiedlichen Eigenschaften von Asphalteinlage-Systemen labortechnisch anzusprechen:

- Wirkung auf den Schichtenverbund (flexibler Verbund):
 - Statischer Scherversuch – Steifigkeit**
Unter Verwendung der Prüfeinrichtung des Abscherversuchs wird die Verbundzone eines auf 20 °C temperierten Bohrkerns nacheinander mit Schergeschwindigkeiten von 0,1; 0,2 und 0,3 mm/min jeweils bis zu einer maximalen Scherkraft von 150 N beansprucht. Anhand der zeitabhängigen Verläufe der Messwerte aus Scherkraft und Scherweg wird der von der Schergeschwindigkeit abhängige Schermodul bestimmt.
Da bei der Prüfung der Steifigkeit keine Probekörperschädigung eingebracht wird kann anschließend der konventionelle Abscherversuch gemäß TP Asphalt-StB, Teil 80 durchgeführt werden.
- Spannungsaufnehmende (rissüberbrückende) Wirkung:
 - Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung**
An gekerbten prismatischen Probekörpern werden bei 10 °C zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen unter Variation der Kraftamplitude als Ermüdungsversuch durchgeführt. Anhand der gemessenen Durchbiegungsamplitude wird der Verlauf der Steifigkeit und der Energy Ratio bestimmt. Ermüdungskriterium ist die Lastwechselzahl bei Makrorissbildung. Die Ergebnisse

werden als kraft- bzw. spannungsabhängige Ermüdungsfunktionen ausgewertet.

- Kombinierte rissverzögernde Wirkung:
Keilspaltversuch
An gekerbten zylindrischen Probekörpern wird mittels Keilspaltversuch die Rissöffnung der Kerbe mit konstanter Geschwindigkeit erhöht. Anhand des Verlaufes der dazu erforderlichen Kraft wird die spezifische Rissenergie bis zu einer Rissöffnung von 2 mm sowie die Maximalkraft ausgewertet.
- Bewehrende Wirkung:
Zyklische 3-Punkt-Biegeprüfung
Bei 10 °C werden nicht gekerbte prismatische Probekörper bei Variation der Vertikalkraft belastet. Anhand der Durchbiegung wird der Steifigkeitsmodul bestimmt.
- Abdichtende Wirkung:
Durchlässigkeitsversuch gemäß TP Asphalt-StB, Teil 19 unter Verwendung von wasser-durchlässigem Asphalt

Alle vorgeschlagenen Prüfverfahren bieten den Vorteil, dass sie an Probekörpern durchgeführt werden können, welche aus zweilagigen Asphalt-Probepplatten präpariert werden. Diese können im Labor mit den üblichen Walz-Sektor-Verdichtungsgeräten gemäß TP Asphalt-StB, Teil 33 hergestellt werden.

9.3 Einfluss von Systemeigenschaften auf die Wirkungen von Asphalteinlagesystemen

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurden unter Anwendung der genannten Prüfverfahren die Wirkungen zahlreicher Variationen von Asphalteinlagesystemen untersucht.

Neben relevanten Asphalteinlage-Eigenschaften (Art der Asphalteinlage, Material, Steifigkeit, Zugfestigkeit und Schutz der Gitterstränge) wurden zahlreiche Systemparameter systematisch variiert. Die umfangreichen Ergebnisse zur Bewertung der verschiedenen Wirkungsweisen sind zusammenfassend in Tabelle 62 zusammengestellt.

Wesentliche Ergebnisse der Sensitivitätsanalyse sind:

- Die jeweils gewünschte Wirkung kann mit den Prüfverfahren angesprochen werden.
- Die eingesetzten Produkte können differenziert werden; so unterscheiden sich Gitter und Kombinationsprodukte in ihrer Wirkung deutlich.
- Alle hier überprüften Asphalteinlagen haben einen nachteiligen Einfluss auf den Schichtenverbund.

- Es zeigte sich, dass die rissüberbrückende Wirkung in Laborversuchen und in Großversuchen nachgewiesen werden kann.
- Simulierte „Einbaufehler“ bzw. Variationen im Einlagesystem führen zu plausiblen Ergebnissen und können somit bewertet werden.
- Als Grundlage für eine erweiterte rechnerische Dimensionierung können die in 3-Punkt-Biegeprüfungen ermittelten Ermüdungsfunktionen und/oder die in Keilspaltversuchen bestimmte spezifische Rissenergie Anwendung finden. Hierbei wurden jedoch bestimmte Annahmen getroffen worden, die noch nicht abschließend validiert sind und die im Rahmen dieses Projekts ausschließlich zum Vergleich der Produktgruppen eingesetzt wurde.
- Die bewehrende Wirkung konnte unter bestimmten Prüfbedingungen nachgewiesen werden, Die festgestellten Effekte können jedoch noch nicht zur Beurteilung einer praktischen Anwendung genutzt werden.

9.4 Vorschlag für einen Wirkungsnachweis von Asphalteinlagesystemen

Unter Berücksichtigung der Versuchsergebnisse erfolgt ein erster Vorschlag für die Überprüfung der Wirksamkeit von Asphalteinlagesystemen.

Für die abdichtende Wirkung von Vliesen und Kombinationsprodukten wird vorgeschlagen, einen Höchstwert von 150 ml/min anzusetzen. Die Prüfung erfolgt mit wasserdurchlässigen Asphalten gemäß TP Asphalt-StB, Teil 19.

Die spannungsabbauende Funktion von Vliesen und Kombinationsprodukten kann über den Kennwert der Schersteifigkeit nachgewiesen werden. Anhand der ermittelten Ergebnisse wird für die Summe der Schermoduln ein Anforderungswert von höchstens 50 MPa vorgeschlagen.

Als Nachweis der spannungsaufnehmenden Funktion können sowohl Ergebnisse der zyklischen 3-Punkt-Biegeversuche als auch der Keilspaltversuche herangezogen werden. Das Ergebnis der zyklischen 3-Punkt-Biegeversuche ist zunächst eine Ermüdungsfunktion. Mit dieser kann die bei einer aufgetragenen Kraft von 0,5 kN ertragbare Lastwechselzahl bestimmt werden. Als Anforderungswert wird $N_{\text{Makro}}(0,5\text{kN}) \geq 100.000$ vorgeschlagen. Als Anforderungswert an die in Keilspaltversuchen

bestimmte spezifische Rissenergie wird ein Wert von $G_{fp,0,2} \geq 50 \text{ Nmm/cm}^2$ vorgeschlagen.

Tabelle 62: Wirkungen von Asphalteinlagen und deren Eigenschaften auf die Ergebnisse der durchgeführten Systemprüfverfahren

Eigenschaft	Schersteifigkeit	Abscher-versuch	3PB (gekerbt)	Keilspalt-versuch	3PB (bewehrend)	Durchlässigkeit
Untersuchungsvariationen	Schermodul* ¹	Maximale Scherkraft F_{Max} * ¹	N_{Makro}	Spez. Rissenergie $G_{r2,0}$	Dyn. Modul MD	
Variation im Vergleich zur Referenz (ohne Asphalteinlage)						
Vliese	↓	↓	-	↑		↓
Kombinationsprodukt	↓	↓	(↑) * ²	↑		↓
Gitter			(↑) * ²	↑	↑	
Variation der Unterlage im Vergleich zur glatten Unterlage (Asphaltoberfläche nach Verdichtung)						
gefräst (Referenz)	↓	↓	↑	(↑)		
gefräst (mit Vlies)	()	↑	-	o		
gefräst ((mit Komb.))	↓	(↓↑)	↑	o		
gefräst (mit Gitter)			↑↓ * ²	(↑)		
Variation des Asphalteinlage-Systems im Vergleich zu Einbauhinweisen des Herstellers						
unmodifizierte Bitumenemulsion	↓	*	↑ * ³	o / ↓ / (↑) * ⁵		o
weniger Emulsion (-30 %)	()	()	↑	o / ↓ / ↑ * ⁵		o
Überlappung der Einlage	↓	↓	(↓) * ²	↑		(↑)
unvollständiges Ansprühen	*	↑	↑↓ * ²	o / ↓ / (↑) * ⁵		o
Variationen der Kombinationsprodukte						
Höhere Steifigkeit der Gitterstränge	*	*	*	↑		
Höhere Zugfestigkeit	↓	o	↑↓ * ²	↑		
Ummantelung der Faserstränge	↑	↑	↑	o		
Variationen der Gitter						
Höhere Steifigkeit der Gitterstränge			C↑ K↓		*	
Höhere Zugfestigkeit			↑		O	
Ummantelung der Faserstränge			O	o	*	
Verlegehilfe			(↓) * ²		* * ⁴	
<p>Legende:</p> <p>↑: Variation führt zu höherem Kennwert; ↓: Variation führt zu geringerem Kennwert (): Veränderung nur gering / nicht signifikant; o: kein Einfluss feststellbar; * unsystematischer Einfluss *¹ = Geringer Schermodul und Scherkraft für spannungsabbauende Systeme als Merkmal für einen flexiblen Verbund gewünscht *² = abhängig von der Einlage *³ = unmodifiziert, aber weniger Bitumen! *⁴ = bei gleichem Produkt verringert die Verlegehilfe den Kennwert *⁵ = Uneinheitlicher Einfluss (Vlies / Kombinationsprodukt / Gitter) C = Carbon, K = Kunststoff, G = Gitter</p>						

9.5 Erweiterung der RDO Asphalt um Nachweise gegen Reflexionsrissbildung

Mittels eines erstellten FE-Modells konnte aufgezeigt werden, dass für eine rissverzögernde Wirkung die eingeleitete Energie von entscheidender Bedeutung ist. Dies führte dazu, 3-Punkt-Biegeprüfungen an gekerbten Probekörpern um mehrere Belastungsstufen zu erweitern, damit eine Ermüdungsfunktion generiert werden kann. So kann die eingeleitete Energie im Versuchsergebnis berücksichtigt werden.

Im Weiteren wurde - zur Bewertung der Auswirkungen von Asphalteinlagesystemen auf die infolge Reflexionsrissbildung eingeschränkte Nutzungsdauer - das Dimensionierungsverfahren um zwei Nachweissysteme für die Untersuchung der Reflexionsrissbildung ergänzt. Dabei wird die erhöhte Beanspruchung in Asphaltschichten über gerissenen Unterlagen mit einer temperaturunabhängigen Steifigkeit von 500 MPa des gerissenen Bestandes simuliert. Die Asphalteinlage wird als eine 3 mm dicke Schicht zwischen Unterlage und neuer Asphaltschicht angeordnet. Deren Steifigkeit wird anhand des E-Moduls der Gitterfasern, der temperaturabhängigen Steifigkeit der neuen Asphaltschicht sowie des Querschnittsanteils der Einlagefasern berechnet. Vereinfachend wurde der Schichtenverbund zwischen Asphalteinlage und Unterlage zunächst entweder als vollständig vorhanden (Gitter) oder fehlend (Vlies, Kombinationsprodukt) angenommen.

Grundlage für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung sind die direkt über der Asphalteinlage wirkenden horizontalen Spannungen und Dehnungen. Für die Biegezugspannung wird ein Ermüdungsrissnachweis auf Grundlage der in zyklischen 3-Punkt-Biegeversuchen bestimmten Ermüdungsfunktionen geführt.

Für ein zweites Nachweisverfahren wird die rechnerische Verformungsarbeit aus der Summe der bei den betrachteten Achsübergängen berechneten Produkt aus Biegezugspannung und Biegezugdehnung ermittelt und mit der in Keilspaltversuchen bestimmten spezifischen Rissenergie verglichen.

Die Nachweise konnten an zwei realen Befestigungssystemen kalibriert werden. Dazu wurden Ausbauproben aus Befestigungen mit Asphalteinlagen einer Landesstraße und einer Bundesstraße entnommen. Für die Befestigung der Bundesstraße wurden Bohrkernproben, die aus der Rollspur sowie aus einem unbelasteten Bereich entnommen wur-

den, mittels 3-Punkt-Biegeprüfungen und Keilspaltversuchen geprüft. An den Probekörpern aus der Rollspur wurde ein geringerer Ermüdungswiderstand ermittelt als an den Probekörpern aus dem unbelasteten Bereich. Somit konnte als erste Näherung ein Kalibrierwert ermittelt werden, der im Nachweis gegen Reflexionsrissbildung zu einem Unterschied der theoretischen Nutzungsdauern beider Bereiche führt, welcher der tatsächlichen Nutzungsdauer von zwölf Jahren entspricht. Dieser Kalibrierwert führte auch bei den Proben aus der Landesstraße zu plausiblen theoretischen Nutzungsdauern.

Der Reflexionsrissnachweis auf Grundlage der in Keilspaltversuchen ermittelten spezifischen Rissenergie wurde so kalibriert, dass vergleichbare theoretische Nutzungsdauern resultieren analog zu den Nachweisen auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche.

9.6 Erkenntnisse zur rissverzögernden Wirkung von Asphalteinlagen

Der Nachweis, dass Asphalteinlagen die Reflexionsrissbildung bei Überbauung von gerissenen Unterlagen mit einer oder mehreren neuen Asphaltschichten verzögern können, wurde im Rahmen des Projektes empirisch, versuchstechnisch im Labormaßstab, versuchstechnisch im Großmaßstab und durch Prüfung von Ausbauproben erbracht:

- Zunächst ergab die Analyse der internationalen Literatur, dass im überwiegenden Teil der betrachteten Forschungsarbeiten im Ergebnis eine rissverzögernde Wirkung von Asphalteinlagen aufgezeigt werden konnte.
- Im Rahmen einer nicht repräsentativen Umfrage innerhalb der Straßenbau-Community wurde zudem dem Einsatz von Asphalteinlagen zur Verzögerung der Reflexionsrissbildung in der Mehrzahl der eingegangenen Antworten zugestimmt.
- Durch die Anwendung verschiedener Verfahren zur Prüfung der spannungsabbauenden bzw. spannungsaufnehmenden Eigenschaften von Asphalteinlagen konnten die Unterschiede zu Systemen ohne Asphalteinlage eindeutig für verschiedene Asphalteinlage-Produkte erkannt werden.
- Im Rahmen von großmaßstäblich ausgeführten Belastungsversuchen von Asphaltbefestigungen mit und ohne Asphalteinlage konnte ebenfalls die rissverzögernde bzw. -vermeidende Wirkung von Asphalteinlagen gezeigt werden. So traten Reflexionsrisse an der Asphaltdeckschicht bei der Referenzvarianten ohne Asphalteinlage deutlich früher und in größerer Ausprägung auf

als bei den Varianten mit Asphalteinlagen. An Ausbauproben aus den großmaßstäblichen Probebefestigungen kann deutlich die rissauffaltende bzw. -ablenkende Wirkung der verschiedenen Asphalteinlagen erkannt werden.

