

# Wirtschaftlichkeits- untersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 190

**bast**

# **Wirtschaftlichkeits- untersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100**

von

Wolfram Ressel  
Christopher Engel  
Pasquale Ferraro  
Stefan Alber  
Harald Garrecht  
Oliver Mielich

Universität Stuttgart

Frohmut Wellner  
Erik Kamratowsky  
Juliane Kraft

Technische Universität Dresden

**Berichte der  
Bundesanstalt für Straßenwesen**

**Straßenbau Heft S 190**

**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 FE 04.0300**  
Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

**Fachbetreuung**  
Janin Kuhnsch

**Referat**  
Betonbauweisen

**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](http://www.schuenemann-verlag.de)

ISSN 0943-9323  
ISBN 978-3-95606-745-7

Bergisch Gladbach, Mai 2023

---

## **Kurzfassung – Abstract**

### **Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100**

Die Wirtschaftlichkeit der Erhaltung Straßen ist ein Thema, das Wissenschaft und Praxis schon seit Langem beschäftigt. Insbesondere die Erstellung technisch sinnvoller und wirtschaftlich effizienter Erhaltungsprogramme für bestehende Straßen ist hierbei ein sehr wichtiger Punkt.

Eine entscheidende Einflussgröße für die systematische Erhaltungsplanung ist vor allem auch die möglichst genaue Kenntnis bzw. Prognostizierbarkeit von zeitlichen Schadensverläufen, die wiederum originär auch auf materialeitige Kennwerte bzw. das mechanische Verhalten des Oberbaus (z.B. plastische Verformung, Ermüdung) zurückzuführen sind.

Daher wurden in diesem Projekt für die Asphaltbauweise etablierte Methoden der Nutzungsdauerprognose (z.B. bezüglich Ermüdung des gebundenen Aufbaus) und der Schadensverlaufsprognose (z.B. Spurrinnenbildung) angewendet und mit verschiedenen Szenarien weiterentwickelt.

Für die Betonbauweise wurden hingegen bestehende Verfahren auf Anwendbarkeit getestet und neue Entwicklungen bezüglich einer Nutzungsdauerprognose (Hazardfunktionen) eingesetzt.

Bei einer betonschädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) ist bisher eine systematische Erhaltungsplanung nicht möglich, da sich der Schadensverlauf nur sehr schwer prognostizieren lässt. Hierzu wurden materialeitige Untersuchungen (zerstörend/zerstörungsfrei) an AKR-geschädigten Fahrbahndeckenbetonen durchgeführt. Die Prognose der Restnutzungsdauer bei einer AKR-Schädigung ist daraus jedoch nicht auf direktem Wege möglich. Daher wurde eine Methodik zur Prognose der (Rest-)Nutzungsdauer auf empirischer Basis (Auswertung von ZEB-Daten) entwickelt.

Aufbauend auf den beschriebenen Methoden zur Nutzungsdauerabschätzung von Asphalt- und Betonbauweisen wurden vergleichende Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen für Erhaltungsstrategien unter Berücksichtigung unterschiedlicher Annahmen und Szenarien mit der Software LCD2 angestellt.

### **Economic efficiency study of construction methods with concrete pavement of load class Bk100**

Economic efficiency of road maintenance is an important topic in science and practice. Especially maintenance programs and their technical and economic efficiency is an important aspect.

A decisive parameter for systematic road maintenance is the possibility of prediction of deterioration processes, which depends on basic material or pavement properties (e.g. deformation, fatigue).

That is why established methods for useful life determination (based on fatigue considerations) and deterioration processes (rutting) of asphalt pavements were applied for exemplary road sections. Furthermore alternative scenarios were considered.

In terms of concrete pavement sections existing methods were checked towards applicability for the determination of useful life. Newly developed methods (hazard functions) were applied exemplarily.

In case of an ASR deterioration of concrete pavements a systematic maintenance planning is impossible so far because the prediction of deterioration is hardly possible. Therefore different material tests (destructive (non-destructive) were applied at ASR affected pavements. The determination of remaining useful life is not possible with that results anyway. That is why an empirical method using road condition data (ZEB data) was developed.

Based on the described approaches of useful life prediction and other deterioration parameters, comparative economic studies under consideration of different assumptions and scenarios were implemented in a simulative way using the software LCD2.

## Summary

### **Economic efficiency study of construction methods with concrete pavement of load class Bk100**

#### *Concrete pavements*

In over 80 years of worldwide research on alkali-silica reaction (ASR), several numerical and experimental studies have been performed to develop reliable progression forecasts for ASR-damaged structures and to assess the remaining service life of those structures. However, none of the proposed models for concrete roads could definitively reach this goal and there are still some open questions. The time frame of 36 months allocated for this project and the funding provided for the sub-project “ASR Progression Forecast” were not sufficient to achieve this aim. Nevertheless, the research work has resulted in some new and essential insights.

The available results (see also MIELICH 2019b and MIELICH & ZWERTGER 2019) showed very clearly that the crucial design case for ASR-related damage progression is the stresses imposed by every running of the wheels (load and release). This running of the wheels causes more or less severe vertical deformation, which induces the progression of ASR-related horizontal cracks and concrete fatigue, and over time leads to breakage and break-up of the joint crosses and transverse joints.

The progression of horizontal cracks in the concrete roads is the reason for often quick, non-linear and virtually unpredictable damage progression. In individual cases, quick damage progression from damage category I to category III was detected over a very short period of time. It is worth mentioning that the crack progression in an affected road section does not take place evenly.

This phenomenon is also the reason why systematic prognosis of damage progression by means of ASR-provoking storage is not possible. The FIB climate simulation concrete prism test used in this project allows to assess whether an ASR is to be expected or whether any further remaining damage potential is present. During the climate simulation concrete prism test, the orientation of the specimens plays an important role. In the future, the test specimens should be located at right angles to the plate level and not, as is common practice, parallel to it. The question of whether this change would require a modification of the threshold values in the ASR-provoking storage tests was not answered in this research project.

Corner fractures on a concrete road slab can happen before signs of colour changes in the transverse and longitudinal joints and in the joint crosses are visible at the surface (MIELICH 2019a). This is possible when a damaging ASR originates not in the top-layer concrete but in the subbase concrete. In any case, it must be checked whether the cause of the corner fractures can also be found if the slab lies hollow. If so, an alkali-silica reaction was probably not involved.

Drill cores for further examinations at the slab should be carried out in the most ASR-damaged areas of the concrete road slab. The drill core sampling plan introduced in MIELICH (2019b) was also used in this project.

The significance of material properties relevant to the ASR is not to be equated with that for the dimensioning. One important aspect is the evaluation of splitting tensile strength, which is included, as a decisive material parameter, in the computational design according to the German standard “RDO Beton 09”. The reason for this essential finding is the ASR-related structural fatigue of concrete slabs. This ASR-related structural fatigue does not take place in the location where the splitting tensile strength is determined, meaning at the upper and lower outer fibre. The structural fatigue is marked by cracks which are mainly horizontal. It usually appears at the level of the dowel bar position, but also above and below the dowel bars. These observations confirm that any kind of substance assessment of ASR-suspected concrete roads based on splitting tensile strength results is not reliable. The decrease of splitting tensile and compressive strength is very small compared to that of tensile strength and E-modulus. During compression testing, cracks are closed and therefore have little impact on strength. When determining the E-modulus, cracks are also pressed together, but the closing of the cracks results in greater expansion,

which causes a reduction of the E- modulus. When determining tensile strength, the load exerts at a right angle to the horizontal crack and causes lower tensile strengths.

It is known that a concrete road fails due to tension and not by compression. However, compression strength and splitting tensile strength are only very slightly compromised by the ASR. Therefore, the tensile strength cannot be estimated from compression and splitting tensile strength.

It is suggested to conduct a status examination on a road slab by means of three drill cores, which are taken in the centre of the slab and at a distance of 26 cm and 8 cm of the borehole middle to the longitudinal and transverse joint. At these locations, the modulus of elasticity and the tensile strength are determined. If the mechanical properties differ from the reference values in the centre of the slab by more than 15%, they indicate cyclical occurring load and load-independent stress with a simultaneous occurrence of an ASR.

Measurements with the Falling Weight Deflectometer (FWD) were conducted as non-destructive tests. Since the FWD generally has great depth effect, the deflection results from the bedding capacity, which is generally known to be subject to seasonal fluctuation. However, the initial results are promising since they were able to prove ASR-related structural fatigue under certain conditions, e.g. whenever the FWD measurements were taken after a longer period of frost. Finally, it should be mentioned that along with measurements with the falling weight deflectometer, drill cores should be taken according to the sampling plan suggested in MIELICH (2019b).

Dimensioning according to "RDO Beton 09" compares impacting with absorbable bending moment. The mathematical formulations, however, have shown that the ASR in combination with the construction creates load conditions due to the top-layer and subbase concrete which cannot deform freely because of the bond. Due to the introduction of horizontal tension in the end of the slabs, shearing stress is built up. When the shearing stress approach the shearing strength of the concrete, which can be approximately equated with the tensile strength, shear failure results. This results in horizontal cracks at the end of the concrete slabs. In the future, the occurring shearing stress should therefore be closely examined when ASR damage in road slabs is suspected. Calculation methods and the utilization of material parameters like those used in the "RDO Beton 09" are not suitable for suspected ASR damage in concrete road slabs.

In contrast to this, the "RDO Beton 09" is the foundation for dimensioning or recalculation of new construction measures. For instance, it was successfully shown that the conventional dimensioning according to "RStO 12" does not include sufficient attention to useful life. Scattering in terms of material quality/performance in the context with corresponding durability cannot be assessed. In contrast to this, consistent application of the "RDO Beton 09" allows for compensation for scattering of material quality/performance through additional thickness. Thus, the sustainability of a construction measure according to the "RDO Beton 09" can be impacted as early as the planning stage as well as during implementation.

### *Asphalt pavements*

The fatigue crack formation and rutting potential are predicted in order to conduct a cost benefit analysis of the three asphalt construction sections. The basis for the prediction of fatigue crack formation is formed by the mastercurve and the fatigue function of the asphalt mixes obtained from cyclic indirect tensile tests. The permanent deformation behaviour is characterised by the uniaxial cyclic compression tests or the triaxial tests. In addition, the asphalt layer thicknesses can be derived from the cores obtained.

The prediction of fatigue crack formation is carried out with the probabilistic method. The variability of the material characteristics, which is based on the respective samples, can be included in the calculation with the probabilistic method. The characteristic material parameters are statistically modelled and discretely represented by classes. In a similar way, the layer thickness variation of the asphalt package is considered in the prediction. The aim of this procedure is to consider the scattering of material properties and layer thicknesses of the asphalt package in the prognosis of the asphalt pavement's life cycle.

The rutting potential prediction procedure considers the accumulation of permanent deformations caused by random stress conditions. After calculating all stress conditions, the total permanent deformations of the road structure are determined by multiplying the calculated deformation per layer with the respective layer

thickness and subsequently accumulating the permanent deformation per layer over all layers. Since this method is not validated and calibrated at all, the prediction can only be presented in relative terms, so that only comparative investigations of asphalt pavements are currently possible.

Different influences from climate and traffic as well as material properties are considered for the prediction of fatigue cracking and rutting potential. The asphalt mixtures of construction section 2a and 2b are aged in the laboratory with the Bochumer Alterungsverfahren (Bochumer Ageing Method). However, the results of the fatigue cracking prediction for the aged asphalt mixtures clearly contradicts the experience gained in-situ and shows that the ageing of the asphalt mixtures can only be insufficiently recreated with the Bochumer Alterungsverfahren (Bochumer Ageing Method). The ageing of the asphalt mixtures has little influence on the rutting potential. The development of rutting over the pavement's life cycle is almost identical to the results predicted with the unaged asphalt mixtures. During the first 10 years of the pavement's life cycle, most of the permanent deformation occurs in the road structure. During this period, the material characteristics of the unaged asphalt mixtures are used for the prediction, which takes the ageing of the asphalt mixtures into account.

Furthermore, the influence of the layer adhesion between the asphalt layers is investigated. With a reduced layer bond in accordance to the Additional Technical Contract Conditions for the Structural Maintenance of Traffic Pavements (FGSV 2009d), the life cycle of the existing road structure is reduced for all construction sections. The most significant reduction of the pavement's life cycle is predicted for a reduced layer adhesion between the asphalt binder and the upper asphalt base layer. In contrast, the influence of the layer adhesion on the development of rutting is very small. The prediction results for the rutting potential are almost identical to the results with full adhesion between all asphalt layers.

The normalized characteristic temperature profiles are adjusted by thermal simulations for the emission scenario A1B (JACOBS 2005). The predicted change in the climatic conditions results in a significant reduction of the pavement's life cycle with regard to the fatigue behaviour for all construction sections. The results show different reductions of the life cycle for the different asphalt sections. If the climatic conditions are the same, these differences can be explained by the use of different asphalt mixtures and/or the respective construction method. The deformation behaviour of the construction sections also deteriorates significantly due the change in the climatic conditions.

Furthermore, various unscheduled traffic scenarios are taken into account in the prediction: Complete closure of a carriageway due to maintenance measures; traffic shift from the A38 to the A14 due to construction work on the A38; increase in heavy traffic during the entire life cycle of the pavement. As expected, the increase in heavy traffic causes the most significant reduction in life cycle in terms of fatigue cracking. In contrast, the shift in traffic due to construction work on the A38 has no influence on the fatigue behaviour. Due to the complete closure of a carriageway, the life cycle of the construction sections is slightly reduced. The unscheduled traffic scenarios have no influence on the rutting potential, especially for construction section 2b. The increase in heavy traffic only causes a slight increase in the ruts' depth for section 2a after 30 years.

#### *Economic efficiency of maintenance strategies*

Based on the tests and examinations about the asphalt and concrete pavement sections and the derived predictions of useful life and deterioration effects, the economic efficiency of different maintenance strategies was studied. Different possible scenarios were assumed in these calculations which were done with the software LCD2. Functions to describe the time-dependent progress of specific deterioration effects of pavements (called "performance functions"), which are based on the examinations at the motorway sections of BAB A14, were used for the calculations. These performance functions are quite more specific (regarding sections, material properties and pavement structure) than commonly used standardised performance functions in Germany, which are basically described in FGSV (2001b).

Regarding the asphalt pavement sections predictions of useful life and rutting were considered in different variants. Variant 1 only considered rutting behaviour assuming a constant useful life of 30 years, variant 2 used rather standardized maintenance programmes adjusted to useful life predictions and variant 3 was a combination of both characteristics (useful life and rutting), which is suspected to be most meaningful. Different scenarios influencing useful life and damage processes (rutting) were considered as described in

---

the section “Asphalt pavements”. The scenarios were analysed individually regarding construction and maintenance costs on the one hand and user costs on the other hand. Furthermore, a methodology was developed to determine the most efficient maintenance strategy – independently from the occurring scenario, which cannot be forecast at the beginning of a pavement’s life cycle.

For the concrete pavement sections hazard functions (according to WIELAND et al. 2017) were used as performance functions. They are based on the time-dependent development of concrete slab failures as deterioration process. Thus, the end of useful life can also be predicted. Based on the prediction of useful life, appropriate maintenance strategies were analysed and compared. The consideration of different scenarios was not possible because of the deterministic approach of the hazard functions, but this improvement was proposed for further studies in the future. Thus, for the concrete sections only one performance function (hazard function) was used instead of two in case of the asphalt sections (useful life and rutting).

Asphalt sections were also compared to concrete sections concerning maintenance costs. Because of quite big differences concerning different aspects the comparison is hardly possible.

Before the renewal of the regarded sections on the motorway BAB A14 near Leipzig (2016 to 2019) they were continuously deteriorated by an ASR reaction mechanism (compare section “Concrete pavements”). The efficiency of different possible systematic maintenance strategies for the ASR damage process was examined based on the prediction of (remaining) useful life. The time-dependent prediction of the ASR process and related occurring damage mechanisms (e.g. corner fractures of concrete slabs) is very complex as shown above. Hence, an empirical approach was developed, which is based on the evaluation of standardised road condition data (German acronym ZEB), especially pictures series of the road surface condition from different years. The statistical approach of normal distribution was applied to this data in order to develop a prediction of remaining useful life for each ASR affected section specifically. In fact, this kind of prediction is not based on fundamental material properties; as soon as there might be appropriate findings regarding adequate describing material properties they could be integrated into this methodology and improve the prediction quality and accuracy. Based on this prediction of remaining useful life different maintenance programmes with different ASR-related measures – with and without retarding effect towards ASR mechanism – were calculated and compared with regard to economic efficiency. In these calculations it was distinguished between different damage categories (0 to III), because certain measures are not adequate for any damage category. The calculations showed that an early active intervention with extensive maintenance measures is superior to reactive patching (asphalt patches at corner fractures of concrete slabs) in terms of economic efficiency.

Considerations beyond one single life cycle of a pavement were also conducted exemplarily at concrete section 4. It could be shown what kind of results and findings were possible with such an approach in principle. But problems which go along with predictions for such long periods of time (two or more life cycles) were also stated.

A monitoring of the examined motorway sections (e.g. every 5 years) would be desirable and helpful in order to review and enhance the developed methods, prediction approaches and results.

## Literature

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2001b): Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefestigungen (RPE-Stra 01), Ausgabe 2001, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009d): Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen – Asphaltbauweisen (ZTV BEA-StB), Ausgabe 2009 / Fassung 2013, FGSV-Verlag, Köln

Jacob, D. (2005): REMO climate of the 20th century run – 0,088 degree resolution run no. 006210, 1h data, Techn. Ber

Mielich, O. (2019a): Empfehlungen zur Schadensdiagnose AKR-geschädigter Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung der Bauweise. Straße und Autobahn 2019, H. 8, S. 666-672

Mielich, O. (2019b): Rissbildungen und mechanische Betoneigenschaften an einem Fahrbahndeckenbeton mit Alkali-Kieselsäure-Reaktion. beton 69 (2019), H. 11, S. 406-415

Mielich, O., Zwerger, V. (2019): Zustandserfassung von Fahrbahndeckenbetonen mit Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Beton- und Stahlbetonbau 114 (2019), Heft 12, S. 899-910

Wieland, M., Villaret, S., Riwe, A. (2017): Bewertung der strukturellen Substanz für die systematische Erhaltungsplanung von Betonfahrbahndecken, Straße und Autobahn Heft 2/2017, Kirschbaum Verlag, Bonn.

## Inhalt

<b>Abkürzungsverzeichnis</b> .....	<b>12</b>
<b>1 Einleitung</b> .....	<b>15</b>
<b>2 Ziel</b> .....	<b>16</b>
<b>3 Literaturlauswertung/Stand der Wissenschaft</b> .....	<b>17</b>
3.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion bei Fahrbahndeckenbetonen .....	17
3.1.1 Problemstellung .....	17
3.1.2 Reaktionsmechanismus .....	17
3.1.3 Dunkelverfärbung und Tausalzeintrag an Fahrbahndeckenbetonen im Kontext mit einer AKR .....	18
3.1.4 Horizontalrissbildung .....	18
3.1.5 Schadenskategorien und Schadensentwicklung .....	19
3.1.6 AKR-bedingte Schadensentwicklung unter Berücksichtigung der Bauweise (nach MIELICH 2019a) .....	19
3.1.7 Erhaltungsmaßnahmen in Abhängigkeit der Schadenskategorie .....	24
3.2 Dimensionierung von Asphaltbefestigungen .....	26
3.2.1 Allgemeines .....	26
3.2.2 Spaltzugschwellversuch .....	26
3.2.3 Strukturelle Substanzbewertung .....	27
3.2.4 Plastisches Verformungsverhalten .....	28
3.3 Grundlagen der Life-Cycle Bewertung von Straßenbefestigungen .....	29
3.3.1 Allgemeines .....	29
3.3.2 Kosteneinflussgrößen .....	30
3.4 Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen .....	34
3.4.1 Verhaltensmodelle und Verfahren der Zustandsprognose .....	34
3.4.2 Einflussgrößen auf das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen .....	39
3.4.3 Eingreifkriterien und Ausfallzeitpunkte .....	40
3.4.4 Befestigungssubstanz .....	40
3.5 Erhaltungsplanung .....	42
3.5.1 Allgemeines .....	42
3.5.2 Arten von Erhaltungsmaßnahmen .....	42
3.5.3 Auswahl und Wirkungen von Erhaltungsmaßnahmen .....	43
3.5.4 Eingreifzeitpunkte verschiedener Bauweisen anhand von Standardverhaltensfunktionen .....	46
<b>4 Methodik des Vorgehens</b> .....	<b>48</b>
4.1 Allgemein .....	48
4.2 Materialversuche und zusammenhängende Berechnungen – Beton .....	50
4.3 Materialversuche und zusammenhängende Berechnungen - Asphalt.....	50
4.3.1 Probekörperherstellung .....	50
4.3.2 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen - Spaltzug-Schwellversuch.....	51
4.3.3 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen – Druck-Schwellversuch .....	51
4.3.4 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen – Triaxialversuch .....	51
4.3.5 Untersuchungen zum Einfluss der Alterung auf die Performanceeigenschaften von Asphalten .....	52
4.3.6 Untersuchungen zum Einfluss von klimatischen Bedingungen auf die Performanceeigenschaften von Asphalten .....	52
4.4 Wirtschaftlichkeitsberechnungen .....	56
4.4.1 Asphaltbefestigungen .....	56
4.4.2 Betonbefestigungen .....	57
4.4.3 AKR-geschädigte Betonbefestigungen .....	58



---

4.5	Untersuchungen zum Einfluss von außerplanmäßigen Verkehrsszenarien auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen .....	59
4.6	Software.....	61
4.6.1	Ad2Pave .....	61
4.6.2	LCD2 .....	61
4.6.3	Softwareaktualisierung LCD2 .....	61
<b>5</b>	<b>Verlaufsprognose der AKR an Fahrbahndecken .....</b>	<b>64</b>
5.1	Allgemeines .....	64
5.2	Rechnerische Verfahren.....	64
5.2.1	Verfahren 1 .....	65
5.2.2	Verfahren 2 .....	73
5.2.3	Zusammenfassung und Ausblick .....	86
5.3	Falling Weight Deflectometer (FWD) .....	86
5.3.1	Allgemeines .....	86
5.3.2	Untersuchungen und Ergebnisse.....	87
5.3.3	Diskussion .....	92
5.3.4	Zusammenfassung und Ausblick .....	100
5.4	Restschädigungspotential mittels Klimawechsellagerung.....	101
5.4.1	Allgemeines .....	101
5.4.2	Streckenabschnitt 1.....	102
5.4.3	Streckenabschnitt 2b.....	104
5.4.4	Streckenabschnitt 3.....	109
5.4.5	Zusammenfassung und Ausblick .....	113
5.5	Beispiel für eine Zustandserfassung .....	113
5.5.1	Streckenabschnitt 4.....	113
5.5.2	Visuelle Begutachtung.....	113
5.5.3	Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer .....	114
5.5.4	Bohrkernentnahme und Ergebnisse.....	115
5.5.5	Zusammenfassung und Ausblick .....	117
5.6	Visuelle Abschätzung der Restnutzungsdauer bei AKR-geschädigten Beton .....	118
<b>6</b>	<b>Nutzungsdauerabschätzung Beton .....</b>	<b>128</b>
6.1	Erhebung bemessungsrelevanter Eingangsparameter .....	128
6.2	Nutzungsdauerabschätzung mittels RDO Beton 09 .....	131
6.3	Betonausfallrate mittels Hazardfunktion.....	132
<b>7</b>	<b>Nutzungsdauerabschätzung Asphalt.....</b>	<b>134</b>
7.1	Performance der Asphaltbefestigungen .....	134
7.1.1	Schichtdickenbestimmung und Materialkennwertfunktionen.....	134
7.1.2	Hauptkurven und Ermüdungsfunktionen in Abhängigkeit der Alterung .....	142
7.2	Prognoserechnung des Ermüdungsverhaltens.....	147
7.2.1	Eingangsgrößen der Prognoserechnungen.....	147
7.2.2	Ergebnisse der Prognoserechnungen.....	149
7.3	Prognoserechnung der Spurrinnenbildung.....	155
7.3.1	Eingangsgrößen der Prognoserechnungen.....	156
7.3.2	Ergebnisse der Prognoserechnungen – Druck-Schwellversuch .....	156
7.3.3	Ergebnisse der Prognoserechnungen – Triaxialversuche.....	163
<b>8</b>	<b>Lebenszyklus-/Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen .....</b>	<b>167</b>
8.1	Erhebungen von Kosten und Erhaltungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Betondecken .....	167
8.1.1	Kosten .....	167

8.1.2	Erhaltungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Betondecken .....	169
8.2	Softwareaktualisierung LCD2 .....	169
8.2.1	Verhaltensfunktionen.....	169
8.2.2	Definition und Implementierung weiterer Erhaltungsmaßnahmen.....	170
8.3	Verhaltensfunktionen für Asphaltbefestigungen .....	173
8.3.1	Ermüdungsverhalten – Ausfallwahrscheinlichkeit.....	173
8.3.2	Verformungsverhalten und Spurrinnenbildung .....	177
8.4	Verhaltensfunktion für Betonbefestigungen (Neubau) .....	179
8.5	Verhaltensfunktion für AKR-geschädigte Betonbefestigungen.....	181
8.6	Erhaltungsstrategien der Bauweisen.....	181
8.6.1	Asphaltbefestigungen .....	182
8.6.2	Betonbefestigungen .....	192
8.6.3	AKR-geschädigte Betonbefestigungen .....	193
8.7	Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf Asphaltbefestigungen .....	198
8.7.1	Variante 1 - konstante Referenzspurrinnentiefe .....	198
8.7.2	Variante 2 – Ausfallwahrscheinlichkeit .....	212
8.7.3	Variante 3 - Ausfallwahrscheinlichkeit und Spurrinnentiefe.....	217
8.8	Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf Betonbefestigungen (Neubau).....	221
8.9	Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf AKR-geschädigten Betonbefestigungen .....	223
<b>9</b>	<b>Weiterführendes Konzept .....</b>	<b>229</b>
9.1	Entwicklungen in der Asphalttechnologie .....	229
9.2	AKR-Schädigungen an Betondecken.....	230
9.3	Betonbefestigungen – Nutzungsdauerprognosen und Verhaltensfunktionen .....	230
9.4	Bauweisen- und lebenszyklusübergreifende Wirtschaftlichkeits-betrachtungen .....	231
9.5	Berücksichtigung weiterer Schadensmerkmale in der Erhaltungsplanung mit spezifischeren Verhaltensfunktionen.....	235
9.6	Zusammenfassung und Empfehlung.....	235
<b>10</b>	<b>Fazit/Zusammenfassung.....</b>	<b>236</b>
	<b>Literatur.....</b>	<b>237</b>
	<b>Tabellen.....</b>	<b>248</b>
	<b>Bilder .....</b>	<b>251</b>