- Vergleichbare Beobachtungen des Rissbildes konnten an Ausbauproben aus einer Referenzbefestigung der Bk1,8 gemacht werden. Bereits nach einer Nutzungsdauer von 9 Jahren nach der Erneuerung der der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht mit Asphalteinlage war bereits erneute Rissbildung zu erkennen. An Ausbauproben konnte jedoch nachgewiesen werden, dass diese Risse nicht aus der Unterlage durchschlagen, sondern neu in der erneuerten, hohlraumreichen Binderschicht entstanden waren. Die Asphalteinlage aus einem Kombinationsprodukt mit Glasgitter unterbricht dabei augenscheinlich in allen Ausbauproben sowohl alte aus der Unterlage herrührende Risse als auch das Wachstum neu in der Asphaltbinderschicht entstandener Risse nach unten.
- Das Dimensionierungsverfahren gemäß RDO Asphalt 09 wurde mit zwei Nachweissystemen zur Berücksichtigung von Asphalteinlagen in der Befestigung gegen Reflexionsrissbildung ergänzt. Auf Grundlage der mittels 3-Punkt-Biegeprüfungen und Keilsplattversuchen bestimmten Eigenschaften der Asphalteinlage-Systeme konnten gegenüber den Referenzvarianten ohne Asphalteinlage in der Mehrzahl verlängerte theoretische Nutzungsdauern berechnet werden. Dabei ist darauf hinzuweisen, dass die ermittelten theoretischen Nutzungsdauern eine große Ergebnisspreizung aufweisen. Dies deutet darauf hin, dass manche Asphalteinlageprodukte die Reflexionsrissbildung während der praxisgerechten Nutzungsdauer im Modell vollständig unterbrechen können, während bei anderen eine Verzögerung des Risswachstums zu erwarten ist. Die Berechnung erfolgte vereinfachend mit vollständig vorhandenem und fehlendem Schichtenverbund. Eine Validierung der Verfahren in der Praxis muss noch erfolgen.

9.7 Nachhaltigkeit von Asphalteinlage-Systemen

Der Einbau von Asphalteinlagen erfordert ergänzende Arbeitsschritte bei der Instandsetzung und Erneuerung von Asphaltbefestigungen. Dadurch entstehen zusätzliche Kosten sowie ein erhöhtes Risiko von wetter- und baubedingten Verzögerungen. Unter Anwendung von Lebenszyklusberechnungen wurden die Auswirkungen des Einsatzes

von Asphalteinlagen auf Kosten und Umwelt berechnet. Exemplarisch wurden dabei die Umweltwirkungen auf Klimaerwärmung sowie den Ressourcenabbau berücksichtigt.

Die Berechnungen haben gezeigt, dass die in drei Szenarien betrachtete Recyclingfähigkeit von Ausbauasphalt aus Befestigungen mit Asphalteinlage einen erheblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Resultierend wurde ein Szenario des selektiven Fräsens betrachtet, in dem 80 % des Ausbauasphaltes wiederverwendet werden und der Rest einer Beseitigung zugeführt wird.

Die reine Betrachtung der Lebenszykluskosten und Umweltwirkungen im gewählten theoretischen Bewertungsmodell und unter Berücksichtigung der hier angenommenen Randbedingungen ergab, dass je nach eingesetztem Asphalteinlage-Produkt eine Verlängerung der theoretischen Nutzungsdauer zwischen 24 % und 67 % erforderlich ist, um Mehrkosten sowie Umweltwirkungen zu kompensieren. Hinsichtlich der Ergebnisse der verschiedenen Prüfverfahren und Dimensionierungsrechnungen liegen diese erforderlichen Nutzungsdauerverlängerungen im möglichen Bereich. Diese Bewertung dient zum Vergleich der untersuchten Asphalteinlagentypen und kann nicht direkt auf die Praxis übertragen werden.

Um den Nutzen der verlängerten theoretischen Nutzungsdauern von Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen bewerten zu können, wurden Erhaltungsszenarien für drei Asphaltbefestigungen der Belastungsklassen Bk1,8, Bk10 und Bk100 unter Berücksichtigung eines Betrachtungszeitraumes von 50 Jahren verglichen. Die Auswertung der Lebenszykluskosten ergab, dass Erhaltungsmaßnahmen mit Asphalteinlagen dann wirtschaftlich sein können, wenn dadurch zusätzliche Instandsetzungsmaßnahmen aufgrund nicht mehr aufeinander abgestimmter Erhaltungszyklen der übereinander liegenden Schichten vermieden werden können. In diesen Fällen ergeben sich auch Nutzen hinsichtlich der Umweltwirkungen.

9.8 Fazit, Ausblick und offene Fragestellungen

Im Rahmen des Forschungsprojektes konnte das Wirkungspotential des Einsatzes von Asphalteinlagen insbesondere im Rahmen der baulichen Erhaltung von Asphaltbefestigungen aufgezeigt werden. Durch die Adaption bestehender Prüfverfahren wurden Prüfverfahren entwickelt, welche eine Untersuchung der spannungsabbauenden und spannungsaufnehmenden Wirkung von Asphalteinlagen zur Verzögerung der Reflexionsrissbildung erlauben.

Dabei können gängige Prüfgeräte eingesetzt werden, welche nur eine vergleichsweise geringfügige Anpassung von Prüfeinsätzen erfordert. Ausgewählt wurden:

- zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen
- kontinuierliche Keilspaltversuche
- kontinuierliche Scherversuche

Zur weiteren wissenschaftlichen und anwendungstechnischen Absicherung des vorgeschlagenen Prüfsystems sind jedoch weitere Aspekte zu klären.

Die hier vorgeschlagenen Prüfverfahren werden als geeignet für den Einsatz im Qualitätssicherungssystem von Asphalteinlagesystemen betrachtet. Bevor jedoch vertragliche Anforderungswerte definiert werden können, sind die Prüfpräzisionen zu bestimmen. Dies erscheint kurz- bis mittelfristig umsetzbar, da die Prüfverfahren nur eine geringfügige adaptive Erweiterung breit verfügbarer Prüfgeräte erfordert.

Durch die Begleitung zukünftiger Erhaltungsmaßnahmen mit Einsatz von Asphalteinlagen kann der im Rahmen dieses Projektes aufgebaute erste Erfahrungshintergrund zu den Ergebniswerten der Prüfverfahren weiter ausgebaut werden. Zudem erlaubt dies zukünftig eine bessere Anpassung (Kalibrierung) der für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung vorgeschlagenen Dimensionierungsverfahren, da für mehr Strecken sowohl Ergebniswerte aus den Prüfverfahren als auch in der Praxis beobachtete Wirkungen der Asphalteinlagen vorliegen.

Die mit den genannten Prüfverfahren ermittelten Ergebniswerte weisen bisher allerdings nur eine geringe Korrelation untereinander auf. Hier ist mittels weiterführender Modellierung zu untersuchen, welche Ursachen für die fehlenden Zusammenhänge zwischen den Werten in Frage kommen. Eine optimierende Weiterentwicklung der Prüfverfahren sollte eine systematische Variation von Prüfbedingungen (Prüftemperatur, Belastungsgeschwindigkeit) beinhalten.

Weiterhin wurde in diesem Projekt jeweils lediglich eine Probekörpergeometrie untersucht. In weitergehenden Untersuchungen sind die Einflüsse variiert er Probekörpergeometrien sowie die Lage der Asphalteinlage innerhalb der Probekörper, idealerweise in Abhängigkeit der individuellen Eigenschaften der geprüften Asphalteinlage, zu untersuchen.

Die Recyclingfähigkeit und damit verbunden der Aufwand für die Aufbereitung von Ausbauasphalten mit Einlagereresten hat sich als signifikante Einflussgröße für die Wirtschaftlichkeit des Einsatzes der

Asphalteinlagen erwiesen. Aus diesem Grund sind Verfahren zu entwickeln, welche eine möglichst umfangreiche Wiederverwertung der Ausbaustoffe ermöglichen. Da häufig die in einer Befestigung enthaltene Asphalteinlagen nicht dokumentiert sind, sind Verfahren zu erarbeiten, mit denen die Recyclingfähigkeit und der erforderliche Aufbereitungsaufwand bereits bei der Bestandserkundung von Asphaltbefestigungen bestimmt werden können.

Eine potenziell die Nutzungsdauer verlängernde Wirkung von Asphalteinlagen konnte im Rahmen dieses Projektes für Erhaltungsmaßnahmen nachgewiesen werden. Für die bewehrende Eigenschaft in neuen Asphaltbefestigungen konnten Hinweise für eine positive Wirkung erarbeitet werden. Diese sind jedoch durch weitere systematische Untersuchungen zu ergänzen. Hierbei sind insbesondere die einander entgegenlaufenden Wirkungen der Steifigkeitserhöhung und Rissvermeidung einerseits und der Reduzierung des Schichtenverbundes andererseits zu berücksichtigen.

Literatur

Adfors Saint Gobain (2015): Glas Grid Brochure, zuletzt geprüft am 11.10.2017.

Arraigada, Martin; Raab, Christiane; Partl, Manfred N.; Perrotta, Federico; Tebaldi, Gabriele (2016): Influence of SAMI on the Performance of Reinforcement Grids. In: *8th International Rilem Conference 13*, S. 337–342, zuletzt geprüft am 10.09.2017.

Barenblatt, G.I. (1962): The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture. In: *Advances in applied mechanics 7*, S. 55–129.

Batlekov, Paul (2017): Asphaltbewehrungen im Straßenbau. In: *Gestrata Jomal - Das Asphalt Magazin*, S. 14–24.

BAUREKA Baustoff-Recycling GmbH (2021): Preisliste BAUREKA Kassel Eingang. Online verfügbar unter https://bau-reka.de/fileadmin/user_upload/bau-reka/Preislisten/Preisliste_BAUREKA_Kassel_Eingang_web.pdf, zuletzt geprüft am 28.01.2021.

Bharadwaj, M.; Claramunt, S.; Srinivasan, S. (2017): Modelling Creep Relaxation of Polytetrafluorethylene Gaskets for Finite Element Analysis. In: *International Journal of Materials, Mechanics and Manufacturing Vol 5, No. 2*, S. 123–126. DOI: 10.18178/ijmmm.2017.5.2.30210.18178/ijmmm.2017.5.2.302.

Birbaum, Jan (2016): Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der Lebenszykluskosten von Straßen in Asphaltbauweise. Dissertation. Universität Siegen, Siegen, zuletzt geprüft am 13.07.2020.

BMI (2021): Browser ÖKOBAUDAT | Datenbank | ÖKOBAUDAT. Hg. v. Bundesministerium des Innern, für Bau und Heimat. Online verfügbar unter <https://www.oekobaudat.de/daten->

[bank/browser-oekobaudat.html](https://www.oekobaudat.de/daten-bank/browser-oekobaudat.html), zuletzt aktualisiert am 27.01.2021, zuletzt geprüft am 27.01.2021.

Brugger, André (2004): Verstärkungswirkung von Kohlefaserbewehrung in Asphaltstraßen. In: *Gestrada Journal*, S. 9–20.

Brusa, Nicola; Crowther, David; Pezzano, Pietro (2016): ASPHALT REINFORCEMENT THROUGH GEOSYNTHETICS: DESIGN METHOD AND UK EXPERIENCE. Hg. v. 15th Annual International Conference of Asphalt, Pavement Engineering and Infrastructure. Maccaferri UK. Liverpool, zuletzt geprüft am 02.01.2018.

Büchler, Stephan (2010): Rheologisches Modell zur Beschreibung des Kälteverhaltens von Asphalten. Dissertation (Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 24).

Butt, Ali Azhar; Mirzadeh, Iman; Toller, Susanna; Birgisson, Björn (2014): Life cycle assessment framework for asphalt pavements: methods to calculate and allocate energy of binder and additives. In: *International Journal of Pavement Engineering 15* (4), S. 290–302. DOI: 10.1080/10298436.2012.718348.

Button, Joe W.; Lytton, Robert L. (2007): Guidelines for using Geosynthetics with hot mix Asphalt overlays to reduce Reflective Cracking. Transportation Research Board - 86th Annual Meeting. Texas.

Canestrari, Francesco; Belogi, Leonello; Ferrotti, Gilda; Graziani, Andrea (2015): Shear and flexural characterization of grid-reinforced asphalt pavements and relation with field distress evolution. In: *Materials and Structures*, S. 959–975.