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

## Abkürzungen

ABS bzw. BS	(Asphalt-)Binderschicht
ADB	Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht mit Abfräsen des Oberbetons
ADS	Asphaltdeckschicht
ADW	Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt (Hocheinbau)
AKR	Alkali-Kieselsäurereaktion
AS	Alterungsstufe
ATS	Asphalttragschicht
oATS bzw. uATS	Obere bzw. untere Asphalttragschicht(lage)
oTS (= oATS)	Obere Tragschichtlage
uTS (= uATS)	Untere Tragschichtlage
AÜ	Achsübergänge
AUN	Allgemeines Unebenheitsmaß nach FGSV (2006b)
BAB	Bundesautobahn
BAV	Bochumer Alterungsverfahren
BD	Einbau einer Betondecke
BE	Erneuerung einzelner Platten bei Betondecken
BF	Fugenpflege bei Betondecken
BHY	Hydrophobierung bei Betondecken
Bk	Belastungsklasse
BPA	Betonplattenausfallrate
BTF	Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz
BTP	Bituminöser Teilersatz – ganze Platte
DB	Dünnschichtbelag (Heißeinbau)
DH	Hocheinbau der Deckschicht (angefräst)
DSV	(einaxialer) Druckschwellversuch
DT	Fräsen und Tiefeinbau der Deckschicht
DTV	Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke
FWD	Falling Weight Deflectometer

---

GRI	Griffigkeitskennwert nach FGSV (2006b)
HF	Hauptfahrstreifen
LWI	Längsebenheitswirkindex nach FGSV (2006b)
ncT	normierte charakteristisches Temperaturprofil
OB	Oberbeton
RiFa	Richtungsfahrbahn
RIO	Risse und andere Oberflächenschäden nach FGSV (2006b)
SPT	Spurrinntiefe nach FGSV (2006b)
SPTN	Spurrinntiefe („neu“), die anhand der Verhaltensfunktionen der Asphaltabschnitte angesetzt wird
Stabw.	Standardabweichung
STS	Schottertragschicht
SV	Schichtenverbund
SZSV	Spaltzug-Schwellversuch
TD	Tiefenbau der Deck- und Binderschicht
UB	Unterbeton
ÜFS	Überholfahrstreifen
Var.	Variationskoeffizient
VF	Verbundfaktor



## 1 Einleitung

Die verkehrliche Infrastruktur ist für die Bundesrepublik Deutschland von essentieller Bedeutung. Dementsprechend werden jährlich beträchtliche finanzielle Mittel für den Ausbau und die Erhaltung dieser Infrastruktur aufgewendet. Im Jahr 2016 wurden für den Bau, den Erhalt, die Modernisierung und den Betrieb der Bundesfernstraßen in Deutschland 7,4 Milliarden Euro zur Verfügung gestellt. Gemäß dem Leitsatz „Erhalt vor Neubau“ fielen zwei Drittel der Investitionen auf den Erhalt der Infrastruktur (BMVI 2016).

Autobahnen mit sehr hoher Verkehrsbelastung und wichtiger verkehrstechnischer Bedeutung werden sowohl in Asphalt- als auch in Betonbauweise gebaut bzw. erneuert. Durch verschiedene bauweisenspezifischen Ursachen können während der Nutzungsdauer (bis zur erneuten Erneuerung) verschiedenste Erhaltungsmaßnahmen notwendig werden.

Gerade im öffentlichen Sektor müssen alle Ausgaben auf ihre Effizienz hin überprüft werden. Effizientes Handeln bedeutet, die verfügbaren Ressourcen möglichst wirksam zu gebrauchen, indem unter den gegebenen Umständen und finanziellen Mitteln der höchste Nutzen erzielt wird. Aus diesem Grund sollte gerade die Erhaltungsplanung im Straßenwesen in sehr systematischer Weise erfolgen, um sie möglichst wirtschaftlich durchführen zu können. Mithilfe der in diesem Forschungsvorhaben durchgeführten Untersuchungen soll ein Beitrag zum optimalen Mitteleinsatz in volkswirtschaftlichem Sinne erreicht werden.

Im vorliegenden Forschungsprojekt wurden verschiedene zusammenhängende Abschnitte auf der BAB A14 im Raum Leipzig untersucht.

Die vorliegenden vier Abschnitte unterlagen (vor ihrer zwischenzeitlichen Erneuerung) einer fortschreitenden AKR-Schädigung. Die Analyse des Schädigungsprozesses und einer dahingehenden Prognose des weiteren Schädigungsfortschritts wurde mit unterschiedlichen Methoden untersucht (s. Abschnitt 5). Aus der darauf aufbauenden Prognose des AKR-Verlaufs wurden verschiedene mögliche (wirtschaftlich sinnvolle) Erhaltungsstrategien erarbeitet (s. Abschnitt 8.6.3), verglichen und hinsichtlich ihrer Wirtschaftlichkeit bewertet (s. Abschnitt 8.9).

Die Teilabschnitte sind im Zuge der Erneuerung, die in den Jahren 2016-2019 teilweise in Asphalt- und teilweise in Betonbauweise stattgefunden hat, weiter untersucht worden.

Hierzu fanden Materialuntersuchungen an Asphalten (s. Abschnitt 7) und Betondecken (s. Abschnitt 6) der Teilabschnitte statt, woraus Prognosen von Schädigungsverläufen, Nutzungsdauern und materialbasierten abschnitts- und aufbauspezifischen Verhaltensfunktionen mit unterschiedlichen Parametern für die Asphaltabschnitte (s. Abschnitte 7.2, 7.3 und 8.3) und die Betonabschnitte (s. Abschnitte 6.3 und 8.4) ermittelt wurden.

Aufbauend auf diesen Analysen wurden vergleichende Wirtschaftlichkeits- bzw. Lebenszyklusuntersuchungen für die Asphaltabschnitte (s. Abschnitt 8.7) und die Abschnitte mit Betondecke (s. Abschnitt 8.8) auf Basis möglicher Erhaltungsstrategien (s. Abschnitt 8.6) im Rahmen einer systematischen Erhaltungsplanung angestellt. Hierbei werden nicht nur die Baulastträgerkosten gegenübergestellt, sondern auch der Aspekt zusätzlicher (Straßen-)Nutzerkosten thematisiert.

Die für diese konkreten Abschnitte ermittelten Ergebnisse wurden verglichen und die erarbeitete Methodik und mögliche Vorgehensweisen in Rahmen von Vorschlägen für ein weiterführendes Konzept analysiert (s. Abschnitt 9), zudem wurde zu Weiterentwicklung und Verifizierung der entwickelten Methoden ein Monitoring der Streckenabschnitte vorgeschlagen.

## 2 Ziel

In Deutschland existieren rund 600.000 km Gemeindestraßen und 230.000 km überörtliche Straßen, wovon ca. 13.000 km auf die Bundesautobahnen entfallen (BMVI 2017, Stand 1. Januar 2016)). Dieses Straßennetz repräsentiert ein beträchtliches Anlagevermögen, das in zielorientierter Weise erhalten, instandgesetzt und erneuert werden muss. Die Sicherstellung der Verfügbarkeit des Straßennetzes ist in volkswirtschaftlichem Sinne eine absolute Notwendigkeit, da hierüber ein Großteil des Wirtschafts- und Warenverkehrs abgewickelt wird. Begrenzte Produktionsfaktoren machen es jedoch erforderlich, jede Investitionsentscheidung im Rahmen der Straßenerhaltung nach betriebs- und volkswirtschaftlichen Kriterien auszurichten.

Bei einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung im Rahmen einer systematischen Erhaltungsplanung sind neben den Investitions- und Erhaltungskosten (abhängig vom Umfang und Eingriffszeitpunkt) und daraus folgender laufender Unterhaltungskosten auch zusätzliche Kosten für den Straßennutzer zu berücksichtigen. Einerseits entstehen diese infolge von Baustelleneinrichtungen z.B. in Form von Zeitverlusten infolge Kapazitätseinschränkungen oder Geschwindigkeitsbeschränkungen. Andererseits können sich zusätzliche Nutzerkosten durch einen schlechten Straßenzustand (z.B. Geschwindigkeitsbeschränkungen infolge unzureichender Ebenheit der Straßenbefestigung) ergeben.

Die möglichst genaue Kenntnis bzw. Prognostizierbarkeit von zeitlichen Schadensverläufen, die auf materialeitige Kennwerte bzw. das mechanische Verhalten des Straßenoberbaus zurückzuführen sind, ist ein weiterer wichtiger Parameter für die systematische Erhaltungsplanung.

Vor diesem Hintergrund verfolgt dieses Forschungsvorhaben das Ziel, für die Asphaltbauweise etablierte Methoden der Nutzungsdauerprognose (z.B. bezüglich Ermüdung des gebundenen Aufbaus) und der Schadensverlaufsprognose (z.B. Spurrinnenbildung) anzuwenden sowie diese hinsichtlich einer Nutzungsdauerprognose (unter Einbeziehung der Unsicherheit des Ausfallzeitpunkts aufgrund der Streuungen in Materialparametern) weiterzuentwickeln.

Die Betonbauweise erfordert die Entwicklung von teilweise gänzlich neuen Methoden, da die Prognose des Schadensverlaufs einer betonschädigenden AKR bisher noch nicht möglich ist. Aus dieser Problematik ergibt sich ein weiteres Ziel dieses Projektes, nämlich die Entwicklung einer Methode zur Prognose der Restnutzungsdauer von AKR-geschädigten Fahrbahndeckenbetonen, um damit technisch und wirtschaftlich sinnvolle Eingriffszeitpunkte bzw. Erhaltungsmaßnahmen abschätzen zu können. Für Betondecken im Neubau werden in diesem Rahmen Nutzungsdauer- und Ausfallprognosen mittels Hazardfunktionen angewandt und andere Verfahrensweisen (z.B. Nutzungsdauerberechnung mittels RDO Beton) ebenfalls auf ihre Anwendbarkeit in diesem Zusammenhang untersucht.

Mit dieser Vorgehensweise verbunden ist die Durchführung von materialeitigen Untersuchungen an AKR-geschädigten und ungeschädigten Fahrbahndeckenbetonen sowie an Asphaltbefestigungen.

Die dargestellten Methoden sollen auf ein reales Beispiel, in dem AKR-geschädigte Betondecken grundhaft teilweise in Asphalt- und teilweise in Betonbauweise erneuert werden, angewendet werden. Als Untersuchungsstrecke dient die BAB A14 zwischen dem Schkeuditzer Kreuz und der Anschlussstelle Leipzig Mitte. Aus den Nutzungsdauerprognosen, deren Ableitung aus der versuchstechnischen Analyse der verbauten Materialien an den realen Erneuerungsabschnitten erfolgt, sollen am konkreten Beispiel (wirtschaftlich und technisch) sinnvolle Eingriffszeitpunkte bestimmt und damit systematische Erhaltungsvarianten entworfen werden. Diese sollen im Anschluss einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung im Sinne einer lebenszyklusbezogenen (Life-Cycle-Analyse) und zusätzlich einer lebenszyklusübergreifenden Betrachtung unter Einbeziehung von Erneuerungsmaßnahmen (auch außerplanmäßiger Erneuerungsnotwendigkeiten durch AKR-Schäden) unterzogen werden.

Letztendlich ist die dargestellte Methodik dahingehend fortzuentwickeln, dass sie auch auf andere Randbedingungen bzw. Lebenszyklen unterschiedlicher Bauweisen angewendet werden kann. Auch ist anzudenken, die ermittelten Grundlagen und Methoden an der realen Strecke auf der BAB A14 nach einer gewissen Liegedauer von wenigen Jahren (z.B. 5 Jahre) zu überprüfen und ggf. weiterzuentwickeln.

## 3 Literaturlauswertung/Stand der Wissenschaft

### 3.1 Alkali-Kieselsäure-Reaktion bei Fahrbahndeckenbetonen

#### 3.1.1 Problemstellung

Bei einer bundesweiten Analyse des BAB-Netzes wurde durch die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) festgestellt, dass zum Zeitpunkt 2012 ca. 1.500 km Richtungsfahrbahn unter AKR-Verdacht standen (WEISE et al. 2018a). Hierbei handelt es sich um Abschnitte, die vor 2005 nach den Regelungen der Alkali-Richtlinie gebaut wurden. Es wurden zum Teil Gesteinskörnungen verwendet, die eine AKR-Reaktivität aufweisen und dadurch mehr oder weniger ausgeprägte AKR-Schäden verursacht haben. Erkennbare Schäden, meist beginnend mit einer Graufärbung in den Quer- und Längsfugen, traten gewöhnlich nach 7 bis 15 Jahren Liegezeit auf, lange bevor die geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren erreicht wurde. Obwohl in den vergangenen Jahren bereits viele AKR-geschädigte Autobahnkilometer grundhaft erneuert wurden, ist weiterhin im gesamten Bereich des deutschen BAB-Netzes von Erneuerungsmaßnahmen AKR-geschädigter Streckenabschnitte auszugehen.

Auf die Vielzahl der AKR-Schadensfälle an Betonfahrbahndecken wurde erstmalig 2005 mit dem vom BMVBS speziell für den Neubau von Fahrbahndecken eingeführten ARS 15/2005 (BMVBS 2005) bzw. ARS 12/2006 (BMVBS 2006) reagiert. Mit diesen Allgemeinen Rundschreiben Straßenbau wurde der charakteristische Wert für den wirksamen Alkaligehalt ( $\text{Na}_2\text{O}$ -Äquivalent) von Zementen begrenzt und eine gutachterliche Beurteilung der vorgesehenen Betonzusammensetzung gefordert. Bei der Begutachtung mussten jedoch nur bestimmte Gesteinskörnungen, wie z.B. gebrochene Gesteinskörnungen aus Grauwacke, Kies-Edelsplitt des Oberrheins, gebrochene Gesteinskörnungen aus Quarzporphyr, rezyklierte Gesteinskörnungen und alle nach Deutschland eingeführten Gesteine, berücksichtigt werden. Dieser Umstand dürfte dazu geführt haben, dass ein im Jahr 2009 mit quarzitischem Kies als Gesteinskörnung gebauter Abschnitt im Freistaat Thüringen eine nachweisliche AKR-Schädigung aufweist. Dieser Fall zeigt, dass die damalige Beschränkung auf nur bestimmte Gesteinskörnungen sich auch noch an Strecken, die im Zeitraum zwischen 2005/2006 und 2013 gebaut wurden, nachteilig auswirken kann. Diesem Umstand wurde durch eine weitere Präzisierung im ARS 04/2013 (BMVBS 2013) Rechnung getragen. Bei der strikten Einhaltung dieser Regelungen ist davon auszugehen, dass nur noch Betone mit einem ausreichend geringen Schädigungspotential zum Einsatz kommen.

#### 3.1.2 Reaktionsmechanismus

Grundsätzlich handelt es sich bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) um eine chemische Reaktion, die im Beton zwischen der hochalkalischen ( $\text{pH} \geq 13,5$ ) Porenlösung ( $\text{OH}^-$ ,  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ,  $\text{Ca}^{2+}$ -Ionen), bestimmten  $\text{SiO}_2$ -Modifikationen in Gesteinskörnungen und Wasser abläuft (STARK 2008). Unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel (GIEBSON 2013, DRESSLER 2013) sowie in Kombination mit zyklischen Beanspruchungen (BREITENBÜCHER 2018, GIEBSON et al. 2019, ISKHAKOV et al. 2019, PRZONDZIO & BREITENBÜCHER 2018, WEISE et al. 2018b, WIEDMANN et al. 2018, BREITENBÜCHER et al. 2019) wird der AKR-bedingte Schädigungsprozess verstärkt. Die Schädigung führt im Vergleich zu schadensfreien Betonen zur Verschlechterung mechanischer und bruchmechanischer Betoneigenschaften (MIELICH et al. 2019, REINHARDT et al. 2019, WIEDMANN et al. 2017), deren Ursache bei einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion u. a. in der Abnahme der Steifigkeit alkaliempfindlicher Gesteinskörnungen zu finden ist (REINHARDT & MIELICH 2011, REINHARDT & MIELICH 2014). Obwohl die betonschädigende AKR seit Jahrzehnten im Fokus der Zement- und Betonforschung steht, werden verschiedene Aspekte noch immer unzureichend verstanden. Ein Hauptgrund, der es schwierig macht die Reaktion zu verfolgen, sind die Dimensionen der ersten AKR-Produkte, die gebildet werden, bevor die Gesteinskörnungen reißen und die Reaktionsprodukte (amorphes Alkali-Kieselsäure-Gel bzw. kristalline Reaktionsprodukte) in den Rissen und Poren nachweislich sichtbar werden. Offenbar bilden sich diese Reaktionsprodukte im Nanometerbereich zwischen Mineralkorngrenzen innerhalb reaktiver Gesteinskörnungen. Dieser Größenbereich erschwert die Identifizierung der ersten oder initialen AKR-Produkte z.B. mittels Rasterelektronenmikroskopie und/oder energiedispersiver Röntgenspektroskopie.



### 3.1.3 Dunkelverfärbung und Tausalzeintrag an Fahrbahndeckenbetonen im Kontext mit einer AKR

In WEISE et al. (2018a) wird erstmals mit zerstörungsfreier Prüftechnik bestätigt, dass eine erhöhte Durchfeuchtung für die Dunkelverfärbung der Oberfläche der Betonfahrbahndecke im Fugenbereich verantwortlich ist. Die Ergebnisse stellen eine wertvolle Basis für perspektivisch geplante Simulationsrechnungen zur Verifizierung des Einflusses einer ungleichmäßigen lokalen Durchfeuchtung der Betonfahrbahnplatten auf das Trag- und Verformungsverhalten des Plattensystems dar (WEISE et al. 2018a).

Der Frage, ob mit einem erhöhten Feuchteeintrag auch ein erhöhter Tausalzeintrag einhergeht, wird in WEISE et al. (2018c) nachgegangen. Das ist insoweit von Interesse, da beide Faktoren eine Grundvoraussetzung für eine schädigende AKR bilden. Mit den in WEISE et al. (2018c) eingesetzten Messverfahren wurde gezeigt, dass im Bereich der Querscheinfuge und in der Nähe des Fugenkreuzes sowohl über dem gewollten Riss unterhalb der Fugenkammer als auch über dem Vliesstoff Chloride in den Fahrbahndeckenbeton seitlich bzw. von unten eingetragen werden. Selbst in der Plattenmitte ist ein Chlorideintrag von unten über den Vliesstoff erkennbar. Dies ist jedoch nicht mit einem erhöhten Natriumeintrag verbunden (WEISE et al. 2018c). Die Ursachenermittlung ist Gegenstand weiterer Untersuchungen.

### 3.1.4 Horizontalrissbildung

In den letzten Jahren wurden bei der Schadensdiagnose immer wieder Horizontalrisse in folgenden Höhenlagen der Fahrbahndecke vorgefunden (s. Bild 3-1):

- in Dübelhöhe
- bei zweischichtiger Bauweise meistens zwischen dem Ober- und Unterbeton
- im oberen Drittel der Betonplatte bei einschichtiger Bauweise
- im unteren Drittel der Betonplatte sowohl bei einschichtiger als auch zweischichtiger Bauweise

Bei den untersuchten Streckenabschnitten begannen die Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung immer im Bereich der Fugenkreuze und den Querfugen und reichten dann mehrere Zentimeter in die Platte hinein. Bisher ist in der Literatur nur sehr wenig über diesen Schadensmechanismus zu finden. In MALIHA (2005) wird über das Phänomen berichtet, aber in den Spannungsberechnungen wurden nur die AKR-bedingten Oberflächenrisse erläutert. Auch ÖTTL (2004) erwähnt Horizontalrisse an Ausbaustücken der BAB A5 im Kontext mit einer AKR, ohne die genaue Ursache zu diskutieren.

Wichtig ist, dass im Kontext mit einer AKR Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung im Fahrbahndeckenbeton auftreten und diese die Erhaltungsplanung maßgeblich beeinflussen.

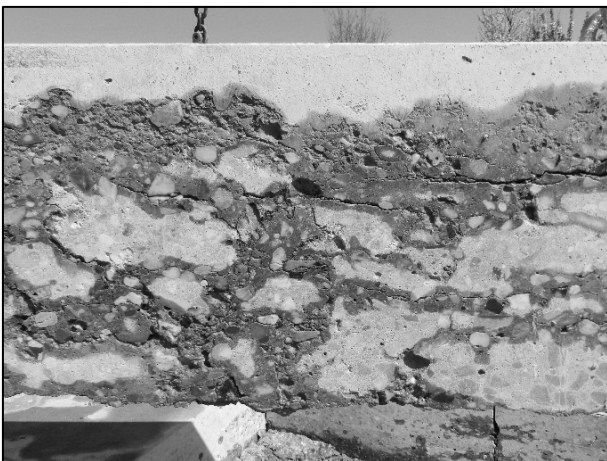


Bild 3-1: Freigelegter Fahrbahndeckenbeton im Fugenbereich mit Rissbildungen, die horizontal ausgerichtet sind

### 3.1.5 Schadenskategorien und Schadensentwicklung

In den „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (BMVBS 2012) erfolgt die Zuordnung eines vorliegenden AKR-Schadens in vier Schadenskategorien 0, I, II und III. Weiter wird ausgeführt, dass farbliche Veränderungen in den Fugenbereichen, Risse sowie eine Verschotterung, beginnend in den Fugenkreuzen und Fugenbereichen bis hin zum Substanzverlust für eine schädigende AKR kennzeichnend sind. Allgemein lässt sich beobachten, dass die Entwicklung des Schadensbildes anfangs relativ langsam, jedoch mit zunehmendem Schädigungsgrad immer schneller verläuft. Zu beachten ist auch, dass eine Zunahme der AKR-Schädigung nicht linear erfolgt und eine signifikante Schadenszunahme meistens nach den ersten Hitzeperioden im Frühsommer festgestellt wird (KRELLE & MARQUORDT 2015).

#### Schadenskategorie 0:

- Vorhandensein einer als alkaliempfindlich eingestuftes Gesteinskörnung in einer vorhandenen Betondecke
- schädigende AKR ist auf Grund von Untersuchungen zu erwarten, aber noch keine äußeren AKR-Merkmale sind erkennbar

#### Schadenskategorie I:

- Verfärbung im Bereich der Querfugen / Fugenkreuzen (i. A. beginnend im Fugenkreuz)
- keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildungen

#### Schadenskategorie II:

- ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen
- Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen
- beginnende bis ausgeprägte Netzrissbildung
- ggf. Längs- und Querrisse an den Querfugen
- ggf. zusätzliche Längsrissbildung in Rüttelgassen
- noch kein Substanzverlust

#### Schadenskategorie III:

- ausgeprägte Verfärbungen im Bereich der Fugen sowie in den Fahrbahnplatten
- sehr ausgeprägte Rissbildungen (häufig mit Verfärbungen)
- Kantenschäden sowie Eckaus- und -abbrüche und/oder
- Substanzverlust, z.B. beginnende „Verschotterung“ im Querfugenbereich

### 3.1.6 AKR-bedingte Schadensentwicklung unter Berücksichtigung der Bauweise (nach MIELICH 2019a)

Wie bereits erläutert, ist das maßgebende Kriterium bei der Beurteilung AKR-geschädigter Streckenabschnitte das äußere visuelle Erscheinungsbild der Betonfahrbahnoberfläche. Dabei ist der Beginn einer schädigenden AKR immer durch eine Verfärbung der Querfugen und Fugenkreuze gekennzeichnet. In letzter Zeit wurden jedoch vermehrt Eckabbrüche an Fahrbahndecken festgestellt, welche keine Verfärbung im Bereich der Querfugen und Fugenkreuze aufweisen, aber unter AKR-Verdacht stehen (s. Bild 3-2 und Bild 3-3).



Bild 3-2: Beginn von Eckabbrüchen ohne Anzeichen einer Dunkelverfärbung



Bild 3-3: Deutlich sichtbare Eckabbrüche ohne Anzeichen einer Dunkelverfärbung

Ursächlich für Eckabbrüche können z.B. veränderte Auflagebedingungen der Betondecken sein, wenn keine frostsichere und erosionsfeste Auflage bzw. Verdichtungsmängel in der Unterlage vorhanden sind. Beide Ursachen spielen allerdings nur noch eine untergeordnete Rolle (EHRlich & HENSEL 2010). Eine weitere Möglichkeit sind Änderungen in den Auflagebedingungen, bedingt durch eine unzureichende Entwässerung der Unterlage. Dabei gelangt zunächst Oberflächenwasser durch schadhafte Fugen auf die Unterlage, welches nicht wirksam abgeführt werden kann. Die Unterlage wird dann unter Verkehrsbeanspruchung zersetzt und gelockert. Als Ergebnis liegt dann die Platte an der Eindringstelle des Wassers hohl und bricht später infolge einer Überbelastung (EHRlich & HENSEL 2010).

Eine weitere Ursache von Eckabbrüchen können Hohllagen in der Fahrbahndecke selbst sein. Bild 3-4 zeigt eine entsprechende Horizontalrissbildung bei einer Bohrkernentnahme. An dem Bohrkern mit einem Abstand der Bohrlochmitte zur Längs- und Querfuge von rd. 8 cm, ist die Horizontalrissbildung im oberen Drittel der Fahrbahndecke als auch auf Dübelhöhe deutlich zu erkennen. Im Gegensatz dazu ist der Bohrkern mit einem Abstand von rd. 26 cm von Bohrlochmitte zur Längs- und Querfuge vollständig intakt.

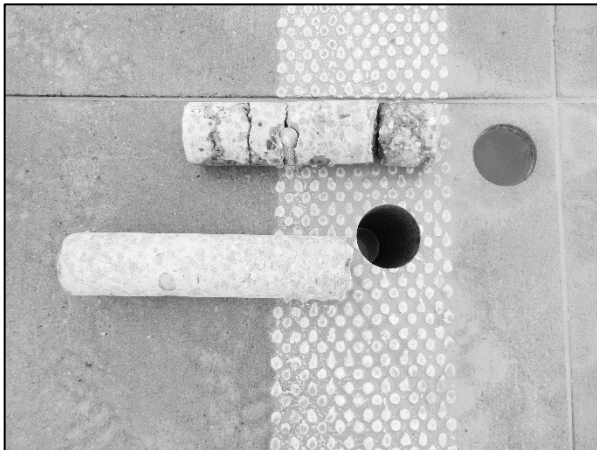


Bild 3-4: Bohrkerne mit und ohne Horizontalrisse nahe dem Fugenkreuz. Der Abstand der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm

### Berücksichtigung der Bauweise

Eckabbrüche ohne die Anzeichen einer beginnenden AKR (farbliche Veränderung von Querfugen und Fugenkreuze) führten dazu, die Bauweise der Betondecke in die Überlegungen zu einer möglichen AKR-Schädigung miteinzubeziehen. Grundsätzlich wird zwischen der einschichtigen und der zweischichtigen Bauweise unterschieden, wobei die einschichtige Bauweise sowohl einlagig als auch zweilagig ausgeführt werden kann. Im Gegensatz dazu wird eine zweischichtige Bauweise immer zweilagig ausgeführt. Im weiteren Schritt stellt sich die Frage, wo eine schädigende AKR ihren Ursprung hat, wenn eine entsprechende AKR-empfindliche Betonrezeptur eingebaut wurde. Aus diesen Überlegungen entstehen 7 Fälle, die im Folgenden erläutert werden (s. Bild 3-5).

#### Fall 1a: einschichtig/einlagig oder zweilagig

- Betonrezeptur alkaliempfindlich
- externe Alkalien dringen in den Beton ein
- beginnende AKR ist gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Querfugen und Fugenkreuzen
- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung

#### Fall 1b: einschichtig/einlagig oder zweilagig

- Betonrezeptur alkaliempfindlich
- interne und externe Alkalien für Schadensprozess verantwortlich
- beginnende AKR ist gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Querfugen und Fugenkreuzen
- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung
- neben den Spannungen, die aus der Bauteiltemperatur und -feuchtigkeit sowie dem Verschmutzungsgrad der Fugen resultieren, trägt die AKR im unteren Bereich der Fahrbahndecke zum Gesamtspannungszustand bei
- sichtbare Längsrisse an der Fahrbahnoberfläche können die Folge sein

#### Fall 2a: zweischichtig

- Rezeptur Oberbeton alkaliempfindlich
- für Oberbeton sind externe Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- Rezeptur Unterbeton alkaliempfindlich
- für Unterbeton sind interne Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- beginnende AKR gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Querfugen und Fugenkreuzen

- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung
- neben den Spannungen, die aus der Bauteiltemperatur und -feuchtigkeit sowie dem Verschmutzungsgrad der Fugen resultieren, trägt die AKR im unteren Bereich der Fahrbahndecke zum Gesamtspannungszustand bei
- sichtbare Längsrisse an der Fahrbahnoberfläche können die Folge sein

**Fall 2b: zweischichtig**

- Rezeptur Oberbeton alkaliempfindlich
- für Oberbeton sind interne und externe Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- Rezeptur Unterbeton alkaliempfindlich
- für Unterbeton sind interne Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- beginnende AKR gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Quertugen und Fugenkreuzen
- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung
- neben den Spannungen, die aus der Bauteiltemperatur und -feuchtigkeit sowie dem Verschmutzungsgrad der Fugen resultieren, trägt die AKR im unteren Bereich der Fahrbahndecke zum Gesamtspannungszustand bei
- sichtbare Längsrisse an der Fahrbahnoberfläche können die Folge sein

**Fall 3a: zweischichtig**

- Rezeptur Oberbeton alkaliempfindlich
- für Oberbeton sind externe Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- Rezeptur Unterbeton alkaliempfindlich
- beginnende AKR gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Quertugen und Fugenkreuzen
- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung

**Fall 3b: zweischichtig**

- Rezeptur Oberbeton alkaliempfindlich
- für Oberbeton sind interne und externe Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- Rezeptur Unterbeton alkaliempfindlich
- beginnende AKR gekennzeichnet durch farbliche Veränderungen von Quertugen und Fugenkreuzen
- Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung

**Fall 4: zweischichtig**

- Rezeptur Oberbeton alkaliempfindlich
- Rezeptur Unterbeton alkaliempfindlich
- für Unterbeton sind interne Alkalien für den Schadensprozess verantwortlich
- beginnende AKR gekennzeichnet durch Eckabbrüche aus Horizontalrissbildung
- neben den Spannungen, die aus der Bauteiltemperatur und -feuchtigkeit sowie dem Verschmutzungsgrad der Fugen resultieren, trägt die AKR im unteren Bereich der Fahrbahndecke zum Gesamtspannungszustand bei
- sichtbare Längsrisse an der Fahrbahnoberfläche können die Folge sein

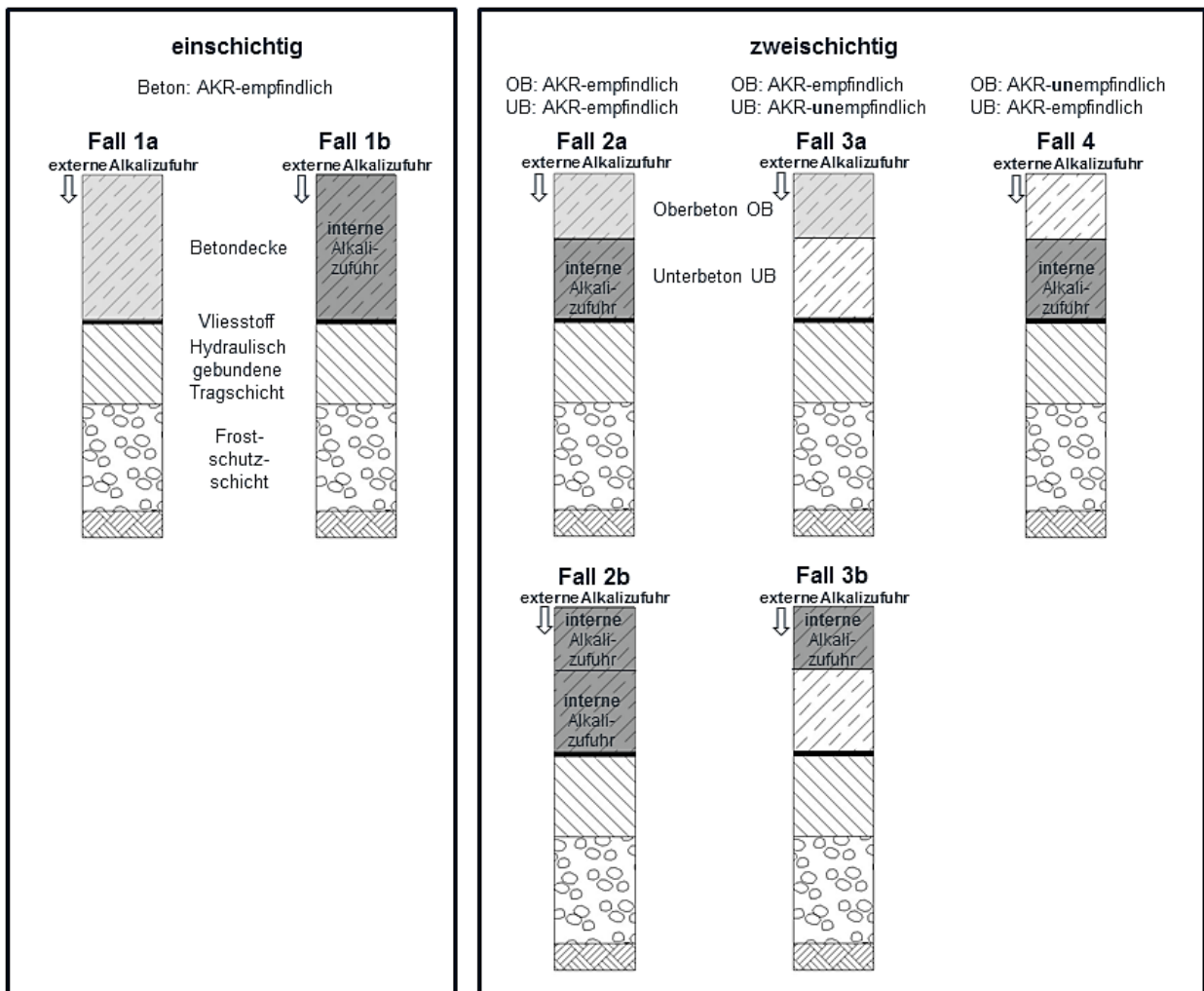


Bild 3-5: Berücksichtigung der Bauweisen der Betondecke (einschichtig oder zweischichtig) mit AKR-empfindlichen und -unempfindlichen Betonzusammensetzungen sowie internen und externen Alkaliquellen (MIELICH 2019a)

Die Berücksichtigung der Bauweise zeigt, dass eine schädigende AKR nicht zwangsläufig mit Verfärbungen von Quertugen und Fugenkreuzen beginnt. Es ist zu beachten, dass bei einer zweischichtigen Bauweise eine AKR im Unterbeton stattfinden kann (Fall 4), wenn die Voraussetzungen für eine AKR

- alkaliempfindliche Gesteinskörnung,
- alkalisches Milieu (interne Alkaliquelle)
- und Feuchtigkeit

gegeben sind. In diesem Fall sind Eckabbrüche, die aus einer Horizontalrissbildung resultieren, erste Anzeichen einer AKR (s. Bild 3-2 und Bild 3-3). Aber auch sichtbare Längsrisse an der Betonoberfläche, die durch den AKR-bedingten Spannungsaufbau im Unterbeton entstehen, können die Folge sein. Auch bei den Fällen 2a und 2b müssen nicht zwangsläufig Verfärbungen den Beginn einer AKR kennzeichnen und zwar dann, wenn die AKR-bedingte Reaktion im Unterbeton schneller abläuft als im Oberbeton. Auch hier ist von Eckabbrüchen, die aus einer Horizontalrissbildung resultieren, auszugehen.

### 3.1.7 Erhaltungsmaßnahmen in Abhängigkeit der Schadenskategorie

Bisher werden noch in Abhängigkeit der Schadenskategorie (s. Abschnitt 3.1.5) geeignete Erhaltungsmaßnahmen abgeleitet und Empfehlungen zur Bauausführung gegeben (FGSV 2017b, Entwurf). Aufgrund der oftmals sehr heterogenen Merkmalsverteilung auf der Oberfläche im geschädigten Bereich ist eine definitive Zuordnung zu einer Schadenskategorie oft schwierig. Der betrachtete Abschnitt ist daher immer in die höchste Schadenskategorie nach Abschnitt 3.1.5 einzustufen.

Nach erfolgter Schadensdiagnose und Zuordnung zu einer Schadenskategorie gibt Tab. 3-1 eine Auswahl an geeigneten Erhaltungsmaßnahmen. Die Eignung und Wirtschaftlichkeit richten sich u.a. nach dem Schädigungsgrad. Die Maßnahmen Hydrophobierung und Überbauung mit Asphalt haben das Ziel, ein weiteres Vordringen von Feuchtigkeit und Alkalien in die Betondecke von der Fahrbahnoberfläche her zu vermeiden, um den AKR-Fortschritt zu verlangsamen bzw. eine weitere Schädigungszunahme hinauszuzögern und so die Restnutzungsdauer der geschädigten Betondecke zu verlängern. Als längerfristige Lösung kann die zweischichtige Überbauung mit Asphalt zur Anwendung kommen. Wichtig für die Verhinderung eines überproportionalen Schadensfortschrittes ist dabei ein frühzeitiges Erkennen der AKR und die anschließende Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen. Ist der Schädigungsgrad der Betondecke jedoch schon stärker vorangeschritten (SK II und III), so ist eine Erneuerung in Beton- oder Asphaltbauweise anzustreben bzw. unumgänglich; nur der Zeitpunkt des Eingriffs (Erneuerung) lässt sich ggf. mit Erhaltungsmaßnahmen (Instandhaltung) noch verschieben/hinauszögern.

Maßnahmen		Schadenskategorie			
		0	I	II	III
Oberflächenschutzmaßnahmen					
Hydrophobierung (OS-A)		+	(+)	-	-
Überbauung					
Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt	≥ 4 cm	(+)	+	-	-
Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht	9 bis 12 cm	-	+	-	-
Erneuerung					
Ersatz der Betondecke	Beton- oder Asphaltbauweise	-	(+)	+	+

- + geeignet
- (+) geeignet, Wirtschaftlichkeit unter Berücksichtigung der Restnutzungsdauer prüfen
- ungeeignet

Tab. 3-1: Schutz- und Erhaltungsmaßnahmen, Erneuerung (FGSV 2017b, Entwurf)

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass nach dem aktuellen Stand der Technik keine Möglichkeit existiert, eine sich im Betonoberbau vollziehende AKR endgültig zu stoppen. Die reaktiven Bestandteile befinden sich seit der Herstellung im Beton und die für eine weitere Reaktion wichtige Feuchtigkeit ist i.d.R. ebenfalls ausreichend vorhanden. Dies bedeutet, dass der Schadensfortschritt durch geeignete Maßnahmen nur verzögert bzw. verlangsamt oder nur durch einen Ersatz der AKR-geschädigten Betondecke tatsächlich beendet werden kann.

Die Kontrolle der Feuchteverfügbarkeit stellt einen wichtigen Aspekt dar, um einer fortschreitenden AKR entgegenzuwirken. Darunter fallen folgende Maßnahmen (FHWA 2013):

- Gewährleistung einer sachgemäßen Entwässerung der Fahrbahnen,
- Gewährleistung funktionstüchtiger Fugenfüllungen,
- Verfüllen von Rissen und Beseitigung anderer Oberflächenschäden sowie
- Oberflächenbehandlung durch Hydrophobierungen.

## Hydrophobierung

Bei der Hydrophobierung handelt es sich um eine temporäre Erhaltungsmaßnahme der Kategorie Oberflächenschutzmaßnahmen, bei der die Betonoberfläche mit einem Hydrophobierungsmittel (meist Produkte auf Silan- bzw. Silan-Siloxan-Basis in pastöser Konsistenz nach DIN EN 1504-2) benetzt wird, das eine wasserabweisende, aber diffusionsoffene Oberfläche herstellt, wodurch Schäden durch Dampfsperrwirkung ausgeschlossen werden und ein weiteres Austrocknen des Betons nicht behindert wird (s. Bild 3-6). Damit soll der Feuchte- und Salzzutritt in die Betonfahrbahndecke verhindert bzw. unterbunden werden, um so die für eine AKR notwendigen und schadensbegünstigenden Parameter möglichst stark zu reduzieren.

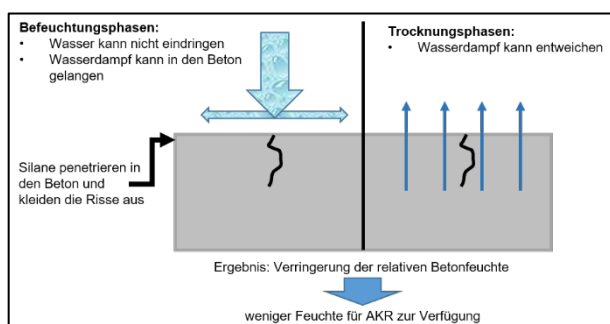


Bild 3-6: Mechanismus von Hydrophobierungen am Beispiel von Silan auf den Feuchtzustand im Beton und folglich den Ablauf einer AKR (eigene Darstellung gemäß WEISE & SCHRANG 2016)

Die erforderlichen Arbeitsschritte und zeitlichen Abläufe sind nachfolgend dargestellt (FGSV 2017b, Entwurf):

- Nullmessungen sowie das Anlegen von Probeflächen zur Ermittlung der notwendigen Auftragsmengen und der Griffigkeitsentwicklung,
- ggf. Fugenfüllstoffe entfernen und Fugen säubern,
- ggf. Instandsetzungen geschädigter Fugenbereiche mit Asphalt,
- Hochdruckreinigung (Drehjetverfahren mit sofortiger Absaugung),
- Hydrophobierung,
- ggf. Fugenverguss.

Diese Vorgehensweise ermöglicht die Verlängerung des Zeitraumes bis zur grundhaften Erneuerung um ca. 5 bis 7 Jahre. Hervorzuheben ist die kurze Bauzeit dieser Maßnahme (ca. 5 km Richtungsfahrbahn in 14 Tagen) sowie das nicht bzw. kaum veränderte äußere Erscheinungsbild, wodurch die weitere Rissbildung visuell verfolgt werden kann. Für weitere Informationen bzgl. Baustoffen, Ausführung und Prüfungen wird auf WEISE & SCHRANG (2016) und die „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b, Entwurf) verwiesen.

## Überbauung mit Asphalt und Erneuerung der Betondecke

Eine Überbauung mit Asphalt erfolgt nach den „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b, Entwurf) mit einer bitumenhaltigen Zwischenschicht (polymermodifiziertes Bitumen 40/100-65 A nach TL Bitumen StB) und:

- einer Walzasphaltdeckschicht (bevorzugt SMA 11 S mit 40/100-65 A) oder
- einer Asphaltbinderschicht und einer Walzasphaltdeckschicht oder
- einer Asphaltbinderschicht und einer Gussasphaltdeckschicht.

Die Überbauungsdicke hängt von mehreren Faktoren (z.B. Schadenskategorie, Fugen- oder Rissbreiten etc.) ab und ist im Einzelfall festzulegen.

Vor der Überbauung ist die vorhandene Markierung zu beseitigen sowie die Unterlage zu säubern. Zusätzlich sind zur Verhinderung von Hitzeschäden Spannungsbereiche im Abstand von 400 m bis 500 m vorzusehen.



Ist die betrachtete Betondecke der Schadenskategorie II oder III zuzuordnen, soll eine Erneuerung der Betondecke in Asphalt- oder Betonbauweise entsprechend den gültigen Regelwerken durchgeführt werden.

### **Temporäre Instandhaltung**

Als temporäre Instandhaltungsmaßnahme wird häufig das Ausfräsen der AKR-geschädigten Bereiche und deren Ersatz durch Asphaltsschichten vorgesehen, wobei der Umfang dieser Maßnahme, d.h. die Menge des auszubauenden Betons, vom Schädigungsgrad sowie von ggf. vorhandenen Horizontalrissen in den Fugenbereichen abhängig ist. Es gilt der Grundsatz, dass die Flickstellentiefe nicht größer als die Tiefe des Kerbschnittes sein sollte, damit sowohl die Druckkraftübertragung im Rissbereich als auch die Wirksamkeit der Dübel gewährleistet werden. Wird jedoch festgestellt, dass sich die AKR-Schädigung bis in größere Tiefen vollzieht (z.B. Verschotterung der Betondecke), so ist der Beton über die gesamte Deckendicke auszubauen und zu ersetzen. Bei derartigen Maßnahmen soll als Material für die Asphalttragschicht ein AC 22 T S und für die Asphaltdeckschicht ein Gussasphalt MA 11 S zum Einsatz kommen. Die resultierenden geschnittenen Anschlüsse an die Betondecke sollen mit einem Fugenmaterial N2 vergossen werden. „Andere Maßnahmen der Instandhaltung haben sich als nicht wirtschaftlich erwiesen.“ (FGSV 2017b, Entwurf)

## **3.2 Dimensionierung von Asphaltbefestigungen**

### **3.2.1 Allgemeines**

Für die Asphaltbauweise ist mit den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht – RDO Asphalt“ (FGSV 2009c) in Deutschland ein Regelwerk geschaffen worden, welches den Grundstein für eine ökonomisch und ökologisch nachhaltige Dimensionierung von Asphaltstraßenkonstruktionen legt. Diese Verfahrensweise ermöglicht es erstmalig, die Dicken der einzelnen Konstruktionsschichten des Straßenoberbaus in Abhängigkeit von den unterschiedlichen mechanischen Kenngrößen der eingesetzten Asphaltgemische, der Verkehrsbelastung und den klimatischen Einflüssen zu dimensionieren. Die für den Dimensionierungsprozess relevanten Materialeigenschaften sind die temperaturabhängigen Steifigkeitsmoduln sowie die dehnungsabhängigen Ermüdungslastwechselzahlen. Nach dem aktuellen Stand der Technik werden die Steifigkeitsmodul-Temperatur- und Ermüdungsfunktionen gemäß den AL Sp-Asphalt (FGSV 2009a) mit dem Spaltzug-Schwellversuch ermittelt. Mit den Technischen Prüfvorschriften TP Asphalt-StB Teil 26 (FGSV 2018c) zur Bestimmung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion sowie TP Asphalt-StB Teil 24 (FGSV 2018b) zur Bestimmung der Ermüdungsfunktion stehen nunmehr Vorschriften mit an den Stand der Wissenschaft angepassten Prüfbedingungen und Auswertansätzen zur Verfügung. Die genannten Technischen Prüfvorschriften finden im Rahmen des Projektes Anwendung.

### **3.2.2 Spaltzugschwellversuch**

Im Spaltzug-Schwellversuch wird eine zylindrische Probekörperscheibe zwischen zwei diametral gegenüberliegenden Lasteinleitungstreifen belastet. Infolge der Probekörperform und der linienförmigen Lasteinleitung auf der Mantelfläche bildet sich im Probekörper in vertikaler und horizontaler Richtung ein inhomogener Spannungszustand aus. Anhand von Berechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode konnte gezeigt werden, dass in der Mitte des Probekörpers über einen Bereich von ca. 70 % des Probekörperdurchmessers die bei vertikaler Belastung entstehende horizontale Zugspannung nahezu konstant ist. An den Lasteinleitungsstellen treten in horizontaler Richtung Druckspannungen auf. Die vertikalen Druckspannungen sind geometriebedingt im Probekörpermittelpunkt am geringsten und an den Lasteinleitungsstellen am größten (s. Bild 3-7). Im Probekörpermittelpunkt beträgt das Verhältnis zwischen vertikaler Druck- und horizontaler Zugspannung 3 : 1 (WELLNER et al. 2007).

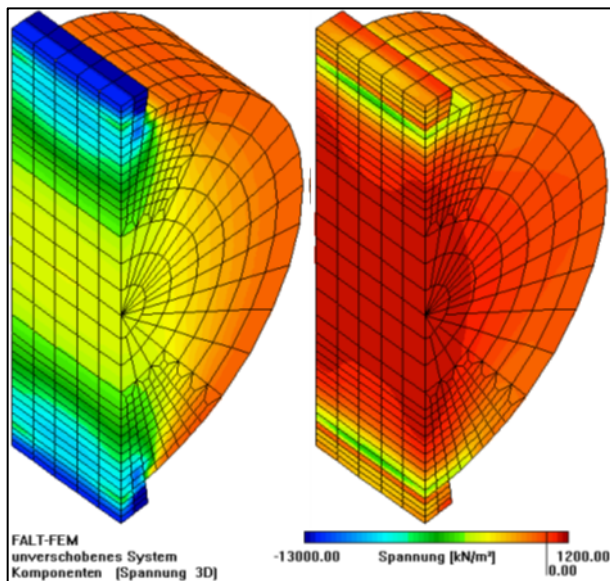


Bild 3-7: Horizontaler und vertikaler Spannungszustand im Spaltzug-Schwellversuch (OESER et al. 2005)

Vorteile dieses Versuches sind die einfache Probekörperherstellung und -vorbereitung. Es können sowohl Marshallprobekörper, als auch (besser) Bohrkern aus Platten, hergestellt mit dem Walzsektorverdichter im Labor oder entnommen aus Straßenbefestigungen, verwendet werden. Die Belastung erfolgt ausschließlich über Druckkräfte. Außerdem können die zur Auswertung notwendigen Horizontalverformungen direkt am Probekörper bestimmt werden. Mit den Spaltzug-Schwellversuchen werden im Rahmen des Forschungsvorhabens die dimensionierungsrelevanten Parameterfunktionen bestimmt.