Cannone Falchetto, Augusto; Marasteanu, Mihai O.; Balmurugan, Sreelatha; Negulescu, Ioan I. (2014): Investigation of asphalt mixture strength at low temperatures with the bending beam rheometer. In: *Road Materials and Pavement Design 15*

- (sup1), S. 28–44. DOI: 10.1080/14680629.2014.926618.
- Cannone Falchetto, Augusto; Moon, Ki Hoon; Lee, Chan Bok; Wistuba, Michael P. (2017): Correlation of low temperature fracture and strength properties between SCB and IDT tests using a simple 2D FEM approach. In: *Road Materials and Pavement Design* 18 (sup2), S. 329–338. DOI: 10.1080/14680629.2017.1304258.
- Correia, N. S.; Zornberg, J. G. (2018): Strain distribution along geogrid-reinforced asphalt overlays under traffic loading. In: *Geotextiles and Geomembranes* 46 (1), S. 111–120. DOI: 10.1016/j.geotextmem.2017.10.002.
- de Bondt, Arian H. (1999): Anit-Reflective Cracking Design of (Reinforced) Asphaltic Overlays. Nieuwegein.
- de Bondt, Arian H. (2006): Cost Action 348 - Reinforcement of Pavements with Steel Meshes and Geosynthetics. Work Package 4: Selection of Design models and Design procedures, zuletzt geprüft am 18.12.2017.
- de Bondt, Arian H. (2012): 20 Years of Research on Asphalt Reinforcement - Achievements and Future Needs. In: *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, S. 327–335.
- EN ISO 14040, 11.2009: DIN EN ISO 14040. Online verfügbar unter <https://perinorm-2fr1redi-2bw-1de-10015d0j5016f.han.ub.uni-kassel.de/perinorm/fulltext.ashx?fulltextid=bb7f45d6a5cc4e0d8d4472e78931523e&userid=fe30cba1-2005-4715-8bc4-0ac0e381c0b1>, zuletzt geprüft am 05.01.2021.
- Ferber, F. (1999): Numerische und experimentelle Untersuchungen rissbehafteter Strukturen. Habilitationsschrift. Universität Paderborn.
- FGSV (1997): Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen für Straßen. EWS. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), zuletzt geprüft am 15.02.2021.
- FGSV (2003): Begriffsbestimmungen. Hg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) Arbeitsgruppe "Sonderaufgaben". FGSV, zuletzt geprüft am 19.09.2017.
- FGSV (2009): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht. RDO Asphalt. Hg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) Arbeitsgruppe "Infrastrukturmanagement". Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), zuletzt geprüft am 12.09.2017.
- FGSV (2012a): Abscherversuch. TP Asphalt-StB, Teil 80. Hg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV). FGSV. Köln (Technische Prüfvorschriften, 80).
- FGSV (2012b): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen. Hg. v. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) Arbeitsgruppe "Infrastrukturmanagement". Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV), zuletzt geprüft am 12.09.2017.
- FGSV (2013): Arbeitspapier für die Verwendung von Vliesstoffen, Gittern und Verbundstoffen im Asphaltstraßenbau. FGSV.
- Guler, Erol; Atalay, Ismet (2013): The Effects of Geosynthetics on Mitigation of Rutting in Flexible Pavements. In: *6th Eurasphalt & Eurobitume Congress*.
- Hager Tiefbau GmbH (2021): Hager-Preisliste-Entsorgung-2018. Online verfügbar unter <https://www.hager-tiefbau.at/wp-content/themes/goarch/blaetterkatalog/Hager-Entsorgung-2018/index.html#2>, zuletzt aktualisiert am 28.01.2021, zuletzt geprüft am 28.01.2021.

- Hedderich, Jürgen; Sachs, Lothar (2018): *Angewandte Statistik. Methodensammlung mit R*. 16. Aufl. Berlin: Springer.
- HessenMobil: Verlegung Gitter L3079.
- Hilpert, Daniel; Elsing, Andreas; Thomson, Graham (2016): Pavement rehabilitation with asphalt reinforcement Confirmation of a design method by empirical testing. Hg. v. Huesker Synthetic GmbH. Huesker Synthetic GmbH. Eighth International Conference on Maintenance and Rehabilitation of Pavements.
- Holldorb, Christian; Mayer, Thomas (2009): Ökopprofil für Asphalt- und Betonbauweisen von Fahrbahnen. Aktualisierung 2009. Hg. v. Deutschen Asphaltverband e.V. Hochschule Biberach. Online verfügbar unter https://www.asphalt.de/fileadmin/user_upload/umwelt/oekoprofil_aktualisierung_2009-12-04.pdf, zuletzt geprüft am 26.01.2021.
- Hopman, P.; Kunst, P.; Pronk, A. (1989): A Renewed Interpretation Model for Fatigue Measurement. Verification of Miner's Rule. In: Bd. 1. 4th Eurobitumen Symposium. Madrid, October 4-6, 1989. Eurobitume, S. 557–561.
- Hosseini, A.R.A.; Darban, A.K.; Fakhri, K. (2009): THE EFFECT OF GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT ON THE DAMAGE PROPAGATION RATE OF ASPHALT PAVEMENTS. Hg. v. Sharif University of Technology, zuletzt geprüft am 23.11.2017.
- Hürtgen, H. (1982): Bestimmung des Elastizitätsmoduls von Asphalt aus konventionellen Mischgut- und Bindemitteldaten. In: *Bitumen* (2), S. 52–58.
- Jacobs, Dietlind (2010): Application of asphalt interlayers for road maintenance management. Hg. v. 10th Swiss Transport Research Conference. Swiss Transport Research Conference. Ascona.
- Juan, Kong; Ju-yun, Yuan (2010): Application of linear viscoelastic differential constitutive equation in ABAQUS. In: *Computer Design and Applications ICCDA, Int. conference* (Vol 5), V5-152-V5-156. DOI: 10.1109/IC-CDA.2010.5541456.
- Khazanovich, Lev; Lederle, Rita; Tomkins, Derek; Harvey, John; Signore, Jim (2013): Guidelines for the Rehabilitation of Concrete Pavements Using Asphalt Overlays. Hg. v. Minnesota Department of Transportation.
- Khodaii, Ali; Fallah, Shahab; Moghadas Nejad, Fereidoon (2008): Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking on asphalt overlays. In: *Geotextiles and Geomembranes*.
- Kim, Hyunwook; Sokolov, Kirill; Poulikakos, Lily; Partl, Manfred (2009): Fatigue Evaluation of Porous Asphalt Composites with Carbon Fiber Reinforcement Polymer Grids. In: *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (2116), S. 108–117. DOI: 10.3141/2116-14.
- Klüppel, M.; Heinrich, G. (2000): Rubber friction on self-affine road tracks. In: *Rubber chemistry and technology* 73(4), S. 578–606.
- Leiva-Padilla, Paulina; Loria-Salazar, Luis; Aguiar-Moya, Jose; Leiva-Villacorta, Fabricio (2016): Reflective Cracking in Asphalt Overlays Reinforced with Geotextiles. In: *8th RILEM International Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements*.
- Leutner, R.; Lorenzl, H.; Schmoeckel, K.; Donath, J.; Bald, S.; Grätz, B. et al. (2006): Stoffmodelle zur Voraussage des Verformungswiderstandes und Ermüdungsverhaltens von Asphaltbefestigungen. Bonn: Wirtschaftsverlag NW (Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen. S Straßenbau, 45).

- Li, X.-J.; Marasteanu, Mihai O.; Marasteanu, M. O. (2009 // 2010): Using Semi Circular Bending Test to Evaluate Low Temperature Fracture Resistance for Asphalt Concrete. In: *Experimental Mechanics* 50 (7), S. 867–876. DOI: 10.1007/s11340-009-9303-0.
- Li, Xinjun; Marasteanu, Mihai (2010): The fracture process zone in asphalt mixture at low temperature. In: *Journal of Engineering Fracture Mechanics* 77 (77 // 7), S. 1175–1190. DOI: 10.1016/j.engfrac-mech.2010.02.018.
- Li, Xue; Marasteanu, Mihai O. (2005): Cohesive Modeling of Fracture in Asphalt Mixtures at Low Temperatures. In: *Int J Fract* 136 (1-4), S. 285–308. DOI: 10.1007/s10704-005-6035-8.
- Li, X. J.; Marasteanu, O. M. (2004): Evaluation of the low temperature fracture resistance of asphalt mixtures using the semi-circular bend test. In: *Journal of the Association of Asphalt Paving Technology* (73), S. 401–426.
- Lindenmann, H.P.; Jacobs, D.; Schiffmann, F.; Partl, M.; Raab, C. (2009): Einsatz von Asphaltbewehrungen (Asphalteinlagen) im Erhaltungsmanagement. Hg. v. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK.
- Ludwig, Stefan (2009): Entwicklung von langlebigen Deckschichten aus Asphalt unter Verwendung von Epoxydharz. Dissertation. Essen: Universität Duisburg-Essen, Institut für Straßenbau und Verkehrswesen (Schriftenreihe, Heft 1).
- Lugmayr, Rainer (2010): Evaluation of geosynthetics interlayer impact on fracture mechanical performance of asphalt pavements. Doctorial Thesis. Vienna University of Technology, Vienna. Faculty of Civil Engineering. Online verfügbar unter <https://repositum.tuwien.at/handle/20.500.12708/10544>.
- LUGMAYR, R. (2002): Breaking Tests on Drilling Cores with Polyfelt PGM-G and a Geogrid. Hg. v. TenCate Geosynthetics Austria GmbH. Linz, Austria.
- Mandelbrot, B. B.; Passoja, D. E.; Paullay, A. J. (1984): Fractal character of fracture surfaces of metal. In: *Nature* (308(5961, 721).
- Mannsbart, Gernot (2015): Deckensanierung mittels Asphalteinlagen Neues von einem alt-bewährten Bauverfahren. Juli 2015, Folge 144. In: *Gestrada Journal* (144), zuletzt geprüft am 11.10.2017.
- Marasteanu, M. O.; Buttlar, William G.; Bahia, H.; Williams, C.; Moon, K. H.; Teshale, E. Z. (2012): Investigation of low temperature cracking in asphalt pavements. National pooled fund study - phase II. In: *Minnesota Department of Transportation (MnDOT 2012-23)*.
- Micro-Measurements (2011): Introduction to Stress Analysis by the PhotoStress Method. Raleigh, USA. Online verfügbar unter www.vishaypg.com, zuletzt geprüft am 2018.
- Mirzapour Mounes, Sina; Karim, Mohamed Rehan; Khodaii, Ali; Almasi, Mohammad Hadi (2014): Improving Rutting Resistance of Pavement Structures Using Geosynthetics. An Overview. In: *The Scientific World Journal*.
- Mollenhauer, K. (2008): Dimensionierungsrelevante Prognose des Ermüdungsverhaltens von Asphalt mittels einaxialer Zug-Schwellversuche. Braunschweig (Schriftenreihe des Instituts für Straßenwesen der TU Braunschweig, 22).
- Montestruque, Guillermo; Bernucci, Liedi; Fritzen, Marcos; Goretti da Motta, Laura (2012): Stress Relief Asphalt Layer and

- Reinforcing Polyester Grid as Anti-reflective Cracking Composite Interlayer System in Pavement Rehabilitation. In: *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, S. 1189–1197.
- Montestruque, Guillermo; Rodrigues, R.; Nods, M.; Elsing, Andreas (2004): Stop of reflective Crack Propagation with the use of PET Geogrid as asphalt Overlay Reinforcement. In: *5th International RILEM Conference*.
- DIN EN 15643, November 2019: Nachhaltigkeit von Bauwerken – Allgemeine Rahmenbedingungen zur Bewertung von Gebäuden und Ingenieurbauwerken.
- Namir, Ahmed; Saad, Ibrahim; Nabil, Jassem (2013): Experimental Study On Surface Steel-Reinforcement For Asphalt Pavements. In: *Jornal of Engineering and Development*.
- Nguyen, Mai Lan; Blanc, Juliette; Kerzreho, Jean Pierre; Hornych, Pierre (2013): Review of glass fibre grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR. In: *Road Materials and Pavement Design*, S. 287–308.
- Oeser, Markus; Wang, Dawei; Liu, Pengfei; Wistuba, Michael P.; Büchler, Stephan; Wellner, Frohmüt; Ascher, Daniel (2015): Numerische Simulation der Rissausbreitung in flexiblen Asphaltbefestigungen Infolge von Verkehrslasten. Forschungsprojekt FE 09.0189/2011/ERB.
- Pérez-Jiménez, F.; Miró, R.; Martínez, A.; Bottella, R.; Reyes, O.; Valdés, G (2009): False failure in flexural fatigue tests. Online verfügbar unter https://www.researchgate.net/publication/42365244_False_failure_in_flexural_fatigue_tests.
- Pszczola, Marek; Jaczewski, Mariusz; Rys, Dawid; Jaskula, Piotr; Szydłowski, Cezary (2018): Evaluation of Asphalt Mixture Low-Temperature Performance in Bending Beam Creep Test. In: *Materials* 11 (1). DOI: 10.3390/ma11010100.
- Raab, Christiane; Arraigada, Martin; Partl, Manfred (2016): Effect of Reinforced Asphalt Pavements on Reflective Crack Propagation and Interlayer Bonding Performance. In: Armelle Chabot, William G. Buttlar, Eshan V. Dave, Christophe Petit und Gabriele Tebaldi (Hg.): *8th International Rilem Conference on Mechanisms of Cracking and Debonding in Pavements*, Bd. 13. Dordrecht: Springer Verlag (RILEM Bookseries), S. 483–488, zuletzt geprüft am 19.09.2017.
- Raab, Christiane; Arraigada, Martin; Partl, Manfred; Schiffmann, Frank (2017): Einsatz von Asphaltbewehrungen im Erhaltungsmanagement von Trag- und Deckschichten. Hg. v. Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation UVEK, zuletzt geprüft am 20.09.2017.
- Rauschenbach, Volker; Reschke, Thomas; Theßeling, Bernd (2011): Nachweis der Wirksamkeit von Asphaltbewehrungsgittern. In: *asphalt*, S. 22–24.
- Reiner, M. (1969): *Rheologie in elementarer Darstellung*. 2. Aufl. München: Carl Hanser Verlag.
- Röth, Dirk (2021): Aufbereitungskosten von Asphaltgranulat mittels Brechen und Sieben, 29.01.2021. Telefonat an Jens Wetekam.
- Rowe, Geoffrey M.; Bouldin, Mark G. (2000): Improved Techniques to Evaluate the Fatigue Resistance of Asphalt Mixtures. In: *2nd Eurasphalt & Eurobitume Congress*. Barcelona, September 20-22, 2000. EAPA & Eurobitume, S. 754–763.
- S&P Reinforcement GmbH (2013): Vorbituminierte S&P Bewehrungsgitter für Asphaltbeläge: S&P Reinforcement GmbH.