### 3.2.3 Strukturelle Substanzbewertung

Aus den Ausführungen wird deutlich, dass das Verfahren der RDO Asphalt prinzipiell auch für Nutzungsdauerprognosen genutzt werden kann. Es kann auch als Ansatz zur Bewertung der strukturellen Substanz und einer damit einhergehenden Abschätzung der „Rest“-Nutzungsdauer angewendet werden. Hierzu ist der Entwurf der „Richtlinien zur Bewertung der strukturellen Substanz des Oberbaus von Verkehrsflächen in Asphaltbauweise – RSO Asphalt“ (FGSV 2016a, Entwurf) bereits fertiggestellt. Gemäß dieser Richtlinie kann die Bewertung der strukturellen Substanz mit dem deterministischen Verfahren oder dem probabilistischen Verfahren durchgeführt werden. Mit dem deterministischen Berechnungsansatz werden die Mittelwerte der dimensionierungsrelevanten Materialparameter ohne Berücksichtigung der Streuung dieser angesetzt. Die (Rest-)Nutzungsdauer wird dann unter Berücksichtigung eines Anpassungsfaktors (zusammengesetzt aus Sicherheitsbeiwert und Shiffaktor) berechnet, welcher letztlich die Streuung der Eingangsparameter und die Unsicherheit des Berechnungsverfahrens berücksichtigt. Beim probabilistischen Verfahren werden die Dicken- und Materialschwankungen direkt bei der Berechnung zur Bewertung der strukturellen Substanz berücksichtigt. Mit diesem Verfahren kann wahlweise eine Ausfallwahrscheinlichkeit des strukturell homogenen Abschnitts für eine zuvor festgelegte Restsubstanz bzw. Restnutzungsdauer oder für eine definierte Ausfallwahrscheinlichkeit eine resultierende Restsubstanz bzw. Restnutzungsdauer berechnet werden (FGSV 2016a, Entwurf).

KAYSER (2013) beschreibt die Entwicklung der probabilistischen Verfahrensweise und deren Einbindung in das Konzept der rechnerischen Dimensionierung von Asphaltstraßenkonstruktionen als wesentlichen Beitrag zur Verbesserung der Ergebnisgenauigkeit bei Dimensionierungsrechnungen und Prognosen der Restnutzungsdauer: „Die deterministische Verfahrensweise führt dazu, dass z.B. Asphalte, deren Erwartungswertfunktionen der entsprechend dimensionierungsrelevanten Materialeigenschaften gleich sind, auch als gleichwertig behandelt werden. Dabei sind, sofern die Variabilitäten ihrer Materialeigenschaften unterschiedlich sind, die Sicherheitsniveaus und somit auch die Ausfallwahrscheinlichkeiten der Befestigungen, die mit diesen Asphalten dimensioniert wurden,

unterschiedlich hoch. Ein objektiver bewertender Vergleich beider Asphalte ist somit nicht bzw. nur bedingt möglich. Gleiches gilt für den bewertenden Vergleich des gesamten Asphaltoberbaus“. Das probabilistische Verfahren ermöglicht jedoch die Berücksichtigung der Variabilität der dimensionierungsrelevanten Materialeigenschaften und Schichtdicken.

### 3.2.4 Plastisches Verformungsverhalten

Die Beurteilung des plastischen Verformungsverhaltens von Asphaltstraßenbefestigungen im Rahmen der rechnerischen Dimensionierung des Straßenoberbaus gemäß RDO Asphalt (FGSV 2009c) geschieht derzeit allein durch eine Abschätzung der Spurringefährdung anhand der deviatorischen Vergleichsspannungen. Dabei gilt als Maß für die Spurringefährdung das Maximum der in Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht auftretenden deviatorischen Vergleichsspannung bei höchster zu erwartender Temperatur und der zurzeit zulässigen höchsten Achslast von 11,5 t. Mit diesem Verfahren zur Abschätzung der Spurringefährdung können lediglich vergleichende Beurteilungen unterschiedlicher Befestigungen durchgeführt werden. Eine Aussage zum zeitlichen plastischen Verformungsverhalten der Konstruktion sowie zur Tiefe der Spurrinnen nach beliebiger Nutzungszeit kann damit nicht getroffen werden. Darüber hinaus schlägt die derzeitige Fassung der RDO Asphalt eine weiterführende Vorgehensweise zur Beurteilung des Verformungsverhaltens vor. Mit der zuvor beschriebenen deviatorischen Vergleichsspannung sind unter Verwendung schlanker Probekörper ( $h = 200$  mm,  $d = 100$  mm) einaxiale Druck-Schwellversuche bei  $50$  °C durchzuführen. Dieser Versuch ist für Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichtmaterialien durchzuführen. Die aus diesen Versuchen ermittelten Impulskriechkurven werden dann zur Beurteilung des plastischen Verformungsverhaltens der Asphalte herangezogen. Die Asphaltgemische mit der höchsten Lastwechselzahl bis zum Erreichen des Wendepunktes der Impulskriechkurve weisen den größten Widerstand gegen plastische Verformungen auf. Da bei dieser Verfahrensweise nur ein Belastungszustand berücksichtigt wird, können auch hierbei nur vergleichende Bewertungen, aber unter Berücksichtigung der Verformungsresistenz der Asphalte, vorgenommen werden. Für die Abschätzung von Erhaltungsintervallen im Zuge von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen muss die Verfahrensweise zur Beschreibung des plastischen Verformungsverhaltens weiterentwickelt werden.

WELLNER et al. (2007) entwickelten ein Verfahren zur Prognose der Spurrinnenentstehung, bei dem alle im Dimensionierungsprozess Berücksichtigung findenden Belastungszustände herangezogen werden. Für unterschiedliche Beanspruchungszustände werden mithilfe von Triaxialversuchen die materialabhängigen Impulskriechfunktionen ermittelt und modellhaft beschrieben. Die Berechnung der Spurrinnen erfolgt über die schrittweise Akkumulation der bleibenden Verformungen jedes Belastungszustandes unter Berücksichtigung der Verformungshistorie. Das von WELLNER et al. (2007) beschriebene Verfahren wurde von KAYSER et al. (2011) weiterentwickelt, indem zusätzlich Zufallsprozesse berücksichtigt werden. Jeder Beanspruchungszustand wird durch eine bestimmte Kombination aus den Belastungsgrößen Temperatur und Verkehrslast beschrieben. Während WELLNER et al. (2007) bei der Prognose alle einem Beanspruchungszustand zugehörigen Lastwechsel hintereinander in Ansatz bringt, kann bei dem weiterentwickelten Verfahren von KAYSER et al. (2011) in Abhängigkeit von der Eintrittswahrscheinlichkeit der Belastungsgrößen jedem Beanspruchungszustand eine beliebige Lastwechselzahl zugeordnet werden. Bei diesem Verfahren sind nicht nur die Kombinationen der Belastungsgrößen zufällig, sondern auch die Reihenfolge in der sie auftreten. GEIKE et al. (2014) und DRAGON et al. (2014) passten die Methode dahingehend an, dass ein Beanspruchungszustand anhand der berechneten elastischen Dehnung definiert wird. Somit kann anhand von Impulskriechfunktionen, welche in Abhängigkeit von der elastischen Dehnung aufgestellt werden, der Zusammenhang zwischen Beanspruchungszustand und plastischer Dehnung geschaffen werden. Jeder Beanspruchungszustand wird durch eine bestimmte Kombination aus den Belastungsgrößen Temperatur und Achslast definiert. Die Weiterentwicklung des Akkumulationsprozesses erfolgte durch DRAGON et al. (2015). Dabei werden außerdem wechselnde Beanspruchungszustände aus Druck- und Zugbelastung berücksichtigt.

### 3.3 Grundlagen der Life-Cycle Bewertung von Straßenbefestigungen

#### 3.3.1 Allgemeines

Das Ziel einer Life-Cycle Bewertung besteht darin, ein Projekt nicht nur auf Basis der Neubaukosten, sondern zusätzlich unter Berücksichtigung sämtlicher anfallender Folgekosten über die gesamte Lebensdauer der Anlage (Lebenszyklus) zu beurteilen. Dabei steht vor allem die gesamt- und betriebswirtschaftliche Vergleichbarkeit mehrerer konkurrierender Bauweisen und Erhaltungsstrategien im Vordergrund. Insgesamt ist eine Minimierung der Kosten pro Jahr (Baulastträger- und Straßennutzerkosten) bei optimaler Qualität und Verfügbarkeit anzustreben. Die Durchführung solcher Life-Cycle Cost Analysen (LCCA) gewinnt aufgrund der Steigerung der Verkehrsbelastung, der damit verbundenen Verschlechterung des Straßenzustandes und eventueller Budgetrestriktionen zunehmend an Bedeutung.

Den Beginn des Lebenszyklus einer Straßenbefestigung stellt die Herstellung, d.h. der Neubau oder die grundlegende Erneuerung, dar, wohingegen das Ende frühestens durch die Durchführung der nächsten grundhaften Erneuerungsmaßnahme gekennzeichnet ist. Aus dieser Definition folgt eine unterschiedliche Lebensdauer mehrerer Alternativen. Die Zustandsprognose kann jedoch nur auf Grundlage der langfristigen Entwicklung vergleichbarer Streckenabschnitte erfolgen, denen ein ähnliches Langzeitverhalten zugrunde gelegt werden kann. Daher ist zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit ein einheitlicher Bewertungszeitraum festzulegen, der in der Regel aber nicht mit der Lebensdauer übereinstimmt, woraus sich zum Bewertungsende ein Restwert der Straßenbefestigung ergibt.

Der grundsätzliche Verlauf einer Life-Cycle Cost Analyse als monetäres Bewertungsverfahren ist in Bild 3-8 dargestellt. Es handelt sich dabei um ein rekursives Verfahren, in dem für jeden Zeitschritt (i.d.R. Jahresschritte) auf Basis der Eingangsparameter und Randbedingungen die zeit- bzw. altersabhängigen Variablen (Verkehrsbelastung und Straßenzustand) bis zum Ende des Bewertungszeitraums ermittelt werden. Beim Überschreiten zuvor definierter Ausfallkriterien ergeben sich notwendige Erhaltungsmaßnahmen mit ihren jeweiligen Auswirkungen. Zum Vergleich alternativer Bauweisen oder Erhaltungsstrategien ist der dargestellte Ablauf bei veränderten Eingangsparametern und Randbedingungen mehrmals zu durchlaufen. Als Entscheidungskriterium gilt unter Berücksichtigung eines möglichen Restwertes der Kapitalwert.

Das Endergebnis einer LCCA erlaubt die Auswahl der für den jeweiligen Betrachtungsfall geeignetsten Oberbauvariante bzw. Erhaltungsstrategie und schafft ein besseres Verständnis über die Einflussfaktoren auf die Wirtschaftlichkeit.

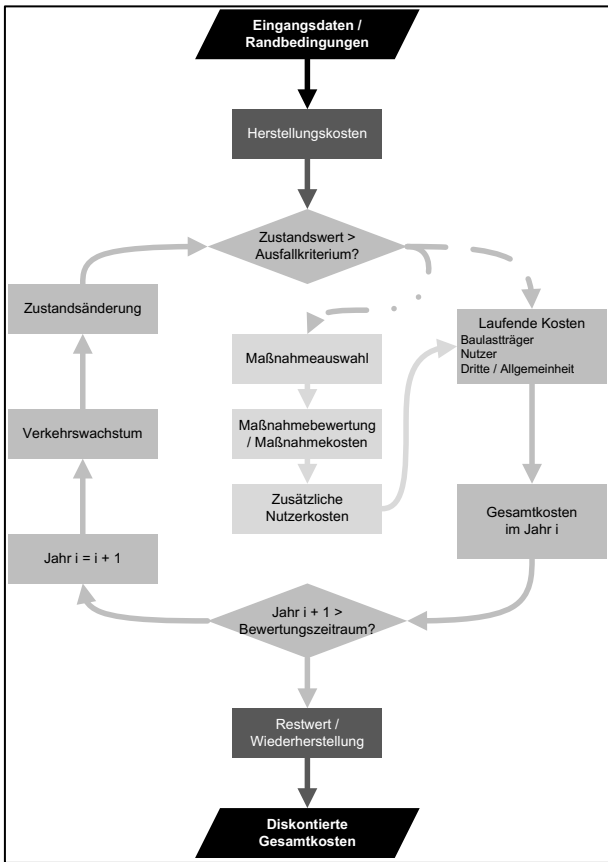


Bild 3-8: Ablauf einer Life-Cycle Cost Analyse (RESSEL et al.2013)

### 3.3.2 Kosteneinflussgrößen

Die Gesamtkosten einer Straßenbefestigung während ihrer gesamten Lebensdauer setzen sich aus dem betriebswirtschaftlichen Teil der Baulastträgerkosten und dem gesamtwirtschaftlichen Teil der Nutzerkosten und Kosten der Allgemeinheit zusammen (s. Bild 3-9).

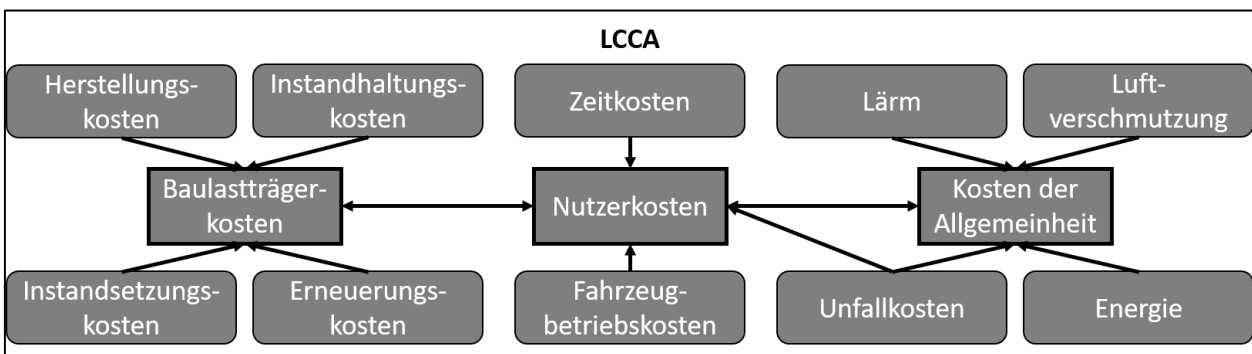


Bild 3-9: Kostenarten bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zum Vergleich von Infrastrukturbauwerken (eigene Darstellung gemäß BLAB et al. 2014)

Je nach Bewertungsziel spielen die einzelnen Kostenträger bei der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung eine unterschiedliche Rolle. Es ist jedoch von großer Bedeutung, dass bei der Erhaltungsplanung sowohl bau- und erhaltungstechnische als auch volkswirtschaftliche Entscheidungskriterien einfließen.

## Baulastträgerkosten

Die Straßenbaulastträgerkosten teilen sich auf in Nettoinvestitionen, die alle Kostenbestandteile für die Herstellung bzw. den Neubau beinhalten, und Ersatzinvestitionen, welche aufgrund von Erhaltungsmaßnahmen zur Aufrechterhaltung der Leistungsfähigkeit anfallen (ohne kapazitätserweiternde Maßnahmen wie Um- und Ausbau). Die gesamten Baulastträgerkosten ergeben sich somit nach SCHMUCK et al. (1981) aus der Summe von Bau-, Unterhaltungs-, Instandsetzungs-, Erneuerungs- und Wiederherstellungskosten über den gesamten Bewertungszeitraum. Um Aussagen zur Vorteilhaftigkeit unterschiedlicher Bauweisen und Erhaltungsmaßnahmen treffen zu können, müssen die Alternativen einen einheitlichen Bewertungshintergrund erhalten. Aus diesem Grund werden sämtliche anfallenden Kosten auf einen einheitlichen Bezugszeitpunkt diskontiert (s. Bild 3-10).

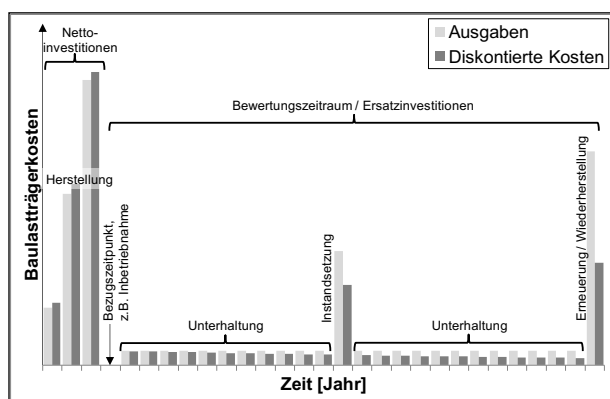


Bild 3-10: Beispiel einer Zahlungsreihe für Baulastträgerkosten (RESSEL et al. 2013)

Zur Gesamtkostenberechnung werden für Neubau und Erhaltungsmaßnahmen durchschnittliche Einheitskostensätze zusammen mit einer Mengenermittlung angesetzt. Die Grundlage bildeten bisher Kostensätze für Teilleistungen jeder Maßnahmeart nach OEFNER et al. (2004). Im Rahmen dieses Projektes werden die Kostensätze mithilfe der Baupreisindizes des Statistischen Bundesamtes und der vom Baulastträger zur Verfügung gestellten Daten aktualisiert. Näheres ist hierzu in Abschnitt 8.1.1 erläutert.

Die im Bauwesen übliche Ermittlung der Netto-Angebotssumme mittels Zuschlagskalkulation ergibt sich zu:

	Einzelkosten der Teilleistungen (inkl. Planung und Entwurf und Verkehrssicherung)
+	Baustellengemeinkosten, Einrichten und Räumen der Baustelle (BGK)
<hr/>	
=	Herstellkosten
+	Allgemeine Geschäftskosten (AGK)
<hr/>	
=	Selbstkosten
+	Wagnis und Gewinn (W+G)
<hr/>	
=	Netto-Angebotssumme

Einzelkosten sind diejenigen Kosten, die einer Teilleistung eindeutig zugeordnet werden können. Kosten, bei denen eine eindeutige Zuweisung nicht möglich ist, werden als Gemeinkosten bezeichnet. Diese gliedern sich in Baustellengemeinkosten (BGK) und Allgemeine Geschäftskosten (AGK). AGK werden i.d.R. als prozentualer Anteil auf die Angebotssumme einheitlich vorgegeben. Gleiches gilt für Wagnis und Gewinn.

Die anfallenden Unterhaltungskosten im Rahmen der baulichen Unterhaltung sind schwer zu prognostizieren und werden üblicherweise als fixe jährliche Einheitskostensätze bei Vernachlässigung des jeweils aktuellen Straßenzustandes angesetzt.

Zum Bewertungsende einer Straßenbefestigung ergibt sich ein Restwert, der aufgrund der Festlegung eines einheitlichen Bewertungszeitraumes entsteht, der nur in den wenigsten Fällen mit der tatsächlichen

Nutzungsdauer übereinstimmt. Dieser wird nach RÜBENSAM & SCHULZE (1994) als Wiederherstellungskosten (Kosten für die Wiederherstellung des vollen Gebrauchswertes einer Straßenbefestigung) als anteilige Neubaukosten in Abhängigkeit des Bemessungsindex angesetzt. In die Berechnung fließen sowohl der Oberflächenzustand als auch die Restsubstanz ein (RESSEL et al. 2013).

### Straßennutzerkosten

Im Rahmen einer gesamtwirtschaftlichen Bewertung des Straßenoberbaues sind neben den regulär anfallenden Nutzerkosten (Zeit-, Betriebs- und Unfallkosten, deren Ermittlung gemäß den „Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen – EWS“ (FGSV 1997) erfolgt) vor allem zusätzliche maßnahmen- und zustandsbedingte Nutzerkosten zu berücksichtigen (s. Bild 3-11). Diese stellen die Differenz zu den Nutzerkosten bei sehr gutem Straßenzustand ohne Behinderung durch Baumaßnahmen dar. Darüber hinaus fallen weiterhin Kosten der Allgemeinheit infolge Lärm- und Schadstoffbelastung etc. an, deren Einfluss jedoch als gering zu bewerten ist und aufgrund mangelnder Verfahren zur exakten Bestimmung, mit Ausnahme der Klimakosten, zu vernachlässigen sind (HELLMANN et al. 2008). Im PMS in Deutschland werden bisher weder zustandsbedingte noch baustellenbedingte Nutzerkosten berücksichtigt.

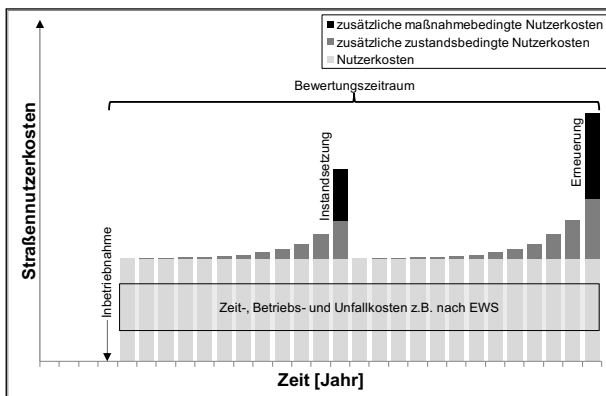


Bild 3-11: Beispiel zur Entstehung von Straßennutzerkosten (RESSEL et al. 2013)

Die gefahrene Geschwindigkeit hängt bei gleicher Linienführung und Verkehrsbelastung sowie bei gleichem Querschnitt vom Straßenzustand ab. Dieser verschlechtert sich im Laufe der Zeit infolge der Beanspruchungen durch Verkehrsbelastung und Klima. Daraus folgen zustandsbedingte Einschränkungen (z.B. Geschwindigkeitsbeschränkung aufgrund eines schlechten Zustandswert der Ebenheit) und Einflüsse auf die Unfallhäufigkeit und den Energieverbrauch, die durch zusätzliche zustandsbedingte Nutzerkosten berücksichtigt werden. Diese entstehen z.B. durch den zeitlichen Aufschub von Erhaltungsmaßnahmen, z.B. zur Generierung zusammenhängender bzw. voneinander unabhängiger Baulose. Die Ermittlung zustandsbedingter Nutzerkosten stützt sich vornehmlich auf das HDM-Verfahren (BENNETT & GREENWOOD 2003).

Aus den folgenden zwei Gründen werden die zustandsbedingten Nutzerkosten in vielen Bewertungsmodellen oftmals vernachlässigt:

- Durch das relativ hohe Zustandsniveau in Deutschland und anderen Industrienationen werden die Kosten als vernachlässigbar betrachtet (STÜTZE 2004).
- Die statistische Absicherung durch Untersuchungen ist sehr gering (z.B. spielt bei der Unfallrate nicht nur der Faktor Straßenzustand eine Rolle, eine Abgrenzung ist schwer möglich).

Zusätzliche maßnahmenbedingte Nutzerkosten resultieren aus Behinderungen durch Baustellen im Zuge von Erhaltungsmaßnahmen in Form eines erhöhten Zeit- und Kraftstoffbedarfs sowie des erhöhten Unfallrisikos. Haupteinflussfaktoren sind Maßnahmendauer und Verkehrsführung während der jeweiligen Erhaltungsmaßnahme. Deren Berechnung und detaillierte Beschreibung ist Gegenstand von HELLMANN et al. (2008) sowie RESSEL et al. (2013). Für jede betrachtete Komponente werden die Kosten für das Durchfahren der Bau- sowie (falls vorhanden) Staustrecke für den Fall mit und ohne Maßnahme ermittelt

und gegenübergestellt. Die resultierende Kostendifferenz stellt die arbeitsstellenbedingten Nutzermerkmehrkosten dar.

Der Zeitverlust aufgrund von Kapazitätseinschränkungen und dem daraus folgenden Rückstau stellt den wichtigsten Anteil der zusätzlichen Nutzerkosten dar. Die Kapazität eines Verkehrsweges wird im Baustreckenbereich vor allem durch folgende Faktoren beeinflusst (HELLMANN et al. 2008):

- Einengung oder Wegfall von Fahrstreifen
- Wegfall des Standstreifens
- Sperrung einer Fahrbahn
- Beschränkung der zulässigen Höchstgeschwindigkeit
- Überholverbote
- Länge der Baustelle

Die Ermittlung der Rückstaulänge und des daraus resultierenden Zeitmehrbedarfs ist Gegenstand von vielen Forschungsarbeiten, z.B. HELLMANN et al. (2008), RESSEL (1994), BECKMANN & ZACKOR (2001). Die stundenweise Gegenüberstellung der Verkehrsstärke und der infolge einer veränderten Verkehrsführung reduzierten Kapazität des Streckenabschnittes ist der Grundgedanke der beschriebenen Verfahren. Die Prognose besteht aus:

- der Berechnung der im Stau wartenden Fahrzeuge zu Beginn und Ende einer Stunde,
- der Berechnung und der Länge der Warteschlange und
- die Berechnung der eintretenden Zeitverluste.

Die monetäre Bewertung der ermittelten Zeitverluste erfolgt nach den EWS mithilfe von Zeitkostensätzen.

In RÜBENSAM et al. (2005) werden die Zeitkosten infolge Kapazitätsüberschreitungen besonders hervorgehoben, da diese in ihrer Größenordnung die Baulastträgerkosten schnell bei weitem übersteigen können. Ein besonderes Augenmerk ist deshalb auf die Verkehrsführung zu legen. Die ausschließliche Betrachtung der Gesamtkosten als Verknüpfung der Straßenbaulastträger- und Nutzerkosten wird daher nicht empfohlen. Beispielsweise könnte aufgrund einer ungeschickt gewählten Verkehrsführung im Baustellenbereich eine wirtschaftlichere Bauweise extrem benachteiligt werden. Deshalb sollten diese beiden Kostenbestandteile getrennt voneinander betrachtet werden (z.B. Nutzerkosten als zusätzliches Entscheidungskriterium in Ergänzung zu einem betriebswirtschaftlichen Variantenvergleich).

Die zusätzliche Berücksichtigung von Verlagerungseffekten auf das untergeordnete Straßennetz ist grundsätzlich möglich. Neben der Verwendung eines einfachen, routenbasierten Umlegungsmodells nach PAV-ECO (1999), das einen erhöhten Mehraufwand bzgl. der Datenbereitstellung möglicher Alternativrouten erfordert, schlagen HELLMANN et al. (2008) und OBER-SUNDERMEIER & OTTO (2003) einen vereinfachten Ansatz für das Verlagerungsproblem vor: Bis zu 3 km Staulänge findet keine Verlagerung statt, zwischen 3 km und 30 km findet eine lineare Verlagerung von 0 % bis 40 % der Nachfrage auf Alternativrouten statt und ab 30 km bleibt die Verlagerung konstant bei 40 %.