- Safavizadeh, S. A.; Wargo, A.; Gudatti, M.; Kim, Y. R. (2015): Investigating Reflective Cracking Mechanisms in Grid-Reinforced Asphalt Specimens. Use of Four-Point Bending Notched Beam Fatigue Tests and Digital Image Correlation. Hg. v. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board. Washington D.C. (Vol. 2507).
- Safavizadeh, Seyed Amirshayan; Kim, Y. Richard (2017): Fatigue and fracture characterization of fiberglass gridreinforced beam specimens using four-point bending notched beam fatigue test and digital image correlation technique. In: *Mater Struct* 50 (2), S. 217. DOI: 10.1617/s11527-016-0980-8.
- Safi, Mohammed (2018): LCC-ANALYSES & LCA S&P Carbophalt G & Glasphalt, zuletzt geprüft am 09.11.2020.
- Sanders, Paul John (2001): Reinforced Asphalt Overlays for Pavements. Hg. v. University of Nottingham - Department of civil Engineering, zuletzt geprüft am 11.12.2017.
- Saouma, V. E.; Barton, C. C. (1984): Fractals fracture and size effects in concrete. In: *Journal of Engineering Mechanics* (120(4)), S. 835–854.
- Scherer & Kohl GmbH (2019): Preisliste 2019 Entsorgung, Containerdienst und Recyclingbaustoffe 2019. Online verfügbar unter https://www.scherer-kohl.de/fileadmin/Redaktion/PDFs/Preisliste_2019.pdf, zuletzt geprüft am 28.01.2021.
- Schindler, Kerstin (2008): Untersuchung des Verformungsverhaltens von Asphalt zur Bestimmung von Materialkennwerten für die Dimensionierung. Hg. v. TU Braunschweig, Institut für Straßenwesen. Braunschweig (Schriftenreihe Straßenwesen, 22).
- Singer-Posern, Sonja; Heyder, Ute; Schroth, Susanne (2008): Umweltindikatoren. Bundesland Hessen. Wiesbaden: Hessisches Landesamt für Umwelt und Geologie (Umwelt und Geologie). Online verfügbar unter https://www.hlnug.de/fileadmin/dokumente/nachhaltigkeit/umweltindikatoren_web.pdf, zuletzt geprüft am 27.01.2021.
- Sobhan, Khaled; Genduso, Michael; Tandon, Vivek (2005): Effects of Geosynthetic Reinforcement on the Propagation of Reflection Cracking and Accumulation of Permanent Deformation in Asphalt Overlays. Third LACCEI International Latin American and Caribbean Conference for Engineering and Technology, zuletzt geprüft am 23.11.2017.
- Sobhan, Khaled; George, K.; Pohly, Daniel; Ali, Hesham (2010): Stiffness Characterization of Reinforced Asphalt Pavement Structures Built over Soft Organic Soils. In: *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (2186), S. 67–77. DOI: 10.3141/2186-08.
- Solaimanian, Mansour; Chehab, Ghassan; Medeiros, Marcelo (2016): Evaluating Resistance of Hot Mix Asphalt Overlays to Reflective Cracking Using Geocomposites and Accelerated Loading, zuletzt geprüft am 11.09.2017.
- Souza Correia, Natalia de (2014): Performance of flexible pavements enhanced using geogrid-reinforced asphalt overlays. Sao Carlos School of Engineering of the University of Sao Paulo. Sao Carlos.
- Statistisches Bundesamt (2019): Preisindizes für Bauwerke, Ingenieurbau, Instandhaltung. Online verfügbar unter <https://www.destatis.de/DE/Themen/Wirtschaft/Konjunkturindikatoren/Preise/bpr210.html>, zuletzt aktualisiert am 25.07.2019, zuletzt geprüft am 26.01.2021.

- Straße NRW: B70 Gefräste Unterlage vor Einbau der Asphalteinlage bzw. Asphaltdeckschicht.
- Stripple, Håkan (2001): Life Cycle Assessment of Road. Online verfügbar unter http://seeds4green.net/sites/default/files/Life%20Cycle%20Assessment%20of%20Road_0.pdf, zuletzt geprüft am 09.11.2020.
- Tazl, Martin (2013): Lebensdauerverlängerung von Asphaltfahrbahnen durch die Verwendung von Asphalteinlagen. Hannover: Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal.
- Tensar International GmbH (2015): Asphaltbewehrung Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen. Bonn.
- Tschegg, E. K. (1997): An efficient fracture test method for bituminous materials and layer bonds. In: Hervé Di Benedetto und L. Francken (Hg.): Mechanical tests for bituminous materials. Recent improvements and future prospects : proceedings of the fifth international rilem symposium Mtbmlyon 97/France/14-16 MAI 1997 = Essais Mécaniques pour les Matériaux Bitumineux : Développemens Récents et Perspectives : actes du cinquieme symposium rilem Mtbmlyon 97/France/14-16 MAI 1997. Rotterdam: A.A. Balkema, S. 405–411.
- Tschegg, E. K. (1999): Concept an Parameters to Characterise the Fracture Behaviour of Bituminous Materials and Layer Bonds. In: European Parliament (Hg.): Eurobitume Workshop 99. Performance Related Properties for Bituminous Binders, Bd. 008. Luxembourg.
- Tschegg, E. K. (2000): Factors influencing the fracture behaviour of geosynthetic overlay-systems. In: A. O. Abd El Halim, Da Taylor und E. H.H. Mohamed (Hg.): International RILEM Conference. 4th : Ottawa : 2000.
- Cedex, France: RILEM Publications, S. 175–184.
- Tschegg, Elmar (1986): Prüfeinrichtung zur Ermittlung von bruchmechanischen Kennwerten sowie hierfür geeignete Prüfkörper. Angemeldet durch Tschegg Elmar Dr. am 31.01.1986. Anmelden: 233/86. Veröffentlichungsnr: 390328.
- Tschegg, Elmar K. (1991): New Equipments for Fracture Tests on Concrete. In: *Materialprüfung* 33. (11/12), S. 338–342.
- Vaitkus, Audrius; Laurinavičius, Alfredas (2010): Use of geosynthetics for the strengthening of road pavement structure in Lithuania. In: *The Baltic Journal of Road Engineering*, zuletzt geprüft am 23.11.2017.
- Verhaeghe, B.M.J.A.; Myburgh, P.A.; Denne-mann, E. (2007): Asphalt Rutting and its Prevention. Unter Mitarbeit von 9th Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa. Hg. v. B.M.J.A. Verhaeghe, P. A. Myburgh und E. Dennemann.
- Vervaecke, F.; Maeck, J.; Vanelstraete, A. (2008): On site validation and long term performance of anti-cracking interfaces. In: *Pavement Cracking*, S. 761–768.
- Vismara, Stefania; Molenaar, A.; Crispino, Maurizio; Poot, M. (2012a): Toward a Better Understanding of Benefits of Geosynthetics Embedded in Asphalt Pavements. In: *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board* (2310), S. 72–80. DOI: 10.3141/2310-08.
- Vismara, Stefania; Molenaar, A.A.A.; Crispino, Maurizio; Poot, M.R. (2012b): Characterizing the Effects of Geosynthetics in Asphalt Pavements. In: *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, S. 1199–1207.
- Walther, Axel (2014): Rechnerische Dimensionierung von Asphaltstraßen unter Berück-

- sichtigung stündlicher Beanspruchungszustände. Dissertation. Braunschweig (Schriftenreihe Straßenwesen, Heft 28).
- Wang, Xuntao; Feng, Jianhu; Wang, Hu (2017): Stress Analysis for Asphalt Concrete Deck Pavement with Considering Viscoelasticity of Asphalt Concrete and Interlayer Bonding Condition. In: *2nd International Conference on Architectural Engineering and New Materials ICAENM* (icaenm). DOI: 10.12783/dtetr/icaenm2017/7829.
- Wellner, Frohmüt; Ascher, Daniel (2007): Untersuchungen zur Wirksamkeit des Haftverbundes und dessen Auswirkungen auf die Lebensdauer von Asphaltbefestigungen. Hg. v. AiF-Forschungsvereinigung, Deutsches Asphaltinstitut e.v. - DAI. Bonn (13589 BR/1).
- Wiedmann, U.: Entsorgungskosten auf einen Blick (ohne Gewähr). <https://formulare.landkreis-muenchen.de/cdm/cfs/eject/gen?MANDANTID=72&FORMID=1901>. Online verfügbar unter <https://formulare.landkreis-muenchen.de/cdm/cfs/eject/gen?MANDANTID=72&FORMID=1901>, zuletzt geprüft am 28.01.2021.
- Wistuba, Michael; Mollenhauer, Konrad; Walther, Axel (2013): Ermittlung der Streuung dimensionierungsrelevanter Eingangsgrößen für Asphalte. Bremerhaven: Wirtschaftsverlag NW (Forschung Straßenbau und Straßenbautechnik, 1087).
- Wistuba, Michael P. (2019): Straßenbaustoff Asphalt. Erste Auflage. Braunschweig, ISBN 978-3-932164-16-3.
- Wistuba, Michael P.; Isailović, Ivan; Büchler, Stephan (2016): Zyklische Schersteifigkeits- und Scherermüdungsprüfung zur Bewertung und Optimierung des Schichtenverbundes in Straßenbefestigungen aus Asphalt. Schlussbericht Nr. 17634 BG/2, i A. der AIF.
- Zegeye, E. (2012): Low-temperature failure behavior of asphalt concrete in semi-circular bend test. Ph.D. Thesis. University of Minnesota. Minneapolis.
- Zheng, C.C.; Najd, A. (2012): Effects of Glass Fiber/Grid Reinforcement on the Crack Growth Rate of an Asphalt Mix. In: *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, S. 1145–1155.

Bilder

Bild 1: Zielstellungen

Bild 2: Reflexionsrissausbreitung bei Verwendung verschiedener Asphalteinlagen (Canestrari et al. 2015)

Bild 3: Abhängigkeiten und Eigenschaften

Bild 4: Wirkungsweisen der Produkte

Bild 5: Probefeld vor Asphaltüberbau

Bild 6: Eingebautes Kombinationsprodukt

Bild 7: Überfahrt der angespritzten Fläche ohne Asphalteinlage

Bild 8: Lösen und teilweises abreißen des Vlieses bei der Überfahrt

Bild 9: Gitter mit Verlegehilfe nach der Überfahrt

Bild 10: Kennzeichnung der Probefelder

Bild 11: Probestrecke während der Probenentnahme

Bild 12: Probestrecke nach der Probenentnahme, während des Fräsens

Bild 13: Fräsrückstände des Vlieses

Bild 14: An der Fräse haftende Einlagenteile

Bild 15: Teile einer Asphalteinlage im Fräsgut

Bild 16: Prüfeinrichtung Durchlässigkeit

Bild 17: Probekörper während der Wassersättigung vor Prüfung der Durchlässigkeit

Bild 18: Biegeprüfung Durchlässigkeit

Bild 19: Durchlässigkeit unbelastet

Bild 20: Durchlässigkeit nach Schädigung

Bild 21: Prüfung nach Lagerung bei 20 °C

Bild 22: Prüfung nach Lagerung bei 40 °C

Bild 23: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - Frischzustand

Bild 24: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - nach Lagerung (7 Tage / 60 °C)

Bild 25: Nachprüfungen bei veränderten Lagerungsbedingungen - nach Schädigung

Bild 26: Zusammenstellung der Ergebnisse der Durchlässigkeitsversuche

Bild 27: Mechanisches Modell des zyklischen Scherversuchs zur Steifigkeitsprüfung; s_1 - zyklische Scherbeanspruchung; σ_2 - Normalspannung (Wellner und Ascher 2007).

Bild 28: Zyklische Schervorrichtung am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig.

Bild 29: Probekörpervorbereitung für den zyklischen Scherversuch.

Bild 30: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante I (k) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Bild 31: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante II (v) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Bild 32: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante V (Ref.) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Bild 33: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante VI (K) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Bild 34: Dyn. Schersteifigkeiten der Variante VII (K) in Abhängigkeit der Prüftemperatur, der Frequenz und der Normalspannung.

Bild 35: Prinzipielle Herleitung der Masterfunktion, Ergebnisse bei unterschiedlichen Temperaturen und Frequenzen (links) können über die Frequenz so verschoben werden, dass für eine Referenztemperatur eine stetige Kurve entsteht (rechts).

Bild 36: Masterfunktionen der dyn. Schersteifigkeiten der überprüften Varianten, Normalspannung: 0,5 MPa, Referenztemperatur: 20 °C.

Bild 37: Masterfunktionen der dyn. Schersteifigkeiten der überprüften Varianten, Normalspannung: 0,0 MPa, Referenztemperatur: 20 °C.

Bild 38: Aufbau einer Schervorrichtung gemäß TP Asphalt-StB Teil 80 (FGSV 2012a).

Bild 39: Ergebnisse von Scherversuchen: Scherspannung (Schersteifigkeit) über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Bild 40: Schermodul über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Bild 41: Schermodul über die Zeit unter Variation der Schergeschwindigkeit.

Bild 42: Schermodul über die Zeit unter Variation der Belastungsgeschwindigkeit.

Bild 43: Beispiel für den Schermodul über die Dehnung der verschiedenen Varianten, Wegregelung bei, 0,1 mm/min, T = 20 °C.

Bild 44: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, T = 20 °C.

Bild 45: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, T = 15 °C.

- Bild 46: Schermoduln bei verschiedenen Schergeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 10\text{ °C}$.
- Bild 47: Summe aller Schermoduln als Bewertungsmaß der weggeregelter Prüfungen.
- Bild 48: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 20\text{ °C}$.
- Bild 49: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 15\text{ °C}$.
- Bild 50: Schermoduln bei verschiedenen Belastungsgeschwindigkeiten für alle Varianten, $T = 10\text{ °C}$.
- Bild 51: Summe aller Schermoduln als Bewertungsmaß der kraftgeregelten Prüfungen.
- Bild 52: Korrelationen der max. Scherkraft aus Abscherversuchen (TP A, Teil 80) und Schersteifigkeiten (statisch, $T = 20\text{ °C}$) bei unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten.
- Bild 53: Vergleich der max. Scherkraft aus Abscherversuchen (TP A, Teil 80) und der Schersteifigkeit (statisch, $T = 20\text{ °C}$; $0,1\text{ mm/min}$).
- Bild 54: Beispiel einer Scher-Steifigkeitsprüfung in Form eines Amplitudensweeps, Stufenweise Erhöhung der Scheramplitude, insgesamt 25 Stufen und jeweils 200 Lastwechseln, bis zum Bruch des Probekörpers.
- Bild 55: Beispiel für das Ergebnis aus einer Scher-Ermüdungsprüfung zur Ermittlung des Scher-Ermüdungswiderstands in Form einer Wöhler-Linie.
- Bild 56: Variante II (Vlies, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 57: Variante III (Gitter, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 58: Variante V (Referenz, ungefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 59: Variante VIII (Vlies, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 60: Variante XI (Gitter, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 61: Variante XII (Referenz, gefräst), Ergebnis zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands.
- Bild 62: Ergebnisse zur Ermittlung des Scherermüdungswiderstands, Wöhler-Linien aller Varianten.
- Bild 63: Bohrkern 220 mm mit Auflagerklötzen und Keilspalteinrichtung mit Wegaufnehmer und Thermometer in einer Standard-Druckprüfmaschine
- Bild 64: Last-Verformungs-Diagramm von sprödem (brittle) und zäh plastischem (tough) Materialverhalten (Tschegg 1999)
- Bild 65: Darstellung der erhöhten Bruchenergie bei der Verwendung von Asphalteinlagen (LUGMAYR 2002)
- Bild 66: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante II (v), $T_1 = 0\text{ °C}$
- Bild 67: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante VI (K), $T_2 = -10\text{ °C}$
- Bild 68: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsabbauenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, $T_1 = 0\text{ °C}$
- Bild 69: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsabbauenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, $T_2 = -10\text{ °C}$
- Bild 70: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, $T_1 = 0\text{ °C}$
- Bild 71: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , $T_1 = 0\text{ °C}$
- Bild 72: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_1 = 0\text{ °C}$
- Bild 73: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, $T_2 = 10\text{ °C}$
- Bild 74: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , $T_2 = -10\text{ °C}$
- Bild 75: Auswertung der spannungsabbauenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_2 = -10\text{ °C}$
- Bild 76: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); II (v)
- Bild 77: Darstellung des im Modell berechneten und optisch erfassten Rissfortschrittes; II (v)
- Bild 78: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); VII (K)
- Bild 79: Darstellung der Kraftkurven am Rissufer (Modell und berechnet) im Vergleich zur klassischen Auswertung der Spaltkraft (Vergleich); I (k)
- Bild 80: Kraftumlenkung mit direkter Einleitung in den Probekörper an Fräskante
- Bild 81: mögliche Auswertung des Rissfortschritts unter Betrachtung der Risstiefe zu der Prüfzeit/den Belastungszyklen (LUGMAYR 2002)

Bild 82: optische Auswertung des Rissfortschritts

Bild 83: Zusammenstellung der Auswertungen des Rissfortschritts bei Verwendung spannungsabbauender Systeme, $T_1 = 0^\circ\text{C}$

Bild 84: Darstellung Ergebnis der Mehrfachbelegung, Variante VII (K), $T_1 = 0^\circ\text{C}$; Streuung bei Versagenszeitpunkt und Rissfortschritt

Bild 85: Darstellung Ergebnis der Mehrfachbelegung, Variante II (v), $T_1 = 0^\circ\text{C}$, Streuung bei Rissfortschritt

Bild 86: Versuchsaufbau 1 zur Prüfung des Schichtenverbunds in Anlehnung an den Keilspaltversuch

Bild 87: Schichtenverbundprüfung in Anlehnung an Keilspaltversuch, schematische Darstellung des Prüfprinzips 2

Bild 88: Versuchsaufbau 2 zur Prüfung des Schichtenverbunds im Keilspaltprinzip

Bild 89: Prinzip 3, verwendeten Prüfeinrichtung zur Prüfung des Schichtenverbunds im Keilspaltprinzip

Bild 90: verwendete Prüfeinrichtung zur Prüfung des Schichtenverbunds im Keilspaltprinzip in Standardprüfmaschine

Bild 91: Auswertung des Schichtenverbunds mittels Keilspaltprinzip über maximale Spaltkraft F_{\max} , $T_1 = 0^\circ\text{C}$, $T_2 = 10^\circ\text{C}$

Bild 92: Prüfraumen für zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen.

Bild 93: Beispiel für die Durchbiegung einer 3-Punkt-Biege-Prüfung, Variante IV (g), Lastamplitude: 0,4 kN.

Bild 94: Beispiel für Durchbiegungen in 3-Punkt-Biege-Prüfungen bei unterschiedlichen Lastzyklen für mehrere Lastamplituden, Variante IV (g).

Bild 95: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für alle überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 96: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für Varianten mit einem Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 97: Vergleich der Durchbiegung nach 10.000 Lastzyklen für Varianten mit Kombinationsprodukten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 98: Beispiel für den Abfall des Elastizitätsmodul im 3-Punkt-Biegeversuch, Variante IV (g), Lastamplitude: 0,4 kN.

Bild 99: Regressionen für N_{f50} über die Lastamplituden aller überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 100: Abbruchkriterium N_{f50} bei der Lastamplitude 0,4 kN aller überprüften Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 101: Beispiel für die Ermittlung von N_{Makro} über die Energy Ration ER im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 102: Alle ermittelten Lastzyklen N_{Makro} im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 103: Ermittelte Lastzyklen N_{Makro} für Prüfungen mit einer Lastamplitude von 0,4 kN im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 104: Variante XII (Referenz) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~20.000, durchgängiger Riss.

Bild 105: Variante I (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~201.000, kein Riss.

Bild 106: Variante VII (Kombiprodukt) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~47.000, Riss bis Mitte Probekörper.

Bild 107: Variante III (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~250.000, kein Riss.

Bild 108: Variante IX (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~250.000, Riss bis oberes Drittel des Probekörpers.

Bild 109: Variante X (Gitter) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~12.000, Riss bis Mitte Probekörper.

Bild 110: Variante VI (Kombiprodukt) nach Versuchsende, Lastamplitude: 0,4 kN, Lastzyklen: ~192.000, durchgängiger Riss.

Bild 111: Am Institut für Straßenwesen der TU Braunschweig eingesetzter Prüfraumen für 4-Punkt-Biege-Prüfungen gemäß DIN EN 12697-24.

Bild 112: Einbau eines präparierten Probekörpers in den montierten Prüfraumen zur 4-Punkt-Biege-Prüfung.

Bild 113: Konventionelles Ermüdungskriterium N_{f50} für 4-Punkt-Biege-Prüfungen gemäß DIN EN 12697-24.

Bild 114: Ergebnisse der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle überprüften Varianten.

Bild 115: Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle überprüften Varianten.

Bild 116: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Gittern.

Bild 117: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Gittern.

Bild 118: Ausgewählte Wöhler-Linien der 4-Punkt-Biegeprüfungen für Varianten mit Kombinationsprodukten.

Bild 119: Konventionelle Ergebnisse σ_6 der 4-Punkt-Biegeprüfungen für alle Varianten.

Bild 120: Korrelation der Ergebnisse für die Ermüdungskriterien N_{f50} und N_{Makro} bei 4-Punkt-Biegeprüfungen.

Bild 121: Rissbild am Probekörper XII-7 nach Prüfung, Dehnungsamplitude 300 $\mu\text{m/m}$, $N_{f50} = 16.560$, kleiner Riss bis zur Schichtgrenze.

Bild 122: Rissbild am Probekörper XII-25 nach Prüfung, Dehnungsamplitude 200 $\mu\text{m/m}$, $N_{f50} = 55.602$, Riss durch die Schichtgrenze.

Bild 123: Rissbild am Probekörper XI-14 nach Prüfung, Dehnungsamplitude 275 $\mu\text{m/m}$, $N_{f50} = 52.502$, Riss bis zur Schichtgrenze, wandert an der Einlage entlang.

Bild 124: Versuchsaufbau für 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage nach (Vismara et al. 2012a).

Bild 125: Beispiel für ein Ergebnis der 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage nach (Vismara et al. 2012a).

Bild 126: Prinzipieller Versuchsaufbau für 3-Punkt-Biegeversuche auf elastischer Unterlage.

Bild 127: Durchbiegungen in Abhängigkeit der Lastamplituden im 1-Punkt-Biegeversuch für Variante XII, Unterlage 1.

Bild 128: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich), Referenz und Kombinationsvarianten.

Bild 129: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich), Referenz und Gittervarianten.

Bild 130: Dyn. Moduln MD nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Bild 131: Regressionsgraden der dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Bild 132: Dyn. Moduln MD ohne Berücksichtigung der Unterlage nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 1,2 kN und 1,5 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Bild 133: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel), Referenz und Kombinationsvarianten.

Bild 134: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel), Referenz und Gittervarianten.

Bild 135: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen für die Laststufen 0,6 kN und 0,8 kN (XIII, XI, X) bzw. 0,8 kN und 1,0 kN bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 2 (mittel).

Bild 136: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen bei 1,5 kN und unterschiedlichen Temperaturen bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Unterlage 1 (weich).

Bild 137: Typisches Rissbild bei durchgehendem Riss, Variante XI (Gitter), $T = 10\text{ }^\circ\text{C}$, 1,5 kN, Unterlage 1 (weich).

Bild 138: Typisches Rissbild bei nicht durchgehendem Riss und starken Ablösungen an der Einlage, Variante III (Gitter), $T = 10\text{ }^\circ\text{C}$, 1,5 kN, Unterlage 1 (weich).

Bild 139: Übersicht über die Rissanfälligkeit bei 1-Punkt-Biegeversuchen.

Bild 140: Zusammenhang zwischen den Rissanfälligkeit und den dyn. Moduln ($T = 10\text{ }^\circ\text{C}$, Unterlage 1) bei 1-Punkt-Biegeversuchen.

Bild 141: Prinzipieller Versuchsaufbau für Spurbildungsversuche an Platten auf elastischer Unterlage nach (Montestruque et al. 2012).

Bild 142: Beispiel für Verformungen an aufgelagerten Asphaltprobepplatten nach 20.000 Überrollungen bei 40 $^\circ\text{C}$. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Bild 143: Beispiel für den Verformungsverlauf (hier: Spurrinntiefenverlauf) an aufgelagerten Asphaltprobepplatten über 20.000 Überrollungen.

Bild 144: Verformungsverläufe von 4 Einzelversuchen unterschiedlicher Varianten über 20.000 Überrollungen.

Bild 145: Ermittelte Anzahl von Überrollungen bei einer Verformung von 7,0 mm für alle überprüften Platten im modifizierten Spurbildungstest.

Bild 146: Mittlere Anzahl an Überrollungen für eine Verformung von 7,0 mm sowie die entsprechenden Spannweiten für alle überprüften Varianten.

Bild 147: Probe VII b (Kombiprodukt) nach der Prüfung im Spurbildungsgerät mit deutlich erkennba-

rem Bitumenfilm zwischen den Schichten. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Bild 148: Probe IV a (ungefräst, Gitter) nach der Prüfung im Spurbildungsgerät. Dargestellt sind die Querschnitte der nach dem Versuch mittig in zwei Teile gesägten Platten.

Bild 149: Kraft-Verformungs-Kurven von Proben ohne sowie mit gut und schlecht wirkendem Einlagensystem (Tschegg, 2000)

Bild 150: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante IX (G), $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 151: Beispiel der Kurvenverläufe einer 4-fach-Belegung an Variante X (G), $T_2 = -10\text{ °C}$

Bild 152: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsaufnehmenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 153: Darstellung der Mittelwertkurven aller spannungsaufnehmenden Systeme mit Referenzen im Kraft-Weg-Diagramm, $T_2 = -10\text{ °C}$

Bild 154: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 155: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 156: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 157: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der spezifischen Bruchenergie $G_{f2,0}$, $T_2 = 10\text{ °C}$

Bild 158: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der maximalen Spaltkraft F_{max} , $T_2 = 10\text{ °C}$

Bild 159: Auswertung der spannungsaufnehmenden Systeme anhand der Spaltkraft $F_{1,5}$, $T_2 = 10\text{ °C}$

Bild 160: Zusammenstellung der Auswertungen des Rissfortschritts bei Verwendung spannungsaufnehmender Systeme, $T_1 = 0\text{ °C}$

Bild 161: Beispiel zum Aufbringen der Emulsion auf Asphaltprobeplatten.

Bild 162: Beispiele für mit Asphalteinlagen beschichtete Asphaltprobeplatten.

Bild 163: Beispiel für hergestellte Asphalt-Probeplatte zur Prüfung der bewehrenden Funktion von Asphalteinlagen.

Bild 164: Beispiel für Amplitude der Wegmessungen in 3-Punkt-Biege-Prüfungen bei unterschiedlichen Lastzyklen für mehrere Lastamplituden, Varianten 20 und 21 oben.

Bild 165: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 100 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 166: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 50.000 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 167: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Position und der Last bei 3-Punkt-Biegeversuchen, Gittervarianten.

Bild 168: Dyn. Moduln über die Anzahl der Lastimpulse bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenzvarianten bei drei Laststufen.

Bild 169: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 170: Maximale dyn. Moduln MD in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 171: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen ohne elast. Verformung der Unterlage in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 172: Maximale dyn. Moduln ohne elast. Verformung der Unterlage in Abhängigkeit der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 173: Dyn. Moduln nach 50.000 Lastimpulsen in Abhängigkeit der Position und der Last bei 1-Punkt-Biegeversuchen, Referenz und Gittervarianten.

Bild 174: Ermittelte Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für die Referenz-Variante 1.

Bild 175: Mittlere Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für alle überprüften Varianten.

Bild 176: Mittlere Anzahl von Überrollungen für eine Deformation von 12,0 mm für alle überprüften Varianten.

Bild 177: Verformung in Abhängigkeit der Anzahl der Überrollungen für Variante 23, Probe 1 im modifizierten Spurbildungsversuch.