Durch eine geänderte Verkehrsführung infolge Baumaßnahmen entstehen des Weiteren Unfallmerkmehrkosten, deren Berechnung gegenwärtig auf dem Unfallkostenfaktor beruht. Zu dessen Aktualisierung sind mehrere Untersuchungen durchgeführt worden. Aufgrund des stark eingeschränkten Stichprobenumfangs und großer Streuungen verweisen HELLMANN et al. (2008) weiterhin auf die z.B. in OEFNER (1988) ermittelten Faktoren.

### **Wirtschaftlichkeitsrechnung**

Die Wirtschaftlichkeitsrechnung und –bewertung erfolgt im Rahmen der Lebenszykluskostenanalyse auf der Grundlage eines dynamischen Verfahrens der Investitionskostenrechnung auf Basis der Kapitalwertmethode. Mit dieser Methodik ist es möglich, konkurrierende Investitionsmöglichkeiten unter Einbeziehung des Langzeitverhaltens über die jeweilige technische Lebensdauer hinsichtlich einer gesamtwirtschaftlichen Bewertung zu vergleichen. Gerade aufgrund der Langlebigkeit einer Straßenbefestigung sind Verfahren erforderlich, die den zeitlichen Anfall von Zahlungsströmen berücksichtigen. Als Kapitalwert wird die auf einen einheitlichen Bezugszeitpunkt (i.d.R. die Verkehrsübergabe im Startjahr der Bewertung) diskontierte Summe aller Kosten verstanden (s. Bild 3-10). Im Allgemeinen gilt für die Berechnung:



$$C_0 = \sum_{i=0}^n \frac{e_i - a_i}{(1+p)^i}$$

Gl. 3-1

Mit:

- $C_0$ : Kapitalwert zum Zeitpunkt  $i = 0$  (Bezugszeitpunkt bzw. Bezugsjahr)  
 $e_i, a_i$ : Einnahmen, Ausgaben im Jahr  $i$   
 $p$ : Kalkulationszinsfuß  
 $n$ : Bewertungszeitraum in Jahren

Als einzige Einnahme, die im Rahmen eines Bauweisenvergleichs berücksichtigt wird, ist ein möglicher Restwert der Straßenverkehrsanlage zu betrachten, wodurch der Kapitalwert stets negativ ist. Aus betriebswirtschaftlicher Sicht ergibt sich bei keiner Variante ein Vorteil, weshalb zur Entscheidungsfindung der wirtschaftlichsten Variante das Kosten-Minimum-Kriterium angewendet wird. Der Kapitalwert umfasst nur die Baulastträgerkosten, gesamtwirtschaftliche Kosten werden nicht diskontiert.

Die Festlegung eines einheitlichen Bewertungszeitraumes ist Voraussetzung für die Vergleichbarkeit der untersuchten Varianten. Dieser ist nicht mit der Lebens- oder Nutzungsdauer gleichzusetzen, sondern soll einen für Kosten und Nutzen repräsentativen Zeitraum umfassen, weshalb für einen Straßenoberbau meist 30 bis 40 Jahre angenommen werden. Der Nominalzinssatz beträgt üblicherweise zwischen 3 % und 4 %, wobei eine Inflationsrate nicht berücksichtigt wird (SCHMUCK et al. 1981). Dieser Zinssatz beeinflusst die Wirtschaftlichkeitsberechnungen aufgrund des Zinseszinseseffektes entscheidend.

### 3.4 Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen

#### 3.4.1 Verhaltensmodelle und Verfahren der Zustandsprognose

Die Ermittlung der Lebenszykluskosten einer Straßenbefestigung erfordert stets die Kenntnis über deren Zustandsentwicklung und Langzeitverhalten. Mit einer Prognose der voraussichtlichen Zustandsentwicklung wird versucht, mögliche Eingriffszeitpunkte zu ermitteln. Die dafür erforderlichen Verhaltensmodelle können unterteilt werden in:

- Mechanistische Modelle, die auf der theoretischen Ermittlung der Primärwirkungen (Spannungen und Dehnungen) unter äußeren Einwirkungen (Lasten, Temperatur etc.) und deren Anwendung auf Verhaltensgesetze basieren und
- Empirische Modelle, die auf der Beobachtung des tatsächlichen Verhaltens der Straßenbefestigung und der Suche nach kausalen Zusammenhängen zwischen Einfluss- und Zielgröße beruhen.

Aufgrund der Vielzahl und Komplexität an benötigten Einflussgrößen erscheint eine direkte Anwendung von mechanistischen Modellen in der Erhaltungsplanung derzeit noch nicht möglich. Daher kommen für die Straßenzustandsprognose bisher im Wesentlichen empirische Verhaltensmodelle zur Anwendung, die folgendermaßen unterschieden werden (MOLZER et al. 2000):

- Stochastische Modelle, die mögliche Wahrscheinlichkeitsverteilungen des künftigen Straßenzustandes prognostizieren und damit Unsicherheiten und Unschärfe der zugrundeliegenden Daten berücksichtigen können.
- Deterministische Modelle, die versuchen, exakte Zustandsgrößen (abhängige Variablen) in Abhängigkeit gewisser Einflussgrößen (unabhängige Variablen) für beliebige in der Zukunft liegende Zeitpunkte vorauszusagen. Der funktionale Zusammenhang zwischen abhängigen und unabhängigen Variablen wird Verhaltensfunktion genannt.

International kommen fast ausschließlich empirisch-deterministische Modelle zur Anwendung, die neben den Ergebnissen aus Zustandserfassungen oftmals auf Erfahrungswerten und Expertenmeinungen basieren (z.B. PIARC 2000a, und PIARC 2000b). Weiterhin wird das weltweit verbreitete und an die jeweiligen regionalen Randbedingungen angepasste Highway Development and Management Model (HDM-IV-Modell) eingesetzt (HDM Global 2016).

Ein Problem dieser international angewandten, oftmals sehr spezifisch ausgerichteten, Verhaltensmodelle stellt jedoch die eingeschränkte Übertragbarkeit auf deutsche Standardbauweisen und Zustandsmerkmale dar. Es empfiehlt sich daher, auf national vorliegende Erkenntnisse zurückzugreifen.

### Deterministische Zustandsprognose

Für die Zustandsprognose kommen bisher empirische Verhaltensmodelle zum Einsatz, die einen kausalen Zusammenhang zwischen Einfluss- und Zielgröße auf Basis von Beobachtungen in Laborversuchen oder der Realität beschreiben sollen. Gerade aus den Ergebnissen von Langzeitbeobachtungen und (auch international) periodisch durchgeführten Zustandserfassungen liegen umfassende empirische Ergebnisse vor. Entscheidende Vorteile solcher Modelle sind z.B. die Reproduzierbarkeit der Erfassungen, das Vorliegen einer umfangreichen statistischen Grundgesamtheit oder die Möglichkeit von Rückschlüssen auf mögliche Schadensursachen aufgrund der Erfassung mehrerer Zustandsmerkmale. Die Prognose der Zustandsentwicklung erfolgt bei derartigen Modellen meist in Abhängigkeit der kumulierten Belastung (z.B. äquivalente Achslastübergänge) oder des Befestigungsalters der Straßenbefestigung. Auf dieser Basis können Art und Zeitpunkte notwendiger Erhaltungsmaßnahmen bestimmt werden, weshalb Verhaltensmodelle ein zentrales Element der LCC-Bewertung von Straßenbefestigungen darstellen.

Grundlage für Zustandsprognosen in Deutschland bildet die im vierjährigen Turnus stattfindende Zustandserfassung und -bewertung (ZEB) auf Bundesfernstraßen. Sie verfolgt das Ziel, den Fahrbahnzustand netzweit mit schnellfahrenden Messsystemen zu erfassen und anschließend zu bewerten. Diese periodisch durchgeführte Zustandserfassung von Bundesfernstraßen liefert die umfangreichsten und aktuellsten Daten zur Beobachtung des Langzeitverhaltens. Die Grundlagen sind hierzu in den ZTV ZEB-StB (FGSV 2006b) geregelt.

Standardverhaltensfunktionen für die Trendfortschreibung des Fahrbahnzustandes können z.B. den RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) entnommen werden, welche die Grundlage der wirtschaftlichen Planung von Erhaltungsmaßnahmen in Deutschland im Rahmen eines Pavement Management Systems (PMS) darstellen. Diese typisierten Verhaltensverläufe ermöglichen eine erste grobe Abschätzung der Entwicklung verschiedener Zustandsgrößen (z.B. allgemeine Unebenheit, Spurrinnentiefe) zwischen Neubau bzw. Erneuerung und dem von der Straßenbefestigung abhängigen voraussichtlichen Eingriffszeitpunkt sowie der Maßnahmewirkungen. Die auf diese Weise ermittelten Nutzungsdauern weisen jedoch hohe Unsicherheiten auf, da wesentliche Parameter (wie z.B. eingesetzte Baumaterialien oder das Klima) vernachlässigt werden (s. Abschnitt 3.4.2). Für die Verhaltensprognose wird in den Arbeitspapieren zur systematischen Straßenerhaltung der FGSV folgende Formel zur Berechnung des Zustandswertes angenommen (FGSV 2001b):

$$zw_i(t) = 1 + a \cdot t^b$$

Gl. 3-2

Mit:

$zw_i$ : Zustandswert für das gewählte Zustandsmerkmal  $i$   
 $t$ : Zeit  $t$  in Jahren  
 $a, b$ : Verlaufs-Koeffizienten

Bezüglich der Zustandsentwicklung in Abhängigkeit von der Zeit sind in den RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) die folgenden qualitativen Annahmen getroffen worden:

- Die zeitliche Entwicklung der Längs- und Querebenheit folgt einem schwach progressiven Verlauf.
- Die zeitliche Entwicklung der Spurrinnen bei Asphaltdecken folgt einem degressiv-konsolidierenden Verlauf.
- Die zeitliche Entwicklung der Risse, Flickstellen und sonstigen Oberflächenschäden folgt einem stark progressiven Verlauf mit einer zunächst langsamen, aber später immer schneller voranschreitenden Zustandsverschlechterung.
- Für die zeitliche Entwicklung der Griffigkeit, zu der keine gesicherten Aussagen vorliegen, wird ein linearer Schadensverlauf angenommen.

Die Standardverhaltensfunktionen für die betrachteten Zustandsmerkmale bilden eine mittlere Verlaufslinie für jede der vier definierten Verhaltensklassen ab und beschreiben damit einen langsamen, mittleren, schnellen oder sehr schnellen Verlauf der Zustandsmerkmale (s. Bild 3-12 und Tab. 3-2).

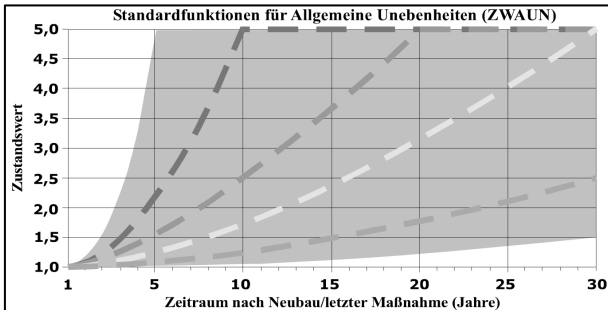


Bild 3-12: Verlauf der Standardfunktion AUN für die vier Verhaltensklassen (FGSV 2001b)

Verhaltensklasse	Verlauf $zw_i(t) = 1 + a \cdot t^b$	Koeffizienten	Längsebenheit	Spurrinnen	Risse (und Schäden)
1	langsam	a	0,0060	0,2051	0,0000088
		b	1,6310	0,5850	3,5420000
2	mittel	a	0,0210	0,3520	0,0000356
		b	1,5510	0,6320	3,4190000
3	schnell	a	0,0577	0,5246	0,0004370
		b	1,1050	0,6660	3,0000000
4	sehr schnell	a	0,1685	0,8394	0,0051000
		b	1,3800	0,6781	2,6000000

Tab. 3-2: Koeffizienten a und b für die Standardfunktionen der Verhaltensklassen (FGSV 2001b)

In HINSCH et al. (2005) wurden die Prognosemodelle aus den RPE-Stra 01 weiterentwickelt, indem die in den Jahren 1997/98 sowie 2001/02 erfassten Daten ausgewertet und als Ergebnis für Bundesautobahnen empirische Standardverhaltensfunktionen aller relevanten Zustandsindikatoren (physikalische Größen statt Zustandswerten) für die in Deutschland üblichen Bauweisen ermittelt wurden. Diese Verhaltensfunktionen, die in einer vergleichenden Untersuchung von OERTEL & AMMERSEE (2007) empirisch abgesichert wurden, bilden die Grundlage für die Zustandsprognose und die darauf aufbauende Berechnung der Lebenszykluskosten einer Straßenbefestigung. Von Vorteil ist dabei, dass sie für die deutschen Standardbauweisen anwendbar sind, mit wenigen (bekannten) Eingangsparametern auskommen und mit den Ergebnissen weiterer ZEB-Kampagnen fortgeschrieben werden können. Wichtig ist an dieser Stelle anzumerken, dass die Verhaltensfunktionen ausschließlich die Veränderung des Oberflächenzustandes prognostizieren.

Neben der Verwendung von Standardverhaltensfunktionen der ZEB-Auswertung, können auch streckenspezifisch angepasste Standardverhaltensfunktionen auf Grundlage aktueller Zustandserfassungen mit dem Verfahren nach HINSCH et al. (2005) oder freie Verhaltensfunktionen für spezielle Anwendungszwecke zur Anwendung kommen.

Tab. 3-3 zeigt die Zustandsindikatoren, für die Standardverhaltensfunktionen vorliegen.

Merkmalsgruppe	Zustandsmerkmal	Zustandsindikator	Abk.
Ebenheit im Längsprofil	Allgemeine Unebenheit	Spektrale Dichte der Unebenheitshöhen [cm <sup>3</sup> ]	AUN
		Längsebenheitswirkindex [-]	LWI
Ebenheit im Querprofil	Spurrinnen	Maximum aus rechter und linker Spurrinnentiefe (Mittelwert, MSPT) [mm]	SPT
Rauheit	Griffigkeit	Seitenreibungsbeiwert (SCRIM, geschwindigkeitskorrigiert auf 80 km/h, GRI80) [-]	GRI
Substanzmerkmale (Oberfläche) Asphalt	Netzrisse und Risshäufungen	Betroffene Fläche (NRI) [%]	RIO
	Flickstellen	Betroffene Fläche (FLI) [%]	
Substanzmerkmale (Oberfläche) Beton	Längs- und Querrisse	Betroffene Platten (LQRP) [%]	RIO
	Eckabbrüche	Betroffene Platten (EABP) [%]	
	Kantenschäden	Betroffene Platten (KASP) [%]	

Tab. 3-3: ZEB-Zustandsmerkmale mit verfügbaren Standardverhaltensfunktionen nach HINSCH et al. (2005)

Die Bestimmung der Zustandsgrößenentwicklung erfolgt nach HINSCH et al. (2005) über eine Potenzfunktion (s. Bild 3-13) in Abhängigkeit der Anzahl äquivalenter 10-t-Achslastübergänge:

$$ZG_{i,ZI,VhG} = a_{ZI,VhG} + b_{ZI,VhG} \times \left( \sum_{j=0}^i A\ddot{U}_j \right)^{c_{ZI,VhG}} \quad \text{Gl. 3-3}$$

Mit:

$ZG_{i,ZI,VhG}$ : Zustandsgröße des Zustandsindikators ZI im Jahr i für die verhaltenshomogene Gruppe

$a_{ZI,VhG}, b_{ZI,VhG}, c_{ZI,VhG}$ : Funktionsparameter für den Zustandsindikator ZI und die verhaltenshomogene Gruppe

$A\ddot{U}_j$ : Kumulierte Anzahl äquivalenter Achslastübergänge im Jahr i

Der Koeffizient a beschreibt die Ausprägung der jeweiligen Zustandsgröße unmittelbar nach dem Neubau bzw. einer Erhaltungsmaßnahme. Der Koeffizient b beeinflusst die Steigung der Verhaltenskurve, wohingegen der Koeffizient c regelt, ob es sich um einen degressiven ( $c < 1$ ), einen linearen ( $c = 1$ ) oder progressiven Verlauf ( $c > 1$ ) handelt.

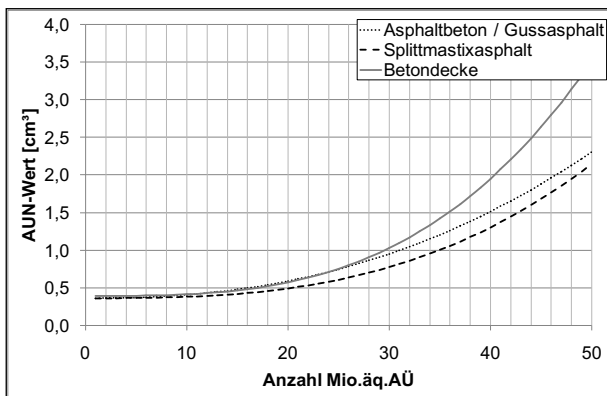


Bild 3-13: Beispiel für Standardverhaltensfunktionen (Zustandsmerkmal AUN) (HINSCH et al. 2005, Darstellung aus RESSEL et al. 2013)

Zur Berücksichtigung des Einflusses von Erhaltungsmaßnahmen (vor allem Instandsetzungsmaßnahmen) auf das Langzeitverhalten (Folgeverhalten) wird ein Folgefaktor  $F$  eingeführt, der das prozentuale Verhältnis der Lebensdauer nach einer Erhaltungsmaßnahme und der Lebensdauer nach Herstellung beschreibt:

$$F = \frac{(\sum A\ddot{U})_{Zul,k}}{(\sum A\ddot{U})_{Zul,k=0}} \quad \text{Gl. 3-4}$$

Mit:

$\sum A\ddot{U}_{Zul,k}$ : Anzahl zulässiger äquivalenter Achsübergänge bis zum Erreichen des Ausfallkriteriums nach der Maßnahme  $k$  (mit  $k=0$ =Herstellung)

Damit ergibt sich Gl. 3.3 zu:

$$ZG_{i,ZI,VhG} = a_{ZI,VhG} + \frac{b_{ZI,VhG}}{F^{c_{ZI,VhG}}} \times \left( \sum_{j=0}^i A\ddot{U}_j \right)^{c_{ZI,VhG}} \quad \text{Gl. 3-5}$$

OERTELT & AMMERSEE (2007) haben das Verfahren von HINSCH et al. (2005) modifiziert, indem die Streckentypisierung detaillierter vorgenommen wurde. Des Weiteren wurde als einheitliche unabhängige Variable das Deckenalter statt die kumulierte Schwerverkehrsbelastung gewählt. Gründe für diese Wahl sind zum einen die fehlenden plausiblen Zusammenhänge zwischen der kumulierten Schwerverkehrsbelastung und den Zustandsgrößen für die Längsebenheit (AUN und LWI) und zum anderen die stärkeren Abhängigkeiten für alle Zustandsgrößen, außer der Griffigkeit, vom Alter der Deckschicht. Dies lässt sich dadurch erklären, dass der fortschreitende Substanzverzehr im Allgemeinen nicht allein auf die Verkehrsbelastung, sondern vielmehr auf die Kombination aus Beanspruchung durch Verkehr und Umwelt zurückzuführen ist.

Als Funktionstypen kommen in OERTELT & AMMERSEE (2007) für alle Zustandsgrößen, außer für die Griffigkeit (Ansatz einer linearen sowie einer Potenzfunktion), Exponentialfunktionen zur Anwendung:

$$Z_{i,j,t} = a_{j,k} \cdot e^{t \cdot b_{j,k}} \quad \text{Gl. 3-6}$$

Mit:

$Z_{i,j,t}$ : Zustandsgröße für Abschnitt  $i$  und Zustandsmerkmal  $j$  im Jahr  $t_i$

$t_i$ : Zeitraum seit Neubau/letzter Erhaltungsmaßnahme in Jahren für Abschnitt  $i$

$a_{j,k}, b_{j,k}$ : Koeffizienten der Standardprognosefunktion für Zustandsgröße  $j$  und Verhaltenshomogenegruppe  $k$

### Stochastische Zustandsprognose

Neben den deterministischen Zustandsprognosen und Verhaltensfunktionen, bei denen jedem Zeitpunkt eine genaue Zustandsgröße zugeordnet wird, existieren stochastische Prognosemethoden, die den Zustand durch die Angabe von Wahrscheinlichkeiten des Erreichens dieses Zustands zu einem bestimmten Zeitpunkt festlegen. Stochastische Modelle berücksichtigen demnach die Tatsache, dass die meisten Parameter im Erhaltungsmanagement in der Realität einer gewissen Unsicherheit in Bezug auf die zukünftige Entwicklung unterliegen (OESER et al. 2014). Diese Unsicherheit ergibt sich z.B. fehlenden Daten oder der Streuung in der Ausführungsqualität des Bauprozesses (s. auch Abschnitt 3.4.2).

Ein weit verbreitetes stochastisches Zustandsprognoseverfahren sind die Markov-Ketten, die den Straßenzustandsverlauf aus der in der Vergangenheit aufgenommenen Zustandsdaten prognostizieren. Voraussetzung für die Anwendung dieses Verfahrens ist eine ausreichend große Datenmenge, woraus für jeden untersuchten Zustandsindikator erwartete Verhaltensfunktionen der Zustandsentwicklung erstellt werden können. „Weiterhin kann eine Streuung des Zustandsverlaufs aus der Streuung der Messwerte abgeleitet werden. Bei der Kombination der Zustandsverlaufsfunktionen und der Dichtefunktion der Streubreiten können Übergangswahrscheinlichkeitsmatrizen für eine Abbildung des Zustandsverlaufs in Markov-Ketten abgeleitet werden.“ (OESER et al. 2014)

#### 3.4.2 Einflussgrößen auf das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen

Wie in Bild 3-14 dargestellt, unterliegt das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen vielfältiger möglicher Einflussgrößen und deren gegenseitigen Wechselwirkungen. Darunter findet sich neben allgemein verfügbarer und prognostizierbarer Größen, wie z.B. Verkehrsbelastung und Bauweisen, eine Vielzahl weiterer, schwer erfassbarer oder unbekannter Parameter. Deshalb können sich bspw. Straßenbefestigungen derselben Belastungsklasse und Bauweise aufgrund unterschiedlicher Ausführungsqualität (z.B. Ungleichmäßigkeiten im Aufbau und in den Schichtdicken, mangelhafter Schichtenverbund), Materialparameter und Unterhaltungsstandards bzgl. ihres Langzeitverhaltens unterschiedlich voneinander entwickeln. Die Komplexität der wechselseitigen Überlagerung der einzelnen Einflussparameter erschwert die Trendprognose zusätzlich.

Auswertungen von Zustandserfassungen verfolgen das Ziel einer allgemein gültigen Formulierung von Prognosemodellen durch die Reduzierung auf signifikante und erfassbare Größen. Daraus resultieren Reststreuungen aus nicht erklärbaren Einflussfaktoren, welche die Unsicherheiten einer solchen Zustandsprognose aufzeigen. Gerade die wichtigen Parameter Bauausführung, Materialparameter und Klima (insbesondere auch die Häufigkeit von Frost-Tau-Wechseln) lassen sich dabei kaum abbilden oder prognostizieren. Diese Streuungen und Unsicherheiten sind daher nicht zu vernachlässigen, weshalb deren Auswirkungen auf das Bewertungsergebnis durch geeignete Verfahren (Risiko- und Sensitivitätsanalysen) stets abzuschätzen sind. Als Praxisbeispiel dient die LCCA-Software RealCost der FHWA (Federal Highway Administration), die neben der deterministischen Berechnung einen probabilistischen Ansatz enthält, der auf der Monte-Carlo-Simulation basiert.

Gleichzeitig bilden diese empirischen Zustandsprognosen immer vergangene Entwicklungen unter Berücksichtigung der entsprechenden gültigen Randbedingungen ab. Die Abschätzung der Einflüsse möglicher Änderungen von Randbedingungen, wie z.B. eine Erhöhung der zulässigen Achslasten oder neue Bauweisen und Materialien, bedürfen bei dieser Vorgehensweise umfangreicher und langfristiger Beobachtungen, um auch die empirische Absicherung der Ergebnisse von Laborversuchen gewährleisten zu können.

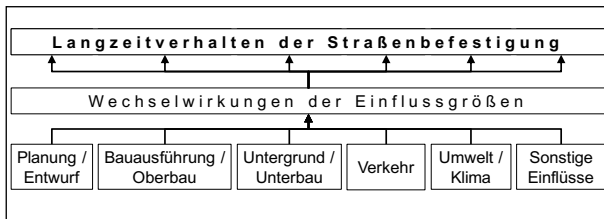


Bild 3-14: Einflussgrößen auf das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen (RESSEL et al. 2013)

Trotz der hohen Streuungen und Unsicherheiten können die Verhaltensmodelle deutliche Anhaltspunkte zum Langzeitverhalten der analysierten Bauweisen liefern.

### 3.4.3 Eingreifkriterien und Ausfallzeitpunkte

Die Festlegung von Art und Zeitpunkt notwendiger Erhaltungsmaßnahmen erfolgt auf der Grundlage von Ausfall- und Eingreifkriterien. Die Ausfallzeitpunkte charakterisieren den Zeitpunkt des erstmaligen Überschreitens eines Ausfallkriteriums bezüglich des Oberflächenzustandes. Diese werden für jedes Zustandsmerkmal definiert. Eine Übersicht möglicher Eingreif- bzw. Ausfallkriterien zeigt Tab. 3-4. Die dargestellten Zustandsgrößen beziehen sich ausschließlich auf den Oberflächenzustand. Darauf aufbauend können durchschnittliche Ausfallzeitpunkte nach dem Neubau, ausgedrückt als maximal zulässiger Anzahl äquivalenter 10-t-Achslastübergänge, ermittelt werden (vgl. RESSEL et al. 2013).