Bild 178: Vergleichsbefestigung gemäß BK III, RStO 01(links) und ausgeführten Befestigung im groß-maßstäblichen Versuch (rechts)

- Bild 179: Horizontale Biegespannung in Lasteinleitungssachse in der Vergleichsbefestigung (Referenz) sowie im Versuchsfeld bei Variation der Gummunterlage
- Bild 180: Horizontale Biegespannung an der Oberfläche (gestrichelte Linien) und an der Unterseite der Asphaltbinderschicht (durchgezogene Linien)
- Bild 181: Schichtenaufbau und Instrumentierung Großversuch
- Bild 182: Kerbe in Binderschicht mit DMS
- Bild 183: DMS Klebestelle vor Applikation
- Bild 184: DMS appliziert und ungeschützt
- Bild 185: thermischer Schutz DMS (Silikon)
- Bild 186: mechanischer Schutz DMS (Abdeckband)
- Bild 187: Aluminiumrahmen DMS
- Bild 188: Verformungen unter Lasteinleitungsplatte
- Bild 189: Verformungen des Asphaltes und Rissdurchschlag an der Referenzfläche
- Bild 190: Isolierung der Testfläche
- Bild 191: Einsenkung der Lastschneide / Lasteinleitungsfläche
- Bild 192: Oberflächenverformungen 30 cm vom Lasteinleitungsmittelpunkt orthogonal zur Kerbe jeweils am Ende der Belastungsstufe
- Bild 193: Oberflächenverformungen 30 cm vom Lasteinleitungsmittelpunkt in Verlängerung der Lasteinleitungsschneide über der Kerbe jeweils am Ende der Belastungsstufe
- Bild 194: Dehnungen DMS 3 (Über Kerbe unter Lasteinleitungsbereich)
- Bild 195: Dehnungen DMS 4 (auf Asphalteinlage unter Lasteinleitungsbereich)
- Bild 196: Dehnungen DMS 2 (über Kerbe 30 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)
- Bild 197: Dehnungen DMS 5 (auf Asphalteinlage 30 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)
- Bild 198: Dehnungen DMS 1 (über Kerbe 60 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)
- Bild 199: Dehnungen DMS 6 (auf Asphalteinlage 60 cm Abstand vom Lasteinleitungszentrum)
- Bild 200: Verformung im Lasteinzugsbereich
- Bild 201: Lage der Schnitte zum Lastmittelpunkt und deren Kennzeichnung [cm]
- Bild 202: Schädigungsformen im Bereich der Lasteinleitung (Schnitte -1/0/1)
- Bild 203: Schädigungsformen in Verlängerung zum Lasteinleitungsstreifen (Schnitte -3/-2/2/3)
- Bild 204: Referenz Schnitt -3
- Bild 205: Referenz Schnitt 3
- Bild 206: Vlies (II V) Schnitt -3
- Bild 207: Vlies (II V) Schnitt 3
- Bild 208: Gitter 1 (III G1) Schnitt 3
- Bild 209: Gitter 1 (III G1) Schnitt -3
- Bild 210: Gitter 2 (IV G2) Schnitt 3
- Bild 211: Gitter 2 (IV G2) Schnitt -3
- Bild 212: Gitter 3 (X G3) Schnitt 3
- Bild 213: Gitter 3 (X G3) Schnitt -3
- Bild 214: Gitter 4 (XIV G4) Schnitt 3
- Bild 215: Gitter 4 (XIV G4) Schnitt -3
- Bild 216: Kombinationsprodukt 1 (I K1) Schnitt -3
- Bild 217: Kombinationsprodukt 1 (I K1) Schnitt 3
- Bild 218: Kombinationsprodukt 2 (VI K2) Schnitt -3
- Bild 219: Kombinationsprodukt (VI K2) Schnitt 3
- Bild 220: Schichtenverbund Probekörper Testfeld
- Bild 221: Schema des viskoelastischen Burgers-Modells.
- Bild 222: Schema der Prony-Serie zur Beschreibung des viskoelastischen Verhaltens.
- Bild 223: Approximierte spektrale Leistungsdichte als Funktion der Ortsfrequenz für selbststaffine Frakturrisse (Klüppel und Heinrich 2000).
- Bild 224: Profilform für selbststaffinen Risspfad in MATLAB generiert.
- Bild 225: Vereinfachte Darstellung der Wirkungsweise des Kohäsivzonenmodells, G_{lc} wird abweichend von der Grafik über die Kraft berechnet.
- Bild 226: Geometrie des Halbzylinderbiegeversuchs (Cannone Falchetto et al. 2017).
- Bild 227: Vernetzung der Probekörper im Halbzylinderbiegeversuch
- Bild 228. Prinzipielle Funktionsweise eines Polarisokops mit linear polarisiertem Licht
- Bild 229: Prinzipielle Funktionsweise eines Polarisokops mit zirkular polarisiertem Licht.
- Bild 230: Ansicht auf einen belasteten Probekörper mit linear polarisiertem Licht (oben) und zirkular polarisiertem Licht (unten), Lichtquelle monochromatisch.

Bild 231: Spannungsoptische Versuche mit der Reflexionsmethode. Prinzipskizze oben (Micro-Measurements 2011) und verwendetes Polariscope (unten).

Bild 232: Isochromaten eines transparenten, homogenen Probekörpers unter Last.

Bild 233: Horizontale Spannungsverläufe eines Probekörpers Halbzylinder-Biegeversuch gemäß FE-Modell.

Bild 234: Probekörper aus Asphalt AC 8 D S unter Belastung im Halbzylinder-Biegeversuch.

Bild 235: Darstellung der Ergebnisse eines Halbzylinder-Biegeversuches bei $T = +10\text{ °C}$, die Parameter KI und σ_{\max} können direkt aus den Daten berechnet werden, Glc wird abweichend von der Grafik über die Kraft berechnet.

Bild 236: Rissweg während eines Halbzylinderbiegeversuchs bei einer Temperatur von -6 °C .

Bild 237: Simulationsergebnisse des Halbzylinderbiegeversuches bei einer Temperatur von -6 °C .

Bild 238: Rissfortschritt im Probekörper mittels FEM-Simulation bei einer Temperatur von -6 °C .

Bild 239: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -6\text{ °C}$.

Bild 240: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -12\text{ °C}$.

Bild 241: Vergleich zwischen FE-Simulation und Ergebnis eines experimentellen Halbzylinderbiegeversuchs bei $T = -18\text{ °C}$.

Bild 242: Gitterstruktur des erzeugten Modells für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage (oben) und Detail des modellierten selbstaffinen Risses (unten).

Bild 243: Eingesetzte Elemente (jeweils rot eingefärbt) für die Simulation von 3PB-Versuchen, viskoelastischer Probekörper (oben), Rissbereich (mittig), geteilte Asphalteinlage (mittig) und Asphalteinlage im Rissbereich (unten).

Bild 244: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche ohne Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Bild 245: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche ohne Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Bild 246: Eingesetzte Farben und zugehörige Spannungen der dargestellten Spannungsverläufe ,

links: $+5$ (Zug) bis -1 MPa (Druck), rechts $+7000$ (Zug) bis -6000 MPa (Druck).

Bild 247: Isochromaten der Spannungsoptik für 3-Punkt-Biegeversuch eines transparenten Probekörpers.

Bild 248: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last.

Bild 249: Horizontale (oben) und vertikale (unten) Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, ohne Asphalteinlage, unter Last nach 95 s.

Bild 250: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit Asphalteinlage, unter Last, nach 46,80 s (oben), 90,93 s (mittig) und nach 7200 s (unten).

Bild 251: Vertikale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit Asphalteinlage, unter Last, nach 46,80 s (oben), 90,93 s (mittig) und nach 7200 s (unten).

Bild 252: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit Asphalteinlage, nach 7200 s.

Bild 253: Kerbenöffnung über die Zeit für 3-Punkt-Biegeversuche ohne und mit Asphalteinlage.

Bild 254: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche inkl. Kerbe, mit weicherer (oben) und steifer (unten) Asphalteinlage, nach 43,8 s bzw. 46,8 s.

Bild 255: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche, mit Kerbe, mit weicherer (oben) und steifer (unten) Asphalteinlage, nach 7200 s.

Bild 256: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit weicherer Asphalteinlage, nach 7200 s.

Bild 257: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche an der Kerbe, mit weicherer und um 1 mm höher eingebauter Asphalteinlage, nach 7200 s.

Bild 258: Ermittelte Energie für Simulationen von 3PB-Versuchen mit und ohne Asphalteinlage, jeweils nach 7200 s.

Bild 259: Beispiel des um die Kerbe präparierten Biegebalkens für die Reflexionspolaroskopie (Variante XII).

Bild 260: Messwerte der weggeregelter, statischen 3-Punkt-Biegeversuche, ermittelte Kraft in Abhängigkeit der Zeit.

Bild 261: Statischer 3-Punkt-Biegversuch (Var IV), Schwingungen in der hydraulischen Wegregelung führen zu Schwingungen der aufgezeichneten Kraft.

Bild 262: Statischer 3-Punkt-Biegversuch, Variante XII (Ref.), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 2 min, 3,5 min, 4,5 min (max. Kraft), 7 min und Versuchsende (13 min).

Bild 263: Horizontale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche im Bereich der Kerbe, ohne Asphalteinlage.

Bild 264: Vertikale Spannungsverteilung für 3-Punkt-Biegeversuche im Bereich der Kerbe, ohne Asphalteinlage.

Bild 265: Vergleich der Strukturen der Spannungsoptik (Var XII (Ref.), oben) und FE-Modell (unten) unter Last.

Bild 266: Statischer 3-Punkt-Biegversuch, Variante VII (K), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 1 min, 2 min, 3 min 7 min und Versuchsende (13 min).

Bild 267: Statischer 3-Punkt-Biegversuch, Variante IV (g), Verformungen bei (v.o.n.u.): Start, nach 1 min, 2 min, 3 min, 6 min (max. Kraft) und Versuchsende (13 min).

Bild 268: Qualitativer Spannungsverlauf von der Oberseite zur Kerbe bei Kraftmaximum, Variante XII (Ref.).

Bild 269: Qualitativer Spannungsverlauf gemäß () von der Oberseite zur Kerbe, Variante VII (K).

Bild 270: Qualitativer Spannungsverlauf gemäß () von der Oberseite zur Kerbe, Variante XII (Ref.).

Bild 271: Dimensionierungsprinzip für Instandsetzungsmaßnahmen und/oder Erneuerung auf bestehender rissgeschädigter Unterlage

Bild 272: Ableitung des Steifigkeitsmoduls der gerissenen Bestandsbefestigung anhand der RStO-Bauweisen gemäß Tafeln 1, 4 und 5.

Bild 273: Steifigkeits-Temperaturfunktionen der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphaltsschichten

Bild 274: Ermüdungsfunktionen der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphaltsschichten

Bild 275: Verläufe der kryogenen Spannung der für die Dimensionierungsrechnungen verwendeten Asphaltsschichten

Bild 276: Nicht bearbeitete Oberfläche als Standard (links) und Negativform für die Simulation einer gefrästen Oberfläche zum Einlegen in den Walzsekto-Verdichter (rechts).

Bild 277: Beispiel für die Simulation einer fein (links) und grob (rechts) strukturierten Oberfläche von Asphaltprobeplatten.

Bild 278: Beispiel für sandgestrahlte Oberflächen mit Simulation einer fein (links) und grob (rechts) gefrästen Oberfläche von Asphaltprobeplatten.

Bild 279: Fertig präparierter Probekörper mit Natursteinblöcken und Schlitzung; mit deutlich sichtbarer Asphalteinlage zwischen Deckschicht (unten) und Binderschicht (oben)

Bild 280: Bruchfläche eines geprüften Probekörpers

Bild 281: Beispiel für Varianten mit veränderter Emulsionssorte (Variante 1-5, links), verringerter Emulsionsmenge (Variante 1-6, mittig) und doppelter Lage (Variante 1-7, rechts).

Bild 282: Beispiel für Varianten mit Ansprühen von 50 % der Oberfläche, abgeklebte Platte (links) und mit Emulsion präparierte Platte (rechts, Variante 5-8).

Bild 283: Durchlässigkeit aller Varianten

Bild 284. Aufbau der eingesetzten Schervorrichtung gemäß TP Asphalt-StB Teil 80 (FGSV 2012a).

Bild 285: Schermoduln für die Varianten ohne Asphalteinlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 286: Summe der Schermoduln für die Varianten ohne Asphalteinlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 287: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage (Null-Variante) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 288: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage für fein strukturierte Oberflächen der Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 289: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage für grob strukturierte Oberflächen der Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 290: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage mit unterschiedlichem Deckschichtmaterial (AC8DN) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 291: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage mit anderem Deckschichtmaterial (SMA8S) aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 292: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage unter Verwendung anderer Emulsion aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 293: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage bei Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 % aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 294: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage unter Verwendung doppelter Einlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 295: Schermoduln für die Varianten mit Asphalteinlage bei Abkleben der halben Unterlage aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 296: Beispiele des Ablösens der Einlagen, Deckschicht (links) und Binderschicht (rechts) der abgescherten Probekörper, Varianten 2-0 (oben) und 7-0 (unten).

Bild 297: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Null-Varianten (glatte Unterlage).

Bild 298: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit feiner Oberflächenstruktur der Unterlage.

Bild 299: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit grober Oberflächenstruktur der Unterlage.

Bild 300: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit AC 8 D N als Deckschicht.

Bild 301: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit SMA 8 S als Deckschicht.

Bild 302: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit alternativen Emulsionen.

Bild 303: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer Reduktion der Emulsionsmenge um 30 %.

Bild 304: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer doppellagigen Asphalteinlage.

Bild 305: Maximale Scherkraft aus dem Abscherversuch für die Varianten mit einer reduziert benetzten Fläche.

Bild 306: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für alle überprüften Varianten.

Bild 307: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für die Varianten mit unterschiedlichen Deckschichten.

Bild 308: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für die Null-Varianten mit unterschiedlichen Asphalteinlagen.

Bild 309: Prüfrahmen für zyklische 3-Punkt-Biegeprüfungen.

Bild 310: Beispiel für die Energy Ratio ER über die Anzahl der Lastzyklen; der Makroriss NMakro wird auf 300.000 Lastzyklen geschätzt.