Die ZEB-Warn- und Schwellenwerte beziehen sich nur auf 100 m-Auswerteabschnitte. Eine Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen auf längeren, homogenen Abschnitten erfolgt jedoch i.d.R. schon bei einem durchschnittlich besseren Zustand der Straßenbefestigung. In RÜBENSAM et al. (2005) und KUNZE & RÜBENSAM (2005) wurden deshalb wesentlich geringere Ausfallwerte definiert. Letztere vollziehen eine weitere Einteilung in Asphalt- und Betonbauweise sowie in Haupt- und Nebenfahrbahnen.

Zustandsmerkmal	ZEB-Warnwert (FGSV 2001a)	ZEB-Schwellenwert (FGSV 2001a)	Ausfallkriterien nach RÜBENSAM et al. (2005)	Ausfallkriterien nach KUNZE & RÜBENSAM (2005)			
				Asphalt		Beton	
				HFS	ÜFS	HFS	ÜFS
Allg. Unebenheit [cm <sup>3</sup> ]	3,0	9,0	1,8	1,5	1,5	2,5	1,5
Längsebenheitswirkindex	-	-	-	-	-	-	-
Spurrinntiefe [mm]	10,0	20,0	6,0	7,5	5,0	7,5	5,0
Griffigkeit (SCRIM)	0,39	0,32	0,42	0,39	0,39	0,39	0,39
Netzrisse	5%	10%	RIO = 5%	RIO =15%	RIO =15%	X	X
Flickstellen	10%	15%					
Längs- und Querrisse	2 m / 23%	4 m / 35%	RIO = 15%	X	X	RIO =40%	RIO =25%
Eckabbrüche	2 m / 23%	3 m / 35%					
Kantenschäden	4 m / 23%	8 m / 35%					

Tab. 3-4: Eingreif- und Ausfallkriterien

### 3.4.4 Befestigungssubstanz

Die Substanz stellt im Gegensatz zum Oberflächenzustand als Maß für das Gebrauchsverhalten nach OEFNER et al. (2000) den rein bautechnischen Wert einer Straßenbefestigung dar, d.h. der Substanzwert soll die konstruktiven Eigenschaften des Oberbaus beschreiben und auch eine Bewertung des Befestigungszustandes ermöglichen. Die Substanz wird im Wesentlichen durch die Dimensionierungsparameter beeinflusst und gibt an, in welchem Maße die Straßenbefestigung die an sie gestellten Anforderungen noch erfüllen kann (Tragverhalten und die zulässige Anzahl an Achsübergängen). Die erhobenen Daten der ZEB, die den aktuellen Zustand der Fahrbahnoberfläche beschreiben, liefern keine Aussagen über die Restnutzungsdauer einer Straßenbefestigung. Die Oberflächeneigenschaften geben mit Sicherheit wichtige Informationen über den inneren Zustand einer Straßenbefestigung, jedoch zeigen sich Schäden i.d.R. erst dann, wenn die Schadensausprägung im

Inneren bereits weit fortgeschritten ist. Gerade aber die Abschätzung der Nutzungsdauer der gesamten Straßenbefestigungen ist von größter Bedeutung, da sie einen starken Einfluss auf die Wirtschaftlichkeit der Infrastruktur hat.

Der FGSV-Arbeitsausschuss 4.4 „Substanzbewertung“ beschäftigt sich mit der „Entwicklung von Verfahren zur Bewertung der strukturellen Substanz von Verkehrsflächen“ (FGSV 2018a). Demnach sei das primäre Ziel die „Entwicklung eines Verfahrens zur Bewertung der strukturellen Substanz als Grundlage zur Berechnung eines Nutzungsausfallzeitpunktes. Darüber hinaus soll eine Systematik zur Ermittlung eines Restsubstanzwertes entwickelt werden.“

Aussagen zur Substanz erfordern aufwändige Messkampagnen (z.B. FWD-Messungen für die Bestimmung der Tragfähigkeit), die aus finanziellen aber auch klimatischen Gründen nicht flächendeckend sinnvoll durchführbar sind. Zudem sind auch die verfügbaren zerstörungsfreien Messverfahren zur Bestimmung der Tragfähigkeit (z.B. FWD, Curviometro, Traffic Speed Deflectometer (TSD), Georadar etc. (s. auch JANSEN 2017) häufig nicht adäquat zur Herleitung von Restnutzungsdauern im Sinne einer strukturellen Substanzbewertung geeignet bzw. dahingehend noch nicht hinreichend untersucht. Das Verfahren mit dem national größten vorhandenen Erfahrungs- und Bewertungshintergrund (FWD) ist nur stationär einsetzbar; nationale Erfahrungssammlungen mit schnellfahrenden und damit prinzipiell netzweit im Sinne der ZEB einsetzbaren Verfahren laufen derzeit (z.B. WELLER et al. 2014). Des Weiteren sind die Kennwerte der verbauten Materialien nicht netzweit verfügbar, weshalb sich die Bewertung der (Rest-)Substanz bisher im Wesentlichen auf folgende Kriterien stützt:

- Verkehrsbelastung (Verhältnis tatsächlicher Belastung zu Dimensionierungsverkehrsstärke),
- Tragfähigkeit des Untergrunds/Unterbaus bzw. der ungebundenen Schichten (Orientierung an den nach RStO 12 (FGSV 2012b) vorgegebenen  $E_{v2}$ -Werten),
- Bauweise mit Angaben zu Art und Dicke gebundener und ungebundener Schichten und
- Frostsicherheit.

Den Bewertungsverfahren liegt dabei häufig noch das Dickenäquivalenzprinzip unter Anwendung von Äquivalenzfaktoren zugrunde, mit dem der Bemessungsindex BI als Verhältnis des vorhandenen zum erforderlichen Dickenindex bestimmt wird (s. FGSV 2001a). Über eine Normierungsfunktion kann dieser in den Substanzwert (Bestand) umgerechnet werden. ZANDER (2017) kritisiert dieses Verfahren der Abschreibung der Straßenbefestigung, betrachtet es „als zumindest unzulänglich“ und bemängelt das Nichtvorhandensein eines geeigneten Substanzbewertungsverfahrens, weshalb keine wirtschaftliche und bautechnische Planung über den Lebenszyklus erstellt werden könne.

Ausgehend von diesen an vielen Stellen noch unbefriedigenden Möglichkeiten einer strukturellen Substanzbewertung liegt nun mit dem Entwurf der RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) (s. Abschnitt 3.1.7) ein Regelwerk für Asphaltbauweisen vor, das eine strukturelle Substanzbewertung erlaubt, dessen Anwendung jedoch aufgrund der erforderlichen Bohrkernentnahme und Prüfung der daraus gewonnenen Probekörper im Labor auf Objektebene beschränkt ist. Für Straßenbefestigungen aus Beton existiert derzeit noch kein eingeführtes Verfahren für die Bewertung der Substanz. Erste Ansätze für die mechanisch und statistisch abgesicherte Prognose und Bewertung der strukturellen Substanz liefern z.B. WIELAND et al. (2017). Es wurde ein Verfahren entwickelt, das mithilfe der Definition von Betonplattenausfallraten über die in der Statistik verwendete Hazardfunktion z.B. den wirtschaftlichen Nutzungsausfallzeitpunkt (Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer) ermitteln kann. Des Weiteren wird in WIELAND & SESSELMANN (2018) eine Methode aufgezeigt, mit deren Hilfe die Restsubstanzbewertung von Betonfahrbahndecken weiterentwickelt werden kann, indem dreidimensionale plattenspezifische Analysen der Fahrbahnoberflächen durchgeführt werden. Außerdem „[...] wird aktuell ein Verfahren für die Restsubstanzbewertung entwickelt, welches für die systematische und nachhaltige Erhaltungsplanung im Bundesfernstraßennetz sowie für die Restwertbetrachtung im Kontext mit dem wirtschaftlichen Betrieb dringend benötigt wird. Hier stehen insbesondere die abgesicherte Bewertung der strukturellen Substanz sowie die Bestimmung der Restnutzungsdauer von Betonfahrbahndecken zu einem beliebigen Bewertungszeitpunkt im Vordergrund.“ (WIELAND & SESSELMANN 2018)



## 3.5 Erhaltungsplanung

### 3.5.1 Allgemeines

Die Notwendigkeit von Erhaltungsmaßnahmen ergibt sich aus den Fahrbahnoberflächenschäden, der Schädigung der Schichten des Aufbaus oder aufgrund der Schäden der gesamten Straßenbefestigung. Deshalb werden Erhaltungsstrategien erforderlich, um Art, Umfang, Häufigkeit und zeitliche Abfolge notwendiger Erhaltungsmaßnahmen festzulegen. Diese leiten sich aus dem zu erwartenden Verhalten der Straßenbefestigung im Gebrauchszustand mittels Verhaltensfunktionen ab. Ziel ist die Reduzierung der Anzahl an Maßnahmen, um die resultierenden Kosten für den Nutzer zu minimieren. Dafür sollten Kenntnisse über die Schadensarten, Schadensursache und die Schadensverläufe sowie auch die wesentlichen Einflussparameter bekannt sein (s. Abschnitt 3.4).

Aktuell richtet sich die Planung von Erhaltungsmaßnahmen in Deutschland nach den RPE-Stra 01 (FGSV 2001a), mit denen die Erhaltungsaufgabe der Straßeninfrastruktur in Deutschland systematisiert und vereinheitlicht wurde. Grundlage für die Durchführung der Erhaltungsmaßnahmen bilden die „Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen“ (ZTV BEA-StB (FGSV 2009e) und ZTV BEB-StB (FGSV 2015b)) sowie zusätzlich das „Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton“ (FGSV 2009b).

Die Erhaltungsstrategieplanung umfasst im Wesentlichen die folgenden fünf Schritte:

1. Ermittlung des Eingreifzeitpunktes auf Grundlage der Zustandsprognose,
2. Identifizierung der Schadensursache bzw. möglicher Schadensursachen,
3. Auswahl einer oder mehrerer geeigneter Maßnahmen,
4. Ermittlung der kurz- und langfristigen Auswirkungen der Maßnahme(n) auf den Straßenzustand,
5. Optimierung und Auswahl einer Strategie hinsichtlich wirtschaftlicher und bautechnischer Gesichtspunkte.

Der Eingriffszeitpunkt wird entweder mithilfe der zuvor definierten Ausfallkriterien oder durch Definition fester Erhaltungsintervalle festgelegt. Schritt Nummer zwei bereitet insofern Schwierigkeiten beim Vergleich verschiedener Bauweisen, als sich die Ermittlung der Schadensursachen nicht auf in-situ Untersuchungen stützen kann, sondern aus Zustandsgrößen abgeleitet werden müssen. Je nach Ausprägung einzelner Zustandsindikatoren sind in den RPE-Stra Mängelklassen definiert, die eine vorläufige Erhaltungsmaßnahmenauswahl erlauben.

### 3.5.2 Arten von Erhaltungsmaßnahmen

Für Erhaltungsmaßnahmen steht eine Vielzahl an Möglichkeiten zur Verfügung. Sie reichen dabei von einfachen Flickarbeiten bis zu großflächig ausgeführten (grundhaften) Erneuerungen. Eine Übersicht zur geltenden Begriffssystematik für die Erhaltung von Verkehrsflächen zeigt Tab. 3-5. Eine ausführlichere Übersicht und Beispiele zu den entsprechenden Erhaltungsmaßnahmentearten finden sich in Anhang 1 und Anhang 2. Für dieses Projekt ist vor allem die bauliche Erhaltung nach Tab. 3-5 relevant, welche die Ziele der Wahrung der strukturellen Substanz der gesamten Straßenbefestigung sowie die Sicherstellung der Qualität der Oberflächenmerkmale der Fahrbahn verfolgt.

Erhaltung	Betriebliche Erhaltung	Kontrolle
		Wartung (Betriebliche Unterhaltung)
	Bauliche Erhaltung	Instandhaltung (bauliche Unterhaltung)
		Instandsetzung
		Erneuerung

Tab. 3-5: Übersicht zur Begriffssystematik der Erhaltung von Verkehrsflächen (FGSV 2009e)

Die Maßnahmen der baulichen Erhaltung werden entsprechend ihres Aufwands klassifiziert. Bei Instandhaltungsmaßnahmen handelt es sich um Maßnahmen kleineren Umfangs zum Substanzerhalt von Verkehrsflächen. Sie dienen demnach überwiegend der Behebung lokaler Oberflächenschäden und der

kurzfristigen Wiederherstellung eines ausreichenden Zustandes (z.B. Verguss von Fugen und Rissen). Eine Prognose zu Zeitpunkt und Art dieser Maßnahmen ist nur schwer möglich.

Im Gegensatz zu den laufend anfallenden baulichen Unterhaltungsmaßnahmen handelt es sich bei Instandsetzungen um großflächige Maßnahmen zur Wiederherstellung des Gebrauchswertes. Sie dienen demnach der Behebung von in der Deckschicht und auf der Oberfläche erkennbaren Schäden und werden auf zusammenhängenden Flächen i.d.R. in Fahrstreifenbreite bis zu einer Dicke von 4 cm ausgeführt. Sie betreffen damit nur Arbeiten an bzw. auf der Deckschicht (z.B. Oberflächenbehandlung, dünne Asphalt-schichten). Schäden, deren Ursache auf die unzureichende Tragfähigkeit tiefer liegender Schichten zurückzuführen ist, können mit Instandsetzungsmaßnahmen nur vorübergehend, aber nicht auf Dauer behoben werden. Jedoch entsprechen damit die Eigenschaften und das Schadensbild an der Oberfläche wiederum quasi Neubauniveau – zumindest über einen gewissen Zeitraum.

Mängel, deren Ursachen in den tieferen Schichten unterhalb der Deckschicht begründet und deshalb durch Maßnahmen der Instandhaltung und Instandsetzung nicht zu beseitigen sind, können auf Dauer nur mit Erneuerungsmaßnahmen behoben werden. Je nach Maßnahmenumfang kann eine dem Neubau entsprechende vollständige Wiederherstellung von Gebrauchs- und Substanzwert erfolgen.

In Bild 3-15 sind Beispiele für denkbare Maßnahmenabfolgen dargestellt. Prinzipiell beginnt eine Abfolge immer mit der Herstellung, die einer Erneuerung entspricht, und endet wieder mit einer E2-Maßnahme (s. Anhang 2), die mit der Herstellung des Ausgangszustandes den Lebenszyklus der betrachteten Straßenbefestigung abschließt.

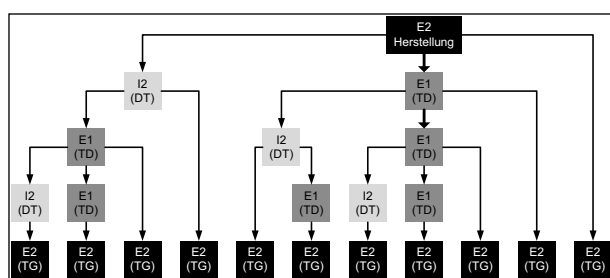


Bild 3-15: Beispiel für Maßnahmenabfolgen (RESSEL et al. 2013)

Art und Abfolge von Erhaltungsmaßnahmen sind bei Life-Cycle Untersuchungen aufgrund der Tatsache, dass die verbleibenden Restnutzungsdauern der verschiedenen Schichten während der Betriebsphase i.d.R. nicht identisch sind (kontinuierliche Erhaltung des Straßenkörpers), von besonderer Bedeutung. Deshalb wird die realisierbare Restnutzungsdauer der oberen Schichten durch die verbleibende Restnutzungsdauer der tiefer liegenden Schichten begrenzt. Im Falle einer Erhaltungsstrategie, bei der die einzelnen Maßnahmen nicht aufeinander abgestimmt sind, kann es vorkommen, dass auch Schichten des Oberbaus betroffen sind, die das Ende ihrer theoretischen maximalen Restnutzungsdauer noch nicht erreicht haben.

### 3.5.3 Auswahl und Wirkungen von Erhaltungsmaßnahmen

Für einzelne Schadensursachen sind mehrere Erhaltungsmaßnahmen denkbar, weshalb es sinnvoll erscheint, einen Standardmaßnahmenkatalog aufzustellen (s. Anhang 2), der Informationen zu Wirkungen, Kosten und Umfang enthält. Darauf aufbauend kann eine Zuordnungsmatrix möglicher Erhaltungsmaßnahmen erstellt werden, die jeder Mängelklasse eine Maßnahme zuordnet. Zur Maßnahmenauswahl wurde dieser Standardmaßnahmenkatalog im Hinblick auf die bewertungsrelevanten Belastungsklassen Bk100 und Bk32 überarbeitet (s. Tab. 3-6).

Kategorie	Code	Bauweise	Maßnahmenart	Dicke [mm]	
				Bkl I**	Bkl SV**
U*	BF	Beton	Fugenpflege	--	--
U*	BH	Beton	Heben einzelner Platten	--	--
U*	BE	Beton	Erneuern einzelner Platten	--	--
U*	UA	Asphalt	Aufräuen (Griffigkeit)	--	--
I1*	BB	Beton	Oberflächenbeschichtung (Griffigkeit)	10	10
I1	DB	Beton / Asphalt	Dünnschichtbelag (Heißeinbau)	20	20
I2	DT	Asphalt	Fräsen und Tiefeinbau der Deckschicht	40	40
I2	DH	Asphalt	Hocheinbau der Deckschicht (angefräst)	40	40
E1	TD	Asphalt	Tiefeinbau der Deck- und Binderschicht	120	120
E1	VD	Asphalt	Verstärkung Decke	120	120
E1	BD	Beton	Einbau einer Betondecke	240	260
E2	TG	Asphalt	Tiefeinbau der gebundenen Schichten	300	340
E2	BG	Beton	Tiefeinbau Betondecke und Tragschicht bzw. Bodenverfestigung	390	410

\* Nur über feste Erhaltungsintervalle, vorerst ohne Auswirkungen auf den Straßenzustand

\*\* Nennung von Bauklasse statt Belastungsklasse, da bei Abgabe des Endberichtes (RESSEL et al. 2013) noch die RStO 01 gültig war.

Tab. 3-6: Standardmaßnahmenkatalog im Bewertungsverfahren (RESSEL et al. 2013)

Jede durchgeführte Erhaltungsmaßnahme kann sich sowohl auf den Oberflächenzustand als auch auf die strukturelle Substanz auswirken:

- Sofortige kurzfristige Wirkungen auf die einzelnen Zustandsmerkmale unmittelbar nach Maßnahmedurchführung (Rücksetzwerte)
- Langfristige Wirkungen auf die weitere Zustandsentwicklung (Langzeit- und Folgeverhalten)

Bei den Langzeitwirkungen gilt es zu beachten, inwieweit bestimmte Maßnahmen die langfristige Entwicklung der Zustandsmerkmale beeinflussen. Gerade bei Instandsetzungsmaßnahmen erfolgt oftmals nur die Wiederherstellung des Gebrauchswertes einer oder mehrerer Zustandsmerkmale, weshalb sich die weitere Entwicklung von derjenigen nach dem Neubau unterscheiden kann. Bei Erneuerungsmaßnahmen erfolgt dahingegen eine vollständige Wiederherstellung von Gebrauchs- und Substanzwert. Deshalb kann eine Zustandsentwicklung angenommen werden, die weitestgehend derjenigen nach dem Neubau entspricht. Die Definition der Maßnahmenwirkung erfolgt durch das Rücksetzen bestimmter Kenn- und Zustandsgrößen auf einen verbesserten Wert.

Referenzwerte zu den Zustandsgrößen nach der Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen enthält die ZEB-Auswertung in HINSCH et al. (2005). Dort werden die durchschnittlichen Zustandsgrößen von Streckenabschnitten, auf denen bis zu einem Jahr vor der Zustandserfassung eine Maßnahme durchgeführt wurde, aufgezeigt (s. Bild 3-16 für die Beispiele AUN und Spurrinntiefe).

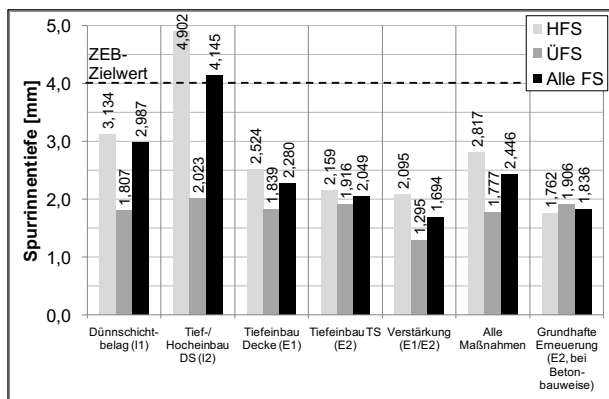
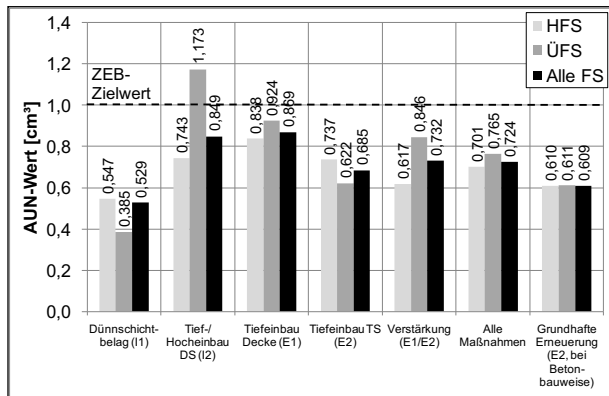


Bild 3-16: Durchschnittliche Zustandsgrößen auf Abschnitten mit einer Erhaltungsmaßnahme bis zu einem Jahr vor der Zustandserfassung nach HINSCH et al. (2005)

Die dargestellten Werte spiegeln den durchschnittlichen Oberflächenzustand nach Instandsetzungs- und Erneuerungsmaßnahmen wieder und können deshalb als Rücksetzwerte verwendet werden. Für die Substanzmerkmale (Oberfläche) kann als Rücksetzwert von einem Neubauzustand (0 % geschädigte Fläche) ausgegangen werden. Dementsprechend ist die kumulierte Belastung nach einer Erhaltungsmaßnahme auf den Wert 0 zurückzusetzen. Für die Beschreibung von Maßnahmewirkungen bzgl. der Befestigungssubstanz ist die Verwendung des zeit- bzw. altersabhängigen Dickenäquivalenzverfahrens, bei dem die Abbildung der Maßnahme durch eine Korrektur der äquivalenten Schichtdicke erfolgt, möglich (FGSV 2001a). Tab. 3-7 zeigt eine Übersicht zu den Wirkungen von Erhaltungsmaßnahmen, wie sie im Softwaretool LCD2 (s. auch Abschnitt 4.6.2) hinterlegt sind.

	Rücksetzwert	Folgeverhalten	Bemessungsindex	Bel.
U, BB	Keine Änderung	Weiterer Forschungsbedarf	Keine Änderung	$\Sigma \Delta U_{\text{neu}} = 0$
DB	Neubauzustand	Standardverhaltensfunktion mit Faktor zur Berücksichtigung kürzerer Nutzungsdauer ( $b_{\text{neu}} = b_{\text{alt}} / F^c$ )	Keine Änderung	
DT	Neubauzustand		Alter ausgetauschter Schicht = 0	
DH	Neubauzustand	Standardverhaltensfunktion für Neubau	Addition neuer Schichten zur vorhandenen äquivalenten Schichtdicke	
TD, BD, TG, BG	Neubauzustand		Alter ausgetauschter Schicht(en) = 0	
VD	Neubauzustand		Addition neuer Schichten zur vorhandenen äquivalenten Schichtdicke	

Tab. 3-7: Übersicht zu Wirkungen von Erhaltungsmaßnahmen im Bewertungsverfahren (RESSEL et al. 2013)

Bezüglich der Erhaltungsstrategie ist zu beachten, dass diese einen wesentlichen und nicht zu vernachlässigenden Einfluss auf die Straßennutzerkosten ausübt. SOCINA et al. (2015) konnten in ihrer Untersuchung zeigen, dass es im Rahmen der Erhaltungsplanung durch die Berücksichtigung der Nutzerkosten möglich ist, diese erheblich zu senken. Diese Kostenreduktion ist z.B. auf eine Verringerung der arbeitsstellenbedingten Unfallzahlen, eine Verkürzung der Stauzeiten oder eine geringere durchschnittliche Staulänge zurückzuführen. Die Autoren kamen zu dem Ergebnis, dass vor allem

„grundhafte Maßnahmen, die ein sehr günstiges Verhältnis aus Nutzerkosten und Substanzverbesserung aufweisen“, die o.g. Effekte verstärken (SOCINA et al. 2015).

### 3.5.4 Eingreifzeitpunkte verschiedener Bauweisen anhand von Standardverhaltensfunktionen

Die Eingreif- und Ausfallzeitpunkte verschiedener Asphalt- und Betonbauweisen in Abhängigkeit der verkehrlichen Beanspruchung wurden in der Methodenstudie (RESSEL et al. 2013) mit Standardverhaltensfunktionen untersucht. Das Bild 3-17 zeigt, dass sich der Eingreifzeitpunkt in Abhängigkeit der Straßenkonstruktion und des -materials nur geringfügig ändert. Die Streuung des Ausfallzeitpunkts kann aufgrund der Komplexität der Einwirkungen auf Straßenbefestigungen viele Ursachen haben, jedoch muss modellbedingt berücksichtigt werden, dass die B-Zahl sich auf die gesamte Fahrbahn und nicht nur auf den Fahrstreifen bezieht: der HFS wird somit anteilmäßig mehr als der ÜFS belastet und fällt daher früher aus. Die frühen Ausfallzeitpunkte bei Betondecken sind nach RESSEL et al. (2013) auf den Ansatz der Ausfallkriterien zurückzuführen, den zugrunde gelegt wird, dass auf Betonfahrbahnen häufiger eine gleichzeitige Maßnahme auf HFS und ÜFS stattfindet als bei der Asphaltbauweise.

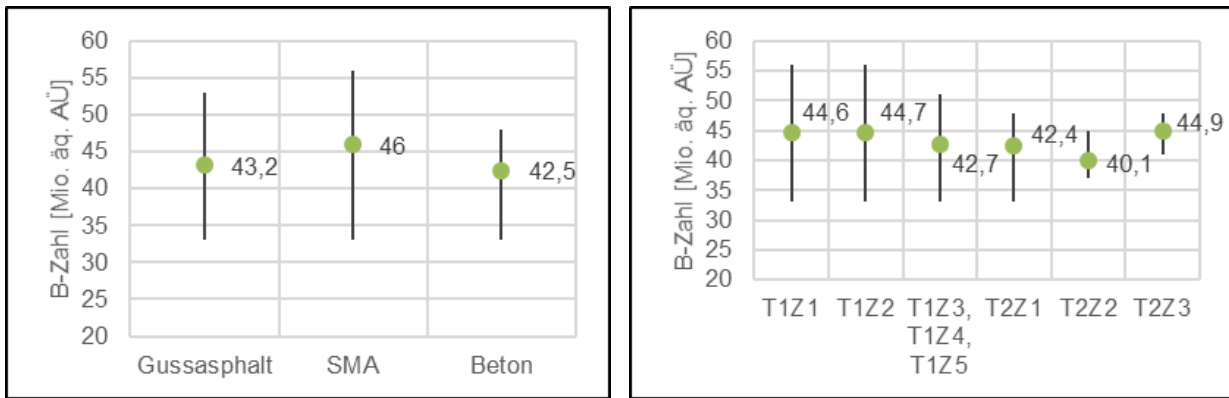


Bild 3-17: Beispielhafter Einfluss des Deckschichtmaterials (links) und der RStO-Standardbauweise (rechts) auf den Ausfallzeitpunkt (nach RESSEL et al. 2013)

In den obigen Abbildungen ist jedoch nicht ersichtlich, welches Kriterium den Ausfall auslöst und welche Maßnahme daraus folgt. Bild 3-18 kann hinsichtlich dieser Problematik Abhilfe schaffen. Die häufigsten Auslöser für Erhaltungsmaßnahmen sind folgende Merkmalsgruppen: die Ebenheit im Längsprofil (AUN bzw. LWI in Bild 3-18), Substanzmerkmale an der Oberfläche (RIO) und die Ebenheit im Querprofil (SPT). Diese Eigenschaften können leider nicht oberbaubezogen zugeordnet werden.

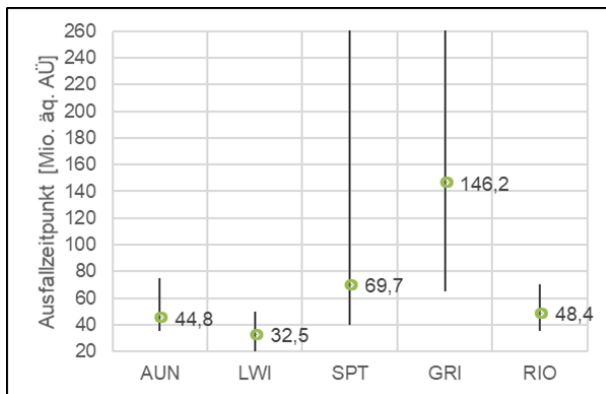


Bild 3-18: Anzahl äquivalenter Achsübergänge bis zum Erreichen des Ausfallkriteriums des entsprechenden Zustandsmerkmals (nach RESSEL et al. 2013)

Die Zustandsgruppe Rauheit ist im Regelfall nicht maßnahmenauslösend, da Griffigkeitsdefizite sehr lokal auftreten und durch Unterhaltungsmaßnahmen wieder in den Anfangszustand zurückgesetzt werden

können. Diese können daher in dieser Arbeit bei den Erhaltungsstrategien und anschließenden Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen vernachlässigt werden. Weiter zeigt die Methodenstudie in RESSEL et al. (2013), dass die Längsneigung und der Bemessungsindex einen unwesentlichen Einfluss auf den Ausfallzeitpunkt haben.

## 4 Methodik des Vorgehens

### 4.1 Allgemein

An einem realen Autobahnabschnitt der BAB A14 mit AKR-Schädigung wurden lebenszyklusübergreifende Betrachtungen zur Wirtschaftlichkeit von hochbelasteten Fahrbahnen in Betonbauweise sowie in Asphaltbauweise angestellt.

In mehreren Abschnitten der BAB A14 zwischen dem Schkeuditzer Kreuz und der AS Leipzig-Mitte wurden die dort vorliegenden AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken in den vergangenen Jahren grundhaft erneuert. Die Erneuerung geschah zeitlich und räumlich versetzt auf einer Gesamtlänge von insgesamt rund 12 km in mehreren Teilabschnitten (s. Tab. 4-1 und Bild 4-1).

In den Abschnitten 1, 2a und 2b wurde die Erneuerung in Asphaltbauweise durchgeführt. Die Dimensionierung des Oberbaus ist gemäß RStO 12 (Abschnitt 1 und 2a) bzw. gemäß RDO Asphalt (Abschnitt 2b) erfolgt. Die Abschnitte 3 und 4 wurden in Betonbauweise erneuert. Hier wurde ähnlich wie bei den Asphaltbauweisen ein Abschnitt herkömmlich nach den RStO 12 dimensioniert (Abschnitt 3), während bei einem weiteren Abschnitt (Abschnitt 4) eine rechnerische Dimensionierung nach RDO Beton erfolgte. Die Erneuerungsmaßnahmen wurden innerhalb dieses Forschungsprojekts intensiv begleitet.

Bezüglich der AKR-Schädigung wurden Erhebungen zu Kosten, Umfang und bautechnischen Aspekten von bereits durchgeführten Erhaltungsmaßnahmen durchgeführt. Die Zusammenstellung von Erfahrungen aus der Praxis, die bei den zuständigen Landesbehörden in Sachsen, Sachsen-Anhalt und Brandenburg erhoben wurden, ist eine wichtige Eingangsgröße für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen verschiedener Erhaltungsstrategien von AKR-geschädigten Betondecken bis zu deren Erneuerung.

Mittels visueller Schadensdiagnose, rechnerischen Verfahren, zerstörungsfreien Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer und Bohrkernentnahmen für Laboruntersuchungen wurden unterschiedliche Methoden untersucht, um an den Betondecken eine Verlaufsprognose der AKR-Schädigung (s. Abschnitt 5) zu erarbeiten. Ziel ist es, die verbleibende Nutzungsdauer und den Zeitpunkt der notwendigen Erneuerungsmaßnahmen abzuschätzen.

Mithilfe darauf aufbauender Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen (mit der Software LCD2) wurden verschiedene (bautechnisch sinnvolle) Erhaltungsstrategien (Abfolge von Maßnahmen, Eingriffszeitpunkte) in wirtschaftlicher Hinsicht verglichen. Da die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen lebenszyklusübergreifend sein sollen und damit auch über den Erneuerungszeitpunkt hinausgehen, wurden zusätzlich auch die erneuerten Abschnitte betrachtet.

Bei den Erneuerungen in Asphaltbauweise wurden hierzu umfangreiche Materialversuche durchgeführt, die aufbauend auf Verfahrensweisen aus der Dimensionierungsrechnung bzw. der Bewertung der strukturellen Substanz Nutzungsdauerprognosen ermöglichen. Mithilfe dieser und zusätzlicher Prognosen von Schadensverläufen (Verformungen), die auf den ermittelten Materialparametern beruhen, wurde es ermöglicht, Erhaltungsstrategien aufgrund von Wirtschaftlichkeitsberechnungen zu vergleichen.

In ähnlicher Weise wurde mit den Erneuerungsabschnitten in Betonbauweise verfahren; hier liegt jedoch im Gegensatz zur Asphaltbauweise noch keine vergleichbar etablierte Verfahrensweise zur Nutzungsdauerprognose vor.

Mit der geschilderten Vorgehensweise wurden – neben dem Vergleich von Erhaltungsstrategien unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten – lebenszyklusbezogene (Life-Cycle-Analyse) und zusätzlich lebenszyklusübergreifende (unter Einbeziehung von Erneuerungsmaßnahmen) Betrachtungen verschiedener Bauweisen ermöglicht.

Eine Besonderheit in der Methodik des Forschungsprojekts ist zusätzlich, dass die Verhaltensfunktionen, die für die Prognose von Schadensentwicklungen und damit auch für die Entwicklung einer Erhaltungsplanung entscheidende Aussagen liefern, nicht wie seither (s. Abschnitt 3.4) rein empirisch sind. Vielmehr wurden Verhaltensfunktionen basierend auf konkreten Ausgangswerten aus Materialversuchen und darauf aufbauenden Modellen (z.B. zum zeitlichen Verlauf des Ermüdungsstatus der Asphalttragschicht in Abhängigkeit der Verkehrsbelastung) mit deterministischen und probabilistischen

Ansätzen entwickelt, womit verbesserte und zuverlässigere Möglichkeiten der Abschätzung des Langzeitverhaltens erwartet wurden.

Zusätzlich kann ein Monitoring (über die Laufzeit des Projekts hinaus) der konkret betrachteten Abschnitte auf der BAB A14 zukünftig auch zur Verifizierung der in diesem Projekt angewandten und entwickelten Verfahren zur Nutzungsdauerabschätzung dienen.

Letztendlich ist mit der dargestellten Vorgehensweise grundsätzlich die Möglichkeit gegeben, die aus diesem Forschungsprojekt entwickelten Methoden und Erkenntnisse auch für andere Randbedingungen (Bauweisen, Strecken, Kenngrößen) in verallgemeinernder Weise fortzuentwickeln.

	Bauweise	Baujahr	Dimensionierung	Länge	Richtungsfahrbahn
Abschnitt 1	Splittmastixasphalt/Kompakter Einbau	2016	RStO 12	rd. 6 km	Magdeburg - Nossen
Abschnitt 2a	Lärmarmer Gussasphalt	2017	RStO 12	rd. 3 km	Magdeburg - Nossen
Abschnitt 2b	Splittmastixasphalt/Kompakter Einbau	2017	RDO Asphalt 09	rd. 3 km	Nossen - Magdeburg
Abschnitt 3	Beton	2018	RStO 12	rd. 3 km	Magdeburg - Nossen
Abschnitt 4	Beton	2019	RDO Beton 09	rd. 9 km	Nossen - Magdeburg

Tab. 4-1: Bauabschnitte BAB A14

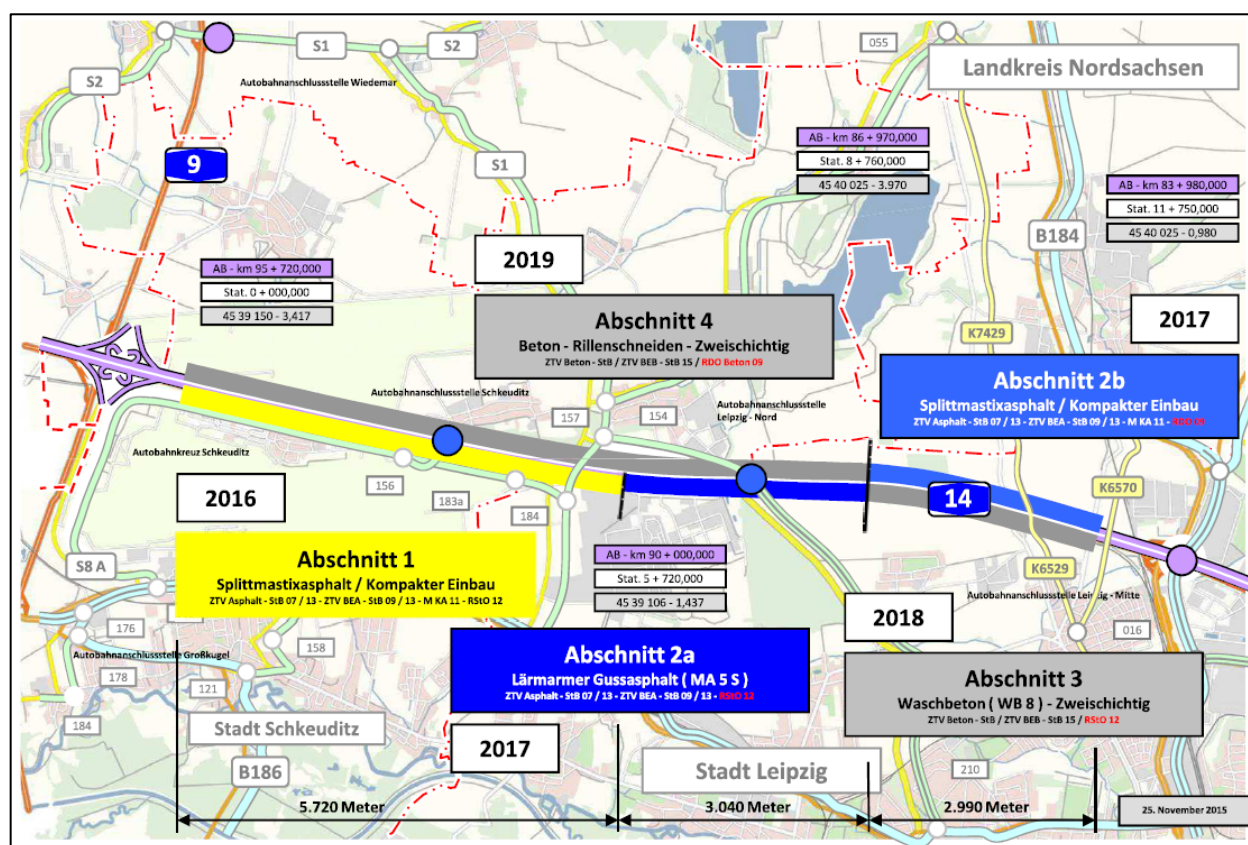


Bild 4-1: Geplante Bauabschnitte auf der BAB A14 zwischen Schkeuditzer Kreuz und AS Leipzig-Mitte zur Erneuerung der vorliegenden AKR-geschädigter Betondecken (Quelle: Bundesanstalt für Straßenwesen)



## 4.2 Materialversuche und zusammenhängende Berechnungen – Beton

Die jeweils angewandte Methodik bezüglich der Materialversuche (für Beton und AKR-Untersuchungen) und den damit einhergehenden Berechnungen wird spezifisch zu den jeweiligen Betrachtungen in den Abschnitten 5 und 6 erläutert. Die Methodik steht bei diesen Versuchen so eng im Zusammenhang mit den jeweils konkret beprobten Abschnitten, dass es der Verständlichkeit dient, dies in den jeweiligen zugehörigen Abschnitten zu erläutern. Überdies werden teilweise auch Kombinationen von verschiedenen (Mess-)Methoden angewandt, die ebenfalls spezifisch erläutert werden sollten.

## 4.3 Materialversuche und zusammenhängende Berechnungen - Asphalt

### 4.3.1 Probekörperherstellung

Für die Ermittlung der charakteristischen Materialkennwerte/-kennwertfunktionen der Asphaltbefestigungen wurden Bohrkernkerne aus den Straßenbefestigungen entnommen. Die Bohrkernentnahme der zu untersuchenden BAB-Abschnitte erfolgte jeweils vor Verkehrsfreigabe der Bauabschnitte, sodass noch keine nutzungsbedingte strukturelle Veränderung der Asphalte in der Befestigung stattgefunden hatte. Die Anzahl der zu entnehmenden Bohrkernkerne in den einzelnen Bauabschnitten berechnet sich nach den Vorgaben des Entwurfs der RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf). Bis zu 1.000 m Streckenabschnitt werden generell 16 Bohrkernkerne entnommen (10 Bohrkernkerne zur Bestimmung der Ermüdungsfunktion (FGSV 2018b), 4 Bohrkernkerne zur Bestimmung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion (FGSV 2016a, Entwurf) und 2 Bohrkernkerne zur Bestimmung des Schichtenverbunds (FGSV 2007b). Die Anzahl der Bohrkernkerne wird je angefangenen weiteren Kilometer Streckenlänge um 5 Bohrkernkerne (jeweils einen für die Bestimmung des Schichtenverbunds, der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion und der Ermüdungsfunktion bei jedem Beanspruchungszustand) erhöht. Aufgrund der Bewertung der strukturellen Substanz der BAB-Abschnitte (jeweils hergestellt als ein Bauabschnitt mit gleichem Befestigungsaufbau) unmittelbar nach dem Einbau wurde auf eine Unterteilung dieser Abschnitte in strukturell homogene Unterabschnitte verzichtet. Jeder Bauabschnitt wurde als ein zu bewertender homogener Abschnitt betrachtet. Zudem ermöglichen probabilistische Dimensionierungsverfahren Materialstreuungen im Bauabschnitt zu berücksichtigen.

Zusätzlich wurden an den Mischanlagen von allen auf den BAB-Bauabschnitten einzubauenden Asphaltgemischen Materialrückstellproben gewonnen. Das Mischgut diente der Herstellung weiterer Probekörper im Labor. Die Druck-Schwellversuche zur Bestimmung des plastischen Verformungsverhaltens der Deck- und Binderschichtgemische werden am schlanken Probekörper ( $H = 200 \text{ mm}$ ,  $d = 100 \text{ mm}$ ), wie in Abschnitt 3.2.4 beschrieben, durchgeführt. Darüber hinaus werden die Asphaltprobekörper im Labor in zwei unterschiedlichen Alterungsstufen gealtert hergestellt, um die alterungsbedingte Veränderung dimensionierungsrelevanter Materialkenngrößen abzubilden und Aussagen über die Veränderung des Nutzungszeitraums mit fortschreitender Alterung abzuleiten. Die Alterung der Asphaltgemische erfolgt mit dem Bochumer Alterungsverfahren (BAV). Dabei werden die Materialien entsprechend der angestrebten Alterungsstufe für eine anhand der Änderung des Erweichungspunktes Ring und Kugel bestimmte Zeitdauer mit einer definierten Luftmenge von  $7.500 \text{ ml/min}$  bei konstanter Temperatur von  $100 \text{ °C}$  durchströmt.

Die Herstellung der Probekörper für die Spaltzug-Schwellversuche (SZSV) und die Druck-Schwellversuche (DSV) erfolgt im Straßenbaulabor der TU Dresden. Die notwendigen Asphaltplatten mit den Abmessungen  $B \times L \times H = 260 \text{ mm} \times 320 \text{ mm} \times 40 \text{ mm}/60 \text{ mm}$  (SZSV) und  $B \times L \times H = 260 \text{ mm} \times 320 \text{ mm} \times 200 \text{ mm}$  (DSV) werden im Walzsektor-Verdichtungsgerät gemäß TP Asphalt, Teil 33 (FGSV 2007a) bei einer Temperatur von  $135 \text{ °C}$  für Asphaltgemische mit Straßenbaubitumen bzw.  $145 \text{ °C}$  für Asphaltgemische mit polymermodifiziertem Bitumen hergestellt. Die Probekörper mit einem Durchmesser von  $100 \text{ mm}$  bzw.  $150 \text{ mm}$  in Abhängigkeit vom Größtkorn werden anschließend aus den Asphaltplatten durch Bohren herausgetrennt. Bei der Herstellung der Probekörper im Labor ist ein Verdichtungsgrad entsprechend der eingebauten Schichten anzustreben.

#### 4.3.2 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen - Spaltzug-Schwellversuch

Nach dem aktuellen Stand der Technik werden die Steifigkeitsmodul-Temperatur- und Ermüdungsfunktionen gemäß den AL Sp-Asphalt (FGSV 2009a) mit dem Spaltzug-Schwellversuch ermittelt. Mit den Technischen Prüfvorschriften zur Bestimmung der Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion (FGSV 2018c) sowie zur Bestimmung der Ermüdungsfunktion (FGSV 2018b) stehen nunmehr Vorschriften mit an den Stand der Wissenschaft angepassten Prüfbedingungen und Auswertansätzen zur Verfügung. Die genannten Technischen Prüfvorschriften finden im Rahmen des Projektes Anwendung.

Die materialspezifischen Kennwerte der einzelnen Asphaltdeck-, Asphaltbinder- und Asphalttragschichtvarianten für die Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktion wurden anhand von Multistage-Versuchen bei Prüftemperaturen von -10 °C, 5 °C und 20 °C sowie den Belastungsfrequenzen von 0,1 Hz, 0,3 Hz, 1 Hz, 3 Hz und 10 Hz ermittelt.

Weiterhin wurden für die Prognoserechnungen (s. Abschnitt 6) die Ermüdungsfunktionen der verschiedenen Asphaltvarianten bei einer Temperatur von 20 °C und einer Belastungsfrequenz von 10 Hz versuchstechnisch bestimmt.

#### 4.3.3 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen – Druck-Schwellversuch

Um das plastische Verformungsverhalten der Asphaltdeck- und Asphaltbinderschichtgemische zu charakterisieren, wurden einaxiale Druck-Schwellversuche (DSV) in Anlehnung an das von DRAGON et al. (2014) bzw. an das von WELLNER & KAMRATOWSKY (2018) beschriebene Verfahren, jedoch weitestgehend als Multi-Stageversuche durchgeführt und ausgewertet. Die Durchführung der Versuche erfolgte am „schlanken Probekörper“ mit einem Durchmesser von 100 mm und einer Höhe von 200 mm, herausgebohrt aus mit dem Walzsektorverdichter hergestellten Asphaltplatten, und unter 3-facher Variation der Prüftemperatur (30 °C, 40 °C und 50 °C). Zur Belastung der Probekörper wurde eine kraftgeregelte, harmonische Sinusschwellbelastung in vertikaler Richtung ohne Lastpausen mit definierter Ober- und Unterspannung bei einer Prüffrequenz von 10 Hz aufgebracht. Die in den Probekörpern erzeugten Spannungen werden in Abhängigkeit des zu untersuchenden Materials sowie der Prüftemperatur gewählt und der Probekörper je Lastniveau mit 30.000 LW belastet. Die Unterspannung betrug stets 0,02 MPa zur Lagesicherung des Probekörpers.

#### 4.3.4 Performanceorientierte Asphaltuntersuchungen – Triaxialversuch

Zur realitätsnäheren Charakterisierung des plastischen Verformungsverhaltens und als vergleichende Untersuchung zu den Ergebnissen der einaxialen Druck-Schwellversuche wurden Triaxialversuche mit Druckbeanspruchung durchgeführt. Mit der Prüfanlage der TU Dresden ist es möglich Probekörper mit einer Höhe von 300 mm und einem Durchmesser von 150 mm zu prüfen. Die Versuche wurden als Multi-Stageversuche, bei der die vertikale Oberspannung variiert wurde, durchgeführt. Die Prüffrequenz für die radiale und axiale Belastung betrug jeweils 10 Hz. Aus technischen Gründen der Prüfanlage wurde ein Zeitversatz zwischen den Sinusschwingungen der radialen und vertikalen Beanspruchung bei dieser Prüffrequenz festgestellt und mit Hilfe von Vorversuchen ausgeglichen. Die radiale Beanspruchung des Probekörpers erfolgte kraft geregelt als harmonische Sinusschwingung. Die Unterspannung betrug 0,045 MPa und gewährleistete das Anliegen der Gummimembran am Probekörper während der Versuche. Die Oberspannung wurde je Temperatur dreifach von 0,3 MPa bis 0,7 MPa variiert. Die vertikale Beanspruchung des Probekörpers erfolgte kraft geregelt als harmonische Sinusschwingung. Zur Lagesicherung des Probekörpers betrug die vertikale Unterspannung 0,035 MPa. Die Oberspannungen wurden nach den Vorgaben der deviatorischen Spannungen der einaxialen Druck-Schwellversuche festgelegt. Die deviatorische Spannung ist definiert als Differenz der vertikalen und radialen Spannungen. Damit ergaben sich die vertikale Oberspannungen aus den Festlegungen der radialen Oberspannung und die im Multi-Stage-Versuch untersuchten deviatorischen Spannungen. Die Versuche endeten nach 90.000 Lastwechseln oder beim Erreichen einer Gesamtdehnung von 40 %. Aufgrund des hohen Aufwandes der Triaxialversuche wurden diese Performanceprüfung lediglich an dem Deckschichtgemisch des Abschnittes 2a und an den Deck- und Binderschichtgemischen des Abschnittes 2b durchgeführt.

#### 4.3.5 Untersuchungen zum Einfluss der Alterung auf die Performanceeigenschaften von Asphalten

Mithilfe des Bochumer Alterungsverfahrens wurden die Asphaltgemische der Bauabschnitte 2a und 2b gealtert. Die künstlich beschleunigte Asphaltalterung erfolgte über eine geregelte Durchströmung der gering vorverdichteten Asphaltplatten mittels heißer Luft. Die zugeführte Luftmenge betrug dabei 7500 ml/min bei einer Expositionstemperatur von 100 °C. Die Dauer der Asphaltalterung wurde für die erste Alterungsstufe auf 72 h bzw. für die zweite Alterungsstufe auf 120 h festgelegt. Zur Sicherstellung der gleichmäßigen Durchströmung wurden die vorverdichteten Asphaltplatten auf ein Aluminiumlochblech in dem Behälter aufgelegt und zwischen Asphalt und den Behälterwandungen eine hitzebeständige Silikonmatte angeordnet RADENBERG (2013). In Bild 4-2 ist die Prinzipskizze des Bochumer Alterungsverfahrens dargestellt.