Bild 311: Beispiel für Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 312: Ermüdungskurven der Varianten ohne Einlage (0-0) und mit Kombiprodukten (2-0, 3-0, 4-0, 5-0, 7-0) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 313: Ermüdungskurven der Varianten ohne Einlage (0-0) und mit Gittern (10-0, 11-0, 12-0, 13-0, 14-0, 15-0) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 314: NMakro aller Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch bei einer Lastamplitude von 0,4 kN.

Bild 315: Probekörper der Varianten 0-0 (oben) 2-0 (mittig) und 4-0 (unten) nach Versuchsende des 3-Punkt-Biegeversuchs bei einer Lastamplitude von 0,4 kN.

Bild 316: NMakro aller Varianten im 3-Punkt-Biegeversuch bei einer Lastamplitude von 0,6 kN.

Bild 317: Ermüdungskurven der Variante 0 (Referenz, ohne Einlage) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 318: Ermüdungskurven der Variante 2 (Kombiprodukt 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 319: Ermüdungskurven der Variante 10 (Gitter 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 320: Ermüdungskurven der Variante 11 (Gitter 2) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 321: Ermüdungskurven der Variante 2 (Kombiprodukt 1) für unterschiedliche Oberflächen der Unterlage im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 322: Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude für die drei Deckschichten AC 11 D S (Referenz), AD 8 D N und SMA 8 S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 323: Ermüdungskurven von NMakro bei Einsatz des Kombiprodukts K1 für die drei Deckschichten AC 11 D S (2-0), AD 8 D N (2-3) und SMA 8 S (2-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 324: Ermüdungskurven von NMakro bei Einsatz des Gitters G1 für die drei Deckschichten AC 11 D S (10-0), AD 8 D N (10-3) und SMA 8 S (10-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 325: Ermüdungskurven von NMakro bei Einsatz des Gitters G2 für die drei Deckschichten AC 11

D S (11-0), AD 8 D N (11-3) und SMA 8 S (11-4) im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 326: Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude bei Variation der Emulsion im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 327: Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude bei Reduzierung der Emulsionsmenge um 30 % im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 328: Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude bei doppelter Lage der Asphalteinlagen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 329: Ermüdungskurven von NMakro über die Kraftamplitude bei 50 %iger Benetzungsfläche der Emulsionen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 330: Versuchsaufbau des Keilspaltversuchs in der Universalprüfmaschine zu Beginn der Prüfung

Bild 331: Unterschied in der Kurvenauswertung Kapitel 3.2 zu Kapitel Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden. an der Darstellung des schematischen Kraft-Verformungsdiagramms; vgl. (Tschegg 2000)

Bild 332: Vergleich der spannungsabbauenden Varianten ohne Variation mit Darstellung der Einzelwerte

Bild 333: Korrelationsbetrachtung zwischen $F_{p1,5}$ und $G_{fp2,0}$

Bild 334: Standard-Variation der Asphalteinlagen V1 und K1-8 mit Referenz R

Bild 335: Standard-Variation der Gitter G1 bis G6 mit Referenz R

Bild 336: Einfluss der simuliert feingefrästen Binderschichtoberfläche auf die ausgewählten Einlagenvarianten

Bild 337: Einfluss der simuliert grobgefrästen Binderschichtoberfläche auf die ausgewählten Einlagenvarianten

Bild 338: Einfluss des abweichenden Deckschichtmaterials AC 8 D N auf die ausgewählten Varianten

Bild 339: Einfluss des abweichenden Deckschichtmaterials SMA 8 S auf die ausgewählten Varianten

Bild 340: Einfluss unterschiedlicher Emulsionsorten C70 zu C60 (bei R: ohne zu C40) auf die ausgewählten Varianten

Bild 341: Einfluss der reduzierten Emulsionsmenge auf die ausgewählten Varianten

Bild 342: Einfluss doppelt verlegter Einlage auf die ausgewählten Varianten

Bild 343: Einfluss bei Bitumenemulsion auf nur 50% der Probekörperfläche auf die ausgewählten Varianten

Bild 344: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches und der 3-Punkt-Biegeprüfungen an den überprüften Gittern 10-0 bis 15-0.

Bild 345: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches (maximale Kraft F) und der 3-Punkt-Biegeprüfungen (Lastamplitude 0,5 kN: NMakro) aller überprüfter Varianten.

Bild 346: Zusammenhänge zwischen den Ergebnissen des Keilspaltversuches (Bruchenergie G) und des Abscherversuchs (maximale Scherkraft) aller überprüfter Varianten.

Bild 347: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 100 Lastzyklen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 348: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 10.000 Lastzyklen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 349: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 50.000 und 100.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 350: Dyn. Moduln für alle bewehrenden Varianten mit Schichtgrenze bzw. Einlage 1 cm oberhalb der Unterkante nach 50.000 und 100.000 Lastzyklen für 0,6 kN Lastamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 351: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und AC 11 D S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 352: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und AC 8 D N im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 353: Dyn. Moduln für bewehrende Varianten mit unterschiedlicher Position der Schichtgrenze bzw. Einlage nach 50.000 Lastzyklen für 0,5 kN Lastamplitude und SMA 8 S im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 354: Mit LEAP berechnete Durchbiegungen der Unterseite eines zweischichtigen Probekörpers mit (mV) und ohne (oV) Schichtenverbund.

Bild 355: Mit LEAP berechnete Durchbiegungen der Unterseite eines zweischichtigen Probekörpers mit Asphalteinlage mit (mV) und ohne (oV) Schichtenverbund.

Bild 356: Dyn. Modul der überprüften Varianten nach 50.000 Lastimpulsen im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 357: Ermittelte Dyn. Modul MD mit AC 11 D S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für das Gitter 2 im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Bild 358: Ermittelte Dyn. Modul MD mit AC 11 D S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die Referenz im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Bild 359: Ermittelte Dyn. Moduln MD mit AC 8 D N als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die zwei Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Bild 360: Ermittelte Dyn. Moduln MD mit SMA 8 S als Deckschicht und unterschiedlichen Höhen in der Probe für die zwei Gitter im 3-Punkt-Biegeversuch (Lastamplitude 0,5 kN, 50.000 Lastzyklen) und theoretisch vergleichbare Reihenfolgen.

Bild 361: B70 Gefräste Unterlage vor Einbau der Asphalteinlage bzw. Asphaltdeckschicht (Archivbild 2007, (Straße NRW))

Bild 362: Bohrkernentnahme auf B70

Bild 363: Verlegung Gitter L3079(Archivbild 2011, (HessenMobil))

Bild 364: Oberfläche L3079

Bild 365: Bohrkernentnahmestellen Durchmesser 400mm L3079

Bild 366: Riss in Bohrkern mit Durchmesser 400mm

Bild 367: Riss im Bohrkern aus der Unterlage

Bild 368: Bohrkern L3079 - Hohlraumreiche Binderschicht

Bild 369: L608 vor dem Fräsen

Bild 370: L608 Gefräst vor Überbauung

Bild 371: L608 Einlageneinbau

Bild 372: L608 Asphalteinbau

Bild 373: L608 Bohrkernentnahme

Bild 374: Summe der Schermoduln für die Varianten der zwei Probestrecke aus dem statischen Steifigkeitsversuch.

Bild 375: Beispiele der Gesteinszertrümmerung an der Deckschicht (links) und Binderschicht (rechts) des abgesicherten Probekörpers, Strecke 1, Variante mE – unbelastet_2.

Bild 376: Beispiele für die Trennung an der Asphalteinlage, Deckschicht (links) und Binderschicht mit Asphalteinlage (rechts) des abgesicherten Probekörpers, Strecke 2, Variante mE – belastet_1.

Bild 377: Maximale Scherkräfte aus dem Abscherversuch für die überprüften Varianten der zwei Probestrecken.

Bild 378: Korrelationen der max. Scherkraft und Schersteifigkeiten für alle überprüften Varianten.

Bild 379: Strecke 1, Ermüdungskurven für NMakro über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 380: Strecke 2, Ermüdungskurven für NMakro über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 381: Strecke 3, Ermüdungskurven für NMakro über die Kraftamplitude im 3-Punkt-Biegeversuch.

Bild 382: Beispiel für eine Regression über 4 oder 8 Stützpunkt zur Ermittlung der Wöhler-Linie.

Bild 383: Beispiel für eine lineare Regression zwischen 60.000 und 120.000 Lastzyklen über den dyn. Modul MD eines einen 3PB-Versuchs.

Bild 384: Abschätzung der Anzahl NMakro über die Steigungen der MD mittels linearer Regression.

Bild 385: Beispiel für eine lineare Regression über alle Daten eines einen 3PB-Versuchs.

Bild 386: Beispiel für eine lineare Regression über die Daten bis zum Makroriss eines einen 3PB-Versuchs.

Bild 387: Beispiel für eine lineare Regression über die linearen Daten eines einen 3PB-Versuchs.

Bild 388: Steigungen der ER über die gesamte Versuchsdauer in Abhängigkeit der Lastamplitude.

Bild 389: Regressionen über Steigungen ER Gitter

Bild 390: Regressionen von NMakro über die Steigung ER.

Bild 391: Berechnung des Ergebnisses NMakro für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

Bild 392: Strecke 1, Berechnung des Ergebnisses NMakro für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.

- Bild 393: Strecke 2, Berechnung des Ergebnisses NMakro für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.
- Bild 394: Strecke 3, Berechnung des Ergebnisses NMakro für geringe Kraftamplituden unter Berücksichtigung der Steigung ER über die gesamte Versuchsdauer.
- Bild 395: Versuchsaufbau des Keilspaltversuchs in der Universalprüfmaschine zu Beginn der Prüfung (aus 3.2.2.5)
- Bild 396: Unterschied in der Kurvenauswertung Kapitel 3.2 zu Kapitel 7.3 an der Darstellung des schematischen Kraft-Verformungsdiagramms; vgl. (Tschegg 2000)
- Bild 397: Last-Verformungs-Kurve der verschiedenen Probekörper und Teststrecken
- Bild 398: Ergebnisse für Gfp2,0 der verschiedenen Bereiche S1 - a, S1 - b und S1 - c in Teststrecke 1
- Bild 399: Ergebnisse für Gfp2,0 der verschiedenen Bereiche S2 a, S2 b, S2 c und S2 d in Teststrecke 2
- Bild 400: Ergebnisse für Gfp2,0 der verschiedenen Testfelder in Teststrecke 3
- Bild 401: Prüfeinrichtung zur Ermittlung des Schichtenverbunds nach dem Keilspaltprinzip in einer Standardprüfmaschine
- Bild 402: Versuchsaufbau zur Prüfung der Schichtenverklebung im Keilspalt-Prinzip
- Bild 403: Maximalkräfte bei Rissinitiierung für die Varianten der Teststrecke 1
- Bild 404: Maximalkräfte bei Rissinitiierung für die Varianten der Teststrecke 2
- Bild 405: Schichtaufbau L3079
- Bild 406: Berechnete horizontale Dehnung in der Lasteinleitungsachse (Radlast 50 kN), Befestigung L3079
- Bild 407: Berechnete Spannung in der Lasteinleitungsachse (Radlast 50 kN), Befestigung L3079
- Bild 408: Schichtaufbau B70
- Bild 409: berechnete horizontale Dehnung in der Lasteinleitungsachse (Radlast 50 kN), Befestigung B70
- Bild 410: Berechnete horizontale Spannung in der Lasteinleitungsachse (Radlast 50 kN), Befestigung B70
- Bild 411: Horizontale Dehnung an der Unterseite der erneuerten Asphaltdeckenschicht bei einer Radlast von 50 kN (Achslastklasse 10 t)
- Bild 412: Horizontale Spannung an der Unterseite der erneuerten Asphaltdeckenschicht bei einer Radlast von 50 kN (Achslastklasse 10 t)
- Bild 413: Bewertungsmodul während des Lebenszyklus eines Bauwerks (DIN EN 15643)
- Bild 414: Prozesskette, Systemgrenzen und Betrachtungszeitraum
- Bild 415: Produktionsprozessbestandteile
- Bild 416: Bau- und Erhaltungsprozessbestandteile
- Bild 417: Wiederverwertungs- und Abfallbehandlungsbestandteile
- Bild 418: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 1)
- Bild 419: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 1)
- Bild 420: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 1)
- Bild 421: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 1)
- Bild 422: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 2)
- Bild 423: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 2)
- Bild 424: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 2)
- Bild 425: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 2)
- Bild 426: Kosten der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 3)
- Bild 427: CO₂ Ausstoß der einzelnen Szenarien (Funktionales Äquivalent 3)
- Bild 428: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur Kostenäquivalenz (Funktionales Äquivalent 3)
- Bild 429: Erforderliche Nutzungsdauerverlängerung zur CO₂-Äquivalenz (Funktionales Äquivalent 3)
- Bild 430: Befestigungssysteme zur Abschätzung der Nutzungsdauer von Asphaltdeckenschicht-Systemen
- Bild 431: Berechnete horizontale Dehnung an der Unterseite der Asphaltdeckenschicht (über der Asphaltdeckenschicht) in einer instandgesetzten Befestigung der Bk100 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 432: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalteinlage) in einer instandgesetzten Befestigung der Bk100 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 433: Für die Nachweise gegen Reflexionsrissbildung verwendet, in 3-Punkt-Biegeversuchen bestimmte Ermüdungsfunktionen

Bild 434: Berechnete horizontale Dehnung an der Unterseite der Asphaltbinderschicht (über der Asphalteinlage) in der erneuerten Befestigung der Belastungsklasse Bk10 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 435: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalteinlage) in der erneuerten Befestigung der Belastungsklasse Bk10 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 436: Für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

Bild 437: Für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

Bild 438: Für den Nachweis gegen Reflexionsrissbildung in der Befestigung der Belastungsklasse Bk10 angewendete Ermüdungsfunktionen

Bild 439: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalteinlage) in der instandgesetzten Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 440: Berechnete horizontale Spannung an der Unterseite der Asphaltdeckschicht (über der Asphalteinlage) in der instandgesetzten Befestigung der Belastungsklasse Bk1,8 für eine 5-t-Einzelradlast