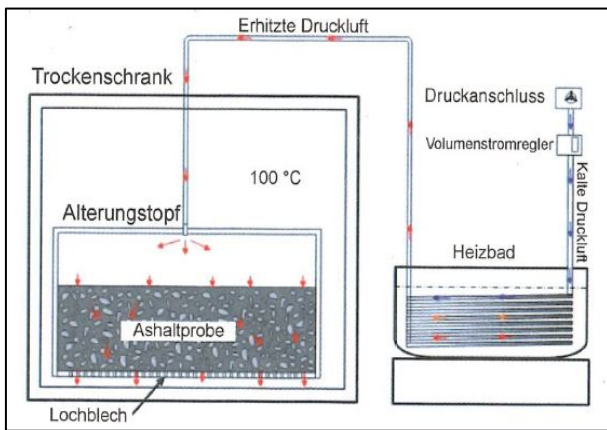


Bild 4-2: Prinzipskizze des Bochumer Alterungsverfahrens (RADENBERG 2013)

#### 4.3.6 Untersuchungen zum Einfluss von klimatischen Bedingungen auf die Performanceeigenschaften von Asphalten

Asphalt ist ein Gemisch aus Gesteinskörnungen, Bitumen und Lufteinschlüssen. Die unterschiedliche Zusammensetzung besitzt nicht nur einen Einfluss auf die mechanischen sondern auch auf die thermophysikalischen Materialeigenschaften. Somit können keine allgemeingültigen Stoffdaten für Asphalte aufgestellt werden und die thermophysikalischen Materialparameter müssen für die drei Abschnitte gesondert ermittelt werden.

Die Bestimmung der thermophysikalischen Materialparameter (Wärmeleitfähigkeit, Temperaturleitfähigkeit und spezifische Wärmekapazität) erfolgte mit Hilfe des Messgerätes ISOMET 2114 von Applied Precision Ltd (s. Bild 4-3). Die Oberflächen der zylindrischen Probekörper wurden dafür planparallel geschliffen um sicher zu stellen, dass keine Luft zwischen Probe und Sensor des Messgerätes vorhanden ist. Um den Einfluss der Inhomogenität auszugleichen, wurden je Asphaltvariante 3 Probekörper an unterschiedlichen Stellen auf der Oberfläche gemessen. Aus den Einzelmessungen erfolgte die Bestimmung der mittleren Materialparameter. Die gemittelten Materialparameter für die Asphaltgemische sind in Tab. 4-2 aufgeführt.



Bild 4-3: Wärmeleitfähigkeitsmessgerät ISOMET 2114 der Firma Applied Precision Ltd. (CLAUß 2019)

Material	Wärmeleitfähigkeit $\lambda \left[ \frac{W}{m \cdot K} \right]$	Spezifische Wärmekapazität $C_p \left[ \frac{J}{K \cdot g \cdot K} \right]$	Temperaturleitfähigkeit $a \cdot 10^{-6} \left[ \frac{m^2}{s} \right]$	Raumdichte $\rho \left[ \frac{g}{cm^3} \right]$
<i>Abschnitt 1</i>				
Deckschicht	1,520189	688,172812	0,924214	2,400
Binderschicht	1,622416	633,382303	1,067532	2,400
Tragschicht	1,675336	725,358385	0,960040	2,400
<i>Abschnitt 2a</i>				
Deckschicht	2,027042	766,037872	1,116069	2,380
Binderschicht	1,699364	687,330663	1,036684	2,390
Tragschicht	1,628936	673,755021	0,975657	2,410
<i>Abschnitt 2b</i>				
Deckschicht	1,573930	696,685814	0,980111	2,309
Binderschicht	1,657572	745,363339	0,951736	2,339
Tragschicht	1,417578	705,959258	0,857871	2,342

Tab. 4-2: Thermophysikalische Materialparameter

Anhand der thermischen Simulation wurden die normierten charakteristischen Temperaturprofile (ncT's) der RSO Asphalt (s. Bild 4-12) für den relevanten Zeitraum und für jeden Abschnitt berechnet. Zur Abbildung der Umgebungsbedingungen dienten als Eingangsdaten gemessene historische (Deutscher Wetterdienst) oder prognostizierte Klimadaten. Die prognostizierten Klimadaten beruhen auf den klimatischen Änderungen mittels dem Klimamodell Remo-Uba und dem Emissionsszenario A1B (JACOBS 2005). Die folgenden Annahmen werden bei dem Emissionsszenario A1B berücksichtigt:

- Schnelles Wachstum der Weltwirtschaft unter ausgewogener Nutzung aller Energiequellen
- Verwendung von neuen und effizienter Technologie
- Absenkung des CO<sub>2</sub>-Ausstoßes ab der Mitte des 21. Jahrhunderts (JACOBS 2005).

Die thermischen Bedingungen in und auf der Straßenkonstruktion wurden mit Hilfe von Wärmebilanzgleichungen und deren numerischen Umsetzung unter Einbeziehung der notwendigen

Klimaparameter simuliert. Dabei berücksichtigten die Wärmebilanzgleichungen die Strahlungen auf der Straßenoberfläche und die Reflexion bzw. Absorption der Strahlung sowie die vorherrschenden Wärmeströme. Die detaillierte Beschreibung der Vorgehensweise ist in CLAUß (2019) beschrieben. Anhand der Simulationsergebnisse wurden die charakteristischen Temperaturprofile für jeden Abschnitt angepasst. Die gemessenen und prognostizierten Klimadaten für die Region Leipzig waren für jeden Abschnitt identisch. Bei allen Bauabschnitten ist eine Erhöhung der Häufigkeiten der hohen Temperaturen festzustellen. Die Unterschiede der normierten charakteristischen Temperaturprofile resultieren aus den verschiedenen thermophysikalischen Materialeigenschaften der verwendeten Asphalte. Für jeden Abschnitt sind die ncT's, die für die Prognoserechnung verwendet wurden, in Bild 4-4 bis Bild 4-7 dargestellt.

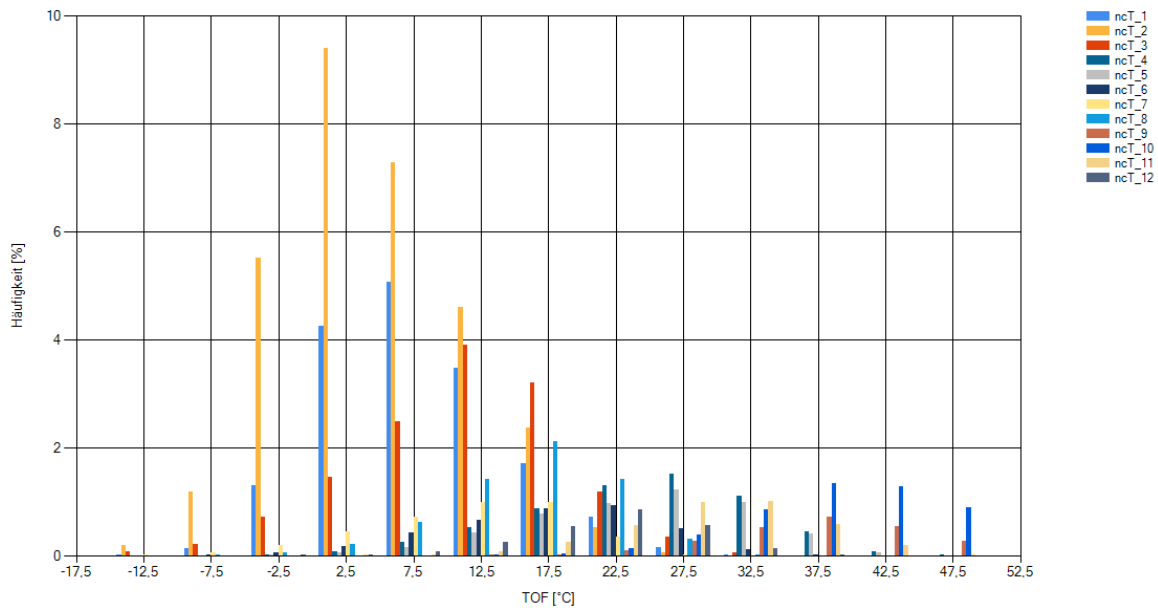


Bild 4-4: Normierte charakteristischen Temperaturprofile Zone 5 der RSO Asphalt (RSO Asphalt, Entwurf Stand 2019)

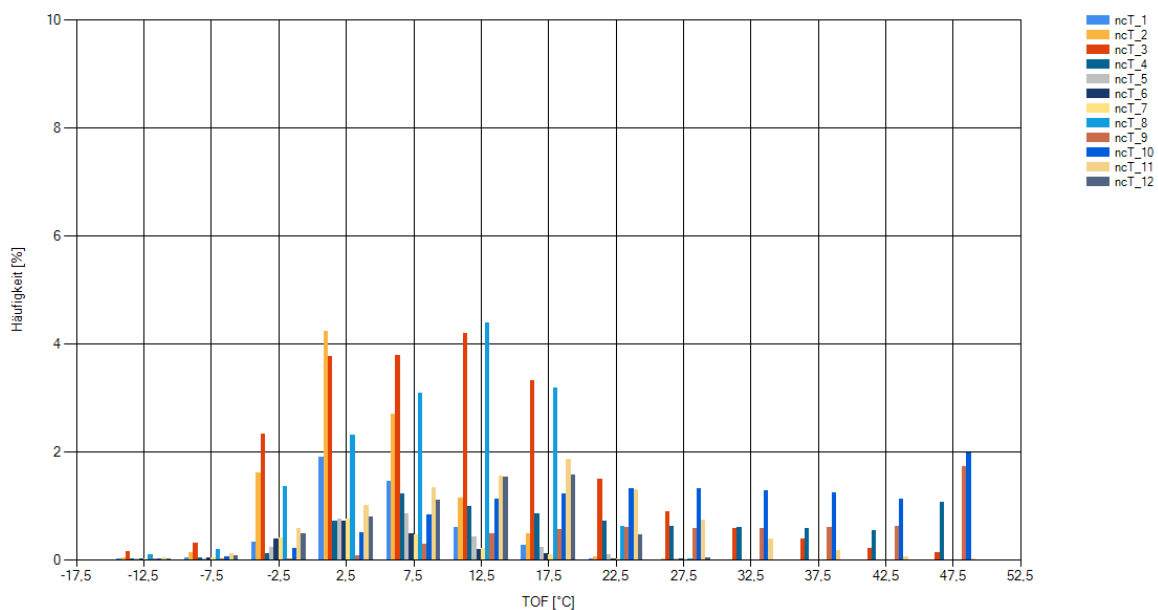


Bild 4-5: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 1 unter Einbeziehung der Klimaänderung

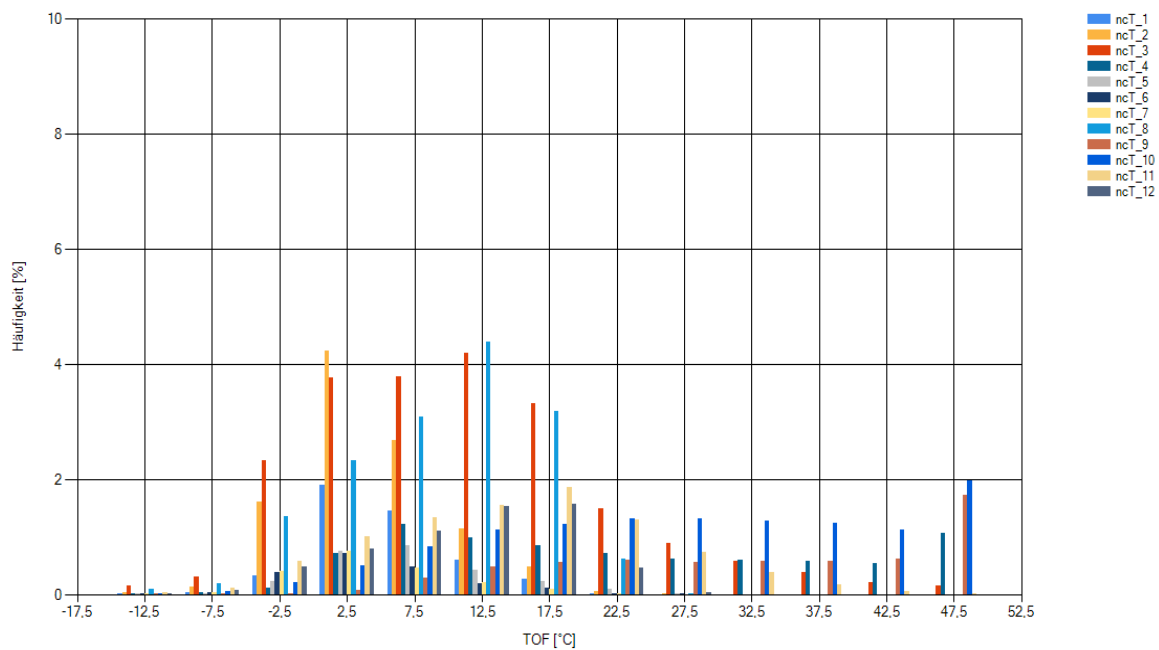


Bild 4-6: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 2a unter Einbeziehung der Klimaänderung

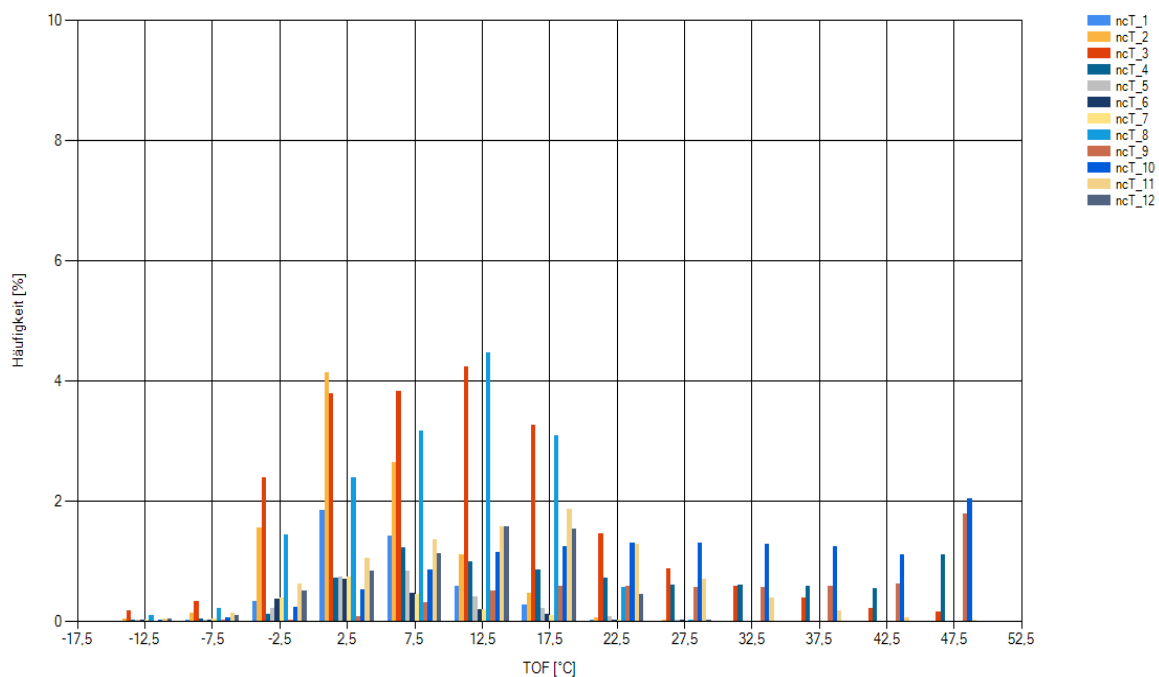


Bild 4-7: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 2b unter Einbeziehung der Klimaänderung

## 4.4 Wirtschaftlichkeitsberechnungen

Die dargestellten Methoden sollen auf das reale Beispiel der BAB A14, in dem AKR-geschädigte Betondecken grundhaft teilweise in Asphalt- und teilweise in Betonbauweise erneuert werden, angewendet werden. Aus den Nutzungsdauerprognosen, die in Abschnitt 5, 6 und 7 beschrieben werden, sollen am konkreten Beispiel (wirtschaftlich und technisch) sinnvolle Eingriffszeitpunkte und damit bestimmte systematische Erhaltungsvarianten entworfen werden. Diese werden einer Wirtschaftlichkeitsbetrachtung im Sinne einer lebenszyklusbezogenen (Life-Cycle-Analyse) unterzogen.

Durch Simulationen mit der Software LCD2 (s. Abschnitt 4.6) können die Erhaltungskosten, Betriebskosten und Unterhaltungskosten aufgrund von verschiedenen Erhaltungszyklen bzw. Erhaltungsmaßnahmen ermittelt werden. Daneben sind im Sinne einer Lebenszyklusanalyse auch volkswirtschaftliche Kosten zu berücksichtigen, die insbesondere baustellenbedingte und ggf. zustandsbedingte zusätzliche Nutzerkosten umfassen.

### 4.4.1 Asphaltbefestigungen

In diesem Abschnitt werden neue Ansätze zur Erstellung von Erhaltungsstrategien an Asphaltbefestigungen vorgestellt, welche auf den Verhaltensfunktionen der Ausfallwahrscheinlichkeit und Spurrinnentiefe basieren. Die beiden Verhaltensfunktionen liegen für verschiedene Szenarien vor.

Um eine Vorgehensweise zu finden, die beide Eingreif- und Ausfallkriterien berücksichtigt, wird vorbereitend eine separate Betrachtung angestrebt. Ein schrittweises Vorgehen kann zum aktuellen Stand der Wissenschaft zwingend erforderliche Annahmen ausarbeiten und Veränderungen, auch zusätzlich durch die Szenario-Betrachtung, in der Erhaltungsplanung verdeutlichen (HESS et al. 2018).

Es ergeben sich drei mögliche Varianten zur Bestimmung einer Erhaltungsstrategie: Die erste Variante kann die aktuelle Systematik der Erhaltungsplanung beibehalten, jedoch basiert der Spurrinnenverlauf nicht wie gewöhnlich auf einer empirischen Auswertung, sondern auf Materialparametern. Das zwingend erforderliche Ausfallkriterium liegt nicht vor (s. Variante 1 – konstante Referenzspurrinnentiefe). Die Variante 2 ergänzt die bisherige Erhaltungsplanung um die strukturelle Substanz einer Straßenbefestigung und erarbeitet eine Erhaltungsplanung in Abhängigkeit der Ausfallwahrscheinlichkeit (s. Variante 2 – Ausfallwahrscheinlichkeit). Aus dem beschriebenen Grund soll diese Variante vielmehr ein Verständnis für die zukünftige Erhaltungsplanung entwickeln als verschiedene Erhaltungsstrategien zu erstellen. Im letzten Schritt werden die Erkenntnisse aus den beiden vorherigen Varianten zusammengeführt und eine systematische Erhaltungsplanung unter Berücksichtigung der Substanz und Oberflächeneigenschaft vorgestellt (s. Variante 3 – Ausfallwahrscheinlichkeit und Spurrinnentiefe).

### Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen

In dieser Arbeit sollen ausschließlich Erhaltungsmaßnahmen, welche für die Instandsetzung von Spurrinnen geeignet sind, einbezogen und unzulässige Maßnahmenabfolgen ausgeschlossen werden (FGSV 2001a). Der Spurrinnenverlauf als alleiniges Eingreifkriterium ist in der Praxis für die Schadensermittlung nicht ausreichend. Aus diesem Grund arbeiten Pavement Management Systeme mit sogenannten Schadensfunktionsklassen. Lediglich mehrere Zustandswerte können eine Aussage über die Schadensursache geben und sind Grundvoraussetzung für die Wahl der Erhaltungsmaßnahme. Schubverformungen werden nach Schadensfunktionsklassen auf Mängel in der Deck- und Binderschicht zurückgeführt (FGSV 2001a).

Die Wahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen soll sich an den Erhaltungsmaßnahmen der ZTV BEA-StB (FGSV 2009e) orientieren. Diese sieht folgende Instandsetzungsverfahren vor: DSK, DSH (AC D, SMA und MA), DSH-V, Rückformen und Ersatz der Deckschicht, wobei die Erhaltungsmaßnahme „Rückformen“ zum aktuellen Stand der Technik nicht an Autobahnen eingesetzt werden darf. Somit werden folgende Erhaltungsmaßnahmen für die Instandsetzung von Spurrinnen in dieser Arbeit betrachtet: „Dünnschichtbelag“, „Hocheinbau-“ sowie „Tiefeinbau der Deckschicht“ und „Tiefeinbau der Deck- und Binderschicht“ (s. Tab. 4-3).

Kategorie	Code	Maßnahmenart
I1	DB	Dünnschichtbelag (Heißeinbau)
I2	DT	Fräsen und Tiefeinbau der Deckschicht
I2	DH	Hocheinbau der Deckschicht (angefräst)
E1	TD	Tiefeinbau der Deck- und Binderschicht

Tab. 4-3: Ausgewählte Erhaltungsmaßnahmen für Spurrinnen

Maßnahmen wie „Aufrauen“ haben keine Auswirkungen auf die Spurrinnenbildung und werden daher in dieser Arbeit nicht berücksichtigt. Zusätzlich zu den obigen Erhaltungsmaßnahmen wird am Ende jedes Lebenszyklus die Maßnahme „Tiefeinbau gebundener Schichten“ der Kategorie E2 durchgeführt. Die Verwendung der Erhaltungsmaßnahme „Verstärkung der Decke“ (E1) wird bei Spurrinnenverformungen als nicht zweckmäßig angenommen. Hingegen ist der „Hocheinbau der Deckschicht“ bei Schubverformungen möglich (FGSV 2009e).

Um eine Vergleichbarkeit der Maßnahmen hinsichtlich der Kosten zu schaffen, werden aufgrund der Höhenbindung der Erhaltungsmaßnahme „Deckschicht im Hocheinbau“ alle Erhaltungsmaßnahmen bei Asphaltbefestigungen auf der vollen Breite der Fahrbahn eingebaut (FGSV 2009e). Für eine genauere Betrachtung ist es erforderlich, unterschiedliche Verhaltensfunktionen in Abhängigkeit des Fahrstreifens zu verwenden.

Neben den gewählten Maßnahmenarten ist auch die Betrachtung durchschnittlicher Nutzungsdauern in Abhängigkeit der Schicht für die Erstellung von Erhaltungsstrategien zweckmäßig. In Anlehnung an die Anhaltswerte der RPE-Stra (FGSV 2001b) wurden die durchschnittlichen Nutzungsdauern für Asphaltbefestigungen an Autobahnen ermittelt (s. Bild 4-8).

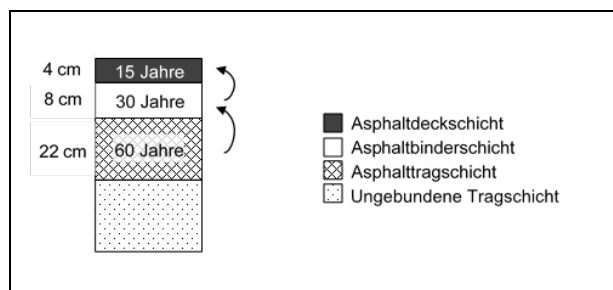


Bild 4-8: Vorüberlegungen Erhaltungsplanung bei Asphaltbefestigungen

Es ist deutlich zu erkennen, dass entsprechend den Vorüberlegungen aus Bild 4-8 die jeweils tieferliegende Schicht im besten Fall die zweifache Nutzungsdauer der darüberliegenden aufweist. Speziell für Asphaltbefestigungen bedeutet das, dass z.B. die Deckschicht 15 Jahre, die Binderschicht rund 30 Jahre und die Asphalttragschicht an die 60 Jahre überstehen muss.

Aus diesen Vorüberlegungen kann eine begrenzte Anzahl an sinnvollen Erhaltungsstrategien für Asphaltbefestigungen abgeleitet werden.

#### 4.4.2 Betonbefestigungen

In diesem Abschnitt wird eine Erhaltungsstrategie an Betonbefestigungen erarbeitet, welche auf der Betonausfallrate basiert (WIELAND et al. 2017) und Annahmen anhand empirischer Auswertungen trifft, z.B. aus RPE-Stra (FGSV 2001b).

##### Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen

Die Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen erfolgt in Anlehnung an die RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) und unterscheidet folgende Maßnahmenarten:



## Fugenpflege

An Betondecken sind verschiedene Fugenarten je nach Funktion vorzufinden: Schein-, Raum- und Pressfugen. Beispielsweise werden durch nachträgliches Einschneiden Scheinfugen an Betondecken hergestellt, sodass durch Bündelung der entstehenden Risse infolge jeglicher Art von Zugfestigkeitsüberschreitungen des Betons an diesen mit Dübel verstärkten Sollbruchstellen eine kontrollierte Rissbildung gewährleistet wird. Unabhängig von der Fugenart müssen diese dauerhaft vor eindringendem Wasser geschützt werden. Ein Ersatz der Fugenfüllungen ist daher aufgrund des alternden Materials zweckmäßig und wird auf der gesamten Breite des Querschnitts durchgeführt (FGSV 2015b).

## Erneuerung einzelner Platten

Bei Rissbildung, vertikaler Plattenbewegung oder Eckabbrüchen ist ein Ausrichten von Platten nicht mehr möglich und diese sind teilweise oder vollständig zu ersetzen (FGSV 2015b). In dieser Arbeit wird angenommen, dass Reparaturmörtel zur technisch einwandfreien Schadensbehebung eingesetzt wird (MAERSCHALK et al. 2017). Die Erneuerung aufgrund kürzerer Baustellenzeiten in Asphalt oder durch die Verwendung von vorgefertigten Fertigteilen wird dabei nicht berücksichtigt. Die Erhaltungsmaßnahme ist verkehrslastabhängig und wird daher in dieser Arbeit in Anlehnung an OEFNER et al. (2004) auf dem Hauptfahrstreifen angesetzt.

Neben der Maßnahmenart ist bei Betonbefestigungen auch die Betrachtung durchschnittlicher Nutzungsdauern