Bild 441: Für Befestigungen der Belastungsklassen Bk10 und Bk100 betrachtete Erhaltungsszenarien

Bild 442: Für Befestigungen der Belastungsklassen Bk1,8 betrachtete Erhaltungsszenarien

Bild 443: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

Bild 444: CO2 Emissionen - Funktionales Äquivalent 1

Bild 445: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

Bild 446: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 1

Bild 447: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

Bild 448: CO2 Emissionen - Funktionales Äquivalent 2

Bild 449: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

Bild 450: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 2

Bild 451: Kosten ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

Bild 452: CO2 Emissionen - Funktionales Äquivalent 3

Bild 453: Kosten mit Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

Bild 454: Kostenvergleich mit/ohne Aufzinsung - Funktionales Äquivalent 3

Tabellen

Tabelle 1: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 1

Tabelle 2: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 2

Tabelle 3: Zusammenstellung der Ergebnisse in den betrachteten Forschungsberichten und Studien Teil 3

Tabelle 4: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für Vliese (FGSV 2013)

Tabelle 5: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für Gitter (FGSV 2013)

Tabelle 6: Eigenschaften, Prüfverfahren und Richtwerte für Kombinationsprodukten (FGSV, 2013)

Tabelle 7: Klassifikation der Produkte Teil 1

Tabelle 8: Klassifikation der Produkte Teil 2

Tabelle 9: Varianten innerhalb des Probefelds

Tabelle 10: Ergebnisse Durchlässigkeit erste Prüfreihe

Tabelle 11: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 1 mit verschärften Prüfbedingungen

Tabelle 12: Ergebnisse der Bestimmung der Elastizitätsmoduln für die elastischen Unterlagen

Tabelle 13: Ergebnisse der vereinfachten Bestimmung der Verformungen der elastischen Unterlagen unter Versuchsbedingungen

- Tabelle 14: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 20
- Tabelle 15: Ergebnisse der Spurbildungsversuche für Variante 20 mit veränderten Prüfbedingungen
- Tabelle 16: Übersicht der Ergebnisse der Scherprüfungen in der Schichtgrenze und Einteilung in Kategorien
- Tabelle 17: Schichteigenschaften der Vergleichsbefestigung
- Tabelle 18: Eigenschaften der Testfelder in den großmaßstäblichen Belastungsversuchen
- Tabelle 19: Raum-, Rohdichte und Hohlraumgehalt der Deck- und Binderschichten aller Testfelder
- Tabelle 20: Dehnungen DMS 2 und DMS 5 bei maximaler Rissöffnung
- Tabelle 21: Steifigkeitsindex der Testfelder
- Tabelle 22: Ergebnisübersicht Großversuch
- Tabelle 23: Parameter des Burgers-Modells für AC 11 D S bei verschiedenen Temperaturen.
- Tabelle 24: Parameter des Kohäsivzonenmodells für AC 11 D S bei verschiedenen Temperaturen.
- Tabelle 25: Simulation der Kerbenöffnung über die Zeit für 3PB-Versuche ohne und mit Asphalteinlage
- Tabelle 26: Zusammensetzung des AC 16 B N, Unterlage
- Tabelle 27: Zusammensetzung des AC 11 D S
- Tabelle 28: Zusammensetzung des AC 8 D N
- Tabelle 29: Zusammensetzung des SMA 8 S
- Tabelle 30: Auflistung der Asphalteinlagen mit entsprechender Nummer
- Tabelle 31: Wesentliche Kenndaten der eingesetzten Bitumenemulsionen
- Tabelle 32: Übersicht aller überprüften Varianten
- Tabelle 33: Variantenbelegung für Durchlässigkeitsprüfungen
- Tabelle 34: Durchlässigkeitsmittelwerte der Varianten mit Einbau nach Herstelleranweisung
- Tabelle 35: Für die spannungsabbauende Funktion überprüfte Variationen
- Tabelle 36: Für die rissüberbrückende Funktion überprüfte Variationen
- Tabelle 37: Prüfplan Keilspaltversuche
- Tabelle 38: Bestimmtheitsmaße linearer Regressionen über Ergebnisse zur spannungsabbauenden und rissüberbrückenden Wirkung
- Tabelle 39: Für die bewehrende Funktion überprüfte Varianten
- Tabelle 40: Übersicht Ausbauproben
- Tabelle 41: Für die spannungsabbauende Funktion überprüfte Variationen
- Tabelle 42: Für die rissüberbrückende Funktion überprüfte Strecken und Varianten
- Tabelle 43: Beispiel für Regressionsparameter der Steigungen MD und ermittelte Zahl NMakro für unterschiedliche Lastamplituden
- Tabelle 44: Regressionsparameter der Steigungen ER über die gesamte Versuchsdauer und daraus berechnete Steigungen für unterschiedliche Lastamplituden
- Tabelle 45: Regressionsparameter der Zahl NMakro über die Steigungen ER über die gesamte Versuchsdauer
- Tabelle 46: Strecke 1, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie NMakro über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.
- Tabelle 47: Strecke 2, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie NMakro über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.
- Tabelle 48: Strecke 3, Regressionsparameter der Steigungen ER über die Lastamplituden sowie NMakro über Steigung für unterschiedlich gewonnene Steigungen.
- Tabelle 49: Ergebnisse der Nachweise gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage von 3-Punkt-Biegeversuchen sowie der Nachweise Rissenergie auf Grundlage von Keilspaltversuchen für die aus den Referenzbefestigungen entnommenen Ausbauproben
- Tabelle 50: Ergebnis der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung (Schädigungssumme Σ Miner, theoretische Nutzungsdauer t_{th})
- Tabelle 51: Massen der Varianten
- Tabelle 52: Kosten der Produktion
- Tabelle 53: Kosten bei Bau- und Erhaltung
- Tabelle 54: Kosten bei Wiederverwertung und Abfallbehandlung
- Tabelle 55: Umweltindikatoren der Produktion
- Tabelle 56: Umweltindikatoren bei Bau- und Erhaltung
- Tabelle 57: Umweltindikatoren bei Wiederverwertung und Abfallbehandlung

Tabelle 58: In den Nutzungsdauerberechnungen berücksichtigte Asphalteinlage-Systeme

Tabelle 59: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk100

Tabelle 60: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk10

Tabelle 61: Ergebnisse der Nachweise gegen Ermüdungsrissbildung gemäß RDO Asphalt, gegen Reflexionsrissbildung auf Grundlage der 3-Punkt-Biegeversuche sowie der Bruchenergie auf Grundlage der Keilspaltversuche für die Befestigungen der Bk10

Tabelle 62: Wirkungen von Asphalteinlagen und deren Eigenschaften auf die Ergebnisse der durchgeführten Systemprüfverfahren

Schriftenreihe

Berichte der Bundesanstalt

für Straßenwesen

Unterreihe „Straßenbau“

2021

S 147: Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BAST

Birle, Cudmani, Melsbach

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 148: Ermittlung und Prognose von Spannungszuständen in Betonfahrbahndecken

Freudenstein, Eger, Pichotka, Riwe, K. Villaret, S. Villaret, Frohböse

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 149: Untersuchungen zur Durchsickerung von RC-Baustoffen und industriellen Nebenprodukten bei Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen

Koukoulidou, Birle, Cudmani

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 150: Abschätzung des Restwerts im PMS am Ende des Bewertungszeitraums

Stöckner, Sagnol, Brzuska, Wellner, Blasl, Sommer, Krause, Komma € 19,50

S 151: Prognose der Griffigkeitsentwicklung von Waschbetonfahrbahndecken mit der Prüfanlage nach Wehner/Schulze Klein, Gehlen, Kränkel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 152: Wiederverwendung von RC-Baustoffen aus AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken

Mielich

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 153: Optimierung von Fugensystemen in Betonfahrbahndecken – Messtechnische Grundlage zur Ermittlung realer Beanspruchungen in situ

Recknagel, Spitzer, Hoppe, Wenzel, Pirskawetz € 23,00

S 154: Prozessoptimierung der Asphaltextraktion mit Oktansäuremethylester (OME)

Büchler, Wüstuba

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 155: KiST-Zonen-Karte RDO und RSO Beton – Verteilungsfunktion und Extremwerte

Villaret, Augter, Kayser, Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 156: Asphaltoberbau und extreme Temperaturen

Beckedahl, Schrödter, Koppers, Mansura, Reutter, Thelen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 157: Erfassung von Bäumen mittels Laserscan-Daten zur Expositionsanalyse entlang des Bundesfernstraßennetzes in NRW

Schipek, Steffen

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 158: Anforderungen an Baustoffe für schwach durchlässige, dauerhaft tragfähige, ungebundene Bankette

Cudmani, Henzinger, Birle, Barka

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 159: Dauerhafte Betondecken – Optimierung der Fahrbahnoberfläche durch Texturierung mittels Grinding-Verfahren

Villaret, Alte-Teigeler, Altreuther, Beckenbauer, Frohböse, Geh-

len, Oeser, Skarabis, Tulke, Wang

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter

<https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 160: Untersuchungen zur Ursache von Treiberscheinungen in Tragschichten ohne Bindemittel unter Verwendung von RC-Baustoffen aus Beton

Rigo, Unterderweide

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 161: Ermittlung der realistischen Verkehrsverteilung auf mehrstreifigen Bundesfernstraßen als Eingangsgröße für die rechnerische Dimensionierung und Bewertung der strukturellen Substanz

Kathmann, Schroeder

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden.

S 162: Beurteilung von Betonfahrbahndecken hinsichtlich deren in-situ AKR-Potenzial bei Gesteinskörnungen nach dem ARS Nr. 04/2013

Böhm, Eickschen, Hermerschmidt, Müller, Pierkes

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 163: NANOASPHALT – Optimierung der Gebrauchseigenschaften und der Beständigkeit von Asphaltstraßen unter Nutzung der Nanotechnologie

Beginn, Belke, Oeser, Meyer, Paffrath, Wellner, Clauß,

Beckedahl, Koppers, Schmidt, Erdmann, Schmidt, Hofmann

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 164: Untersuchung der Quellempfindlichkeit veränderlich fester Gesteine bei der Verwendung als Erdbaustoff

Cudmani, Heyer, Birle, Möller

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 165: Analyse des gefügeabhängigen Löslichkeitsverhaltens potenziell AKR-empfindlicher Gesteinskörnungen

Weise, Oesch, Wilsch, Sigmund, Hüniger, Kositz

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 166: Vibrationshammerverfahren zur Bestimmung der Bezugsgröße für den Verdichtungsgrad von Schichten ohne Bindemittel

Demon, Reiche, Haas, Schmidt

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 167: Aktualisierung und Anpassung der Straßenbelastungsdaten für die Dimensionierung

K. Villaret, S. Villaret, Kathmann, Oeser, Ückermann, Schröder,

Riwe

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 168: Entwicklung einer Prüfsystematik zur Identifizierung der Bitumenart und der verwendeten Modifizierungsmittel in einem Ausbaupasphalt

Gehrke, Stephan, Weigel

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 169: Untersuchung eines praxisbezogenen Instrumentariums zur Bewertung der Rissicherheit von Gussasphalten

Radenberg, Holzwarth

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 170: Kriterien für die Dauerhaftigkeit von Asphaltsschichten - Untersuchungen zur Ansprache des Haftverhaltens

Radenberg, Twer, Louis, Buscham

Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

2022

S 171: Informationssystem Straßenzustand Teil 2: Entwicklung von Sensoren zur Erfassung des strukturellen Zustandes von Asphaltstraßen (SENSOR)

Bald, Böhm, Čičković, Tielmann, Hill, Peitsch, Gablovský, Muschalla, Czaja, Ulrich, Farbischewski, Huczek
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 172: Verbesserung der Erfassung des Verhaltens von Trag-schichten ohne Bindemittel (ToB) zur Berücksichtigung in den RStO, RDO und den RSO

Wellner, Leischner, Spanier € 16,50

S 173: Analyse der Auswirkungen von Witterungsextremen an bestehenden Straßenbefestigungen in Betonbauweise

Villaret, Beckenbauer, Riwe, Tschernack
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 174: Raumdichtebestimmung an hohlraumreichen Asphalten

Dudenhöfer, Rückert
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 175: Einfluss der Fugenöffnungsweite auf die akustischen Eigenschaften von Fahrbahndecken aus Beton

Altreuther, Beckenbauer, Ertsey, Otto, Schubert, Kropp, Hoever
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 176: Strömungsmodelle zur Simulation der Durchsickerung von Straßenbauwerken mit Implementierung hydrologischer Parameter

Michaelides, Koukoulidou, Birle, Heyer, Vogt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 177: Bestimmung von Kenndaten zur sicheren Charakterisierung von Fugenvergussmassen

Breitenbücher, Buckenhüskes, Radenberg, Twer
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 178: Ringversuch zum statischen Spaltzugversuch nach AL Sp-Beton

Weise, Hüskes, Niedack-Nad
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 179: Die neue Autobahnverwaltung des Bundes – das Straßenrecht der Verkehrswende

Durner
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 180: Entwicklung eines aktuellen Verfahrens zur rechnerischen Dimensionierung gemäß den RDO Beton

Kathmann, Hermes, Kucera, Stöver, Neumann, Lehmkuhl, Pfeifer € 14,50

2023

S 181: Möglichkeiten und Grenzen des Georadarverfahrens

Hülsbömer, Weißelborg, Gogolin, Mörchen
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 182: Optimierung der Anwendbarkeit der Probabilistik in der Dimensionierung und Substanzbewertung von Betonstraßen

Neumann, Liu, Blasl, Reinhardt
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

S 183: Potenzialuntersuchung zum Einsatz von Asphalteinlagen

Mollenhauer, Wetekam, Wistuba, Büchler, Al-Qudsi, Falchetto, Kollmus, Trifunović, Schmalz, Ziegler
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

Fachverlag NW in der Carl Ed. Schünemann KG
Zweite Schlachtpforte 7 · 28195 Bremen
Tel.+(0)421/3 69 03-53 · Fax +(0)421/3 69 03-48

Alternativ können Sie alle lieferbaren Titel auch auf unserer Website finden und bestellen.

www.schuenemann-verlag.de

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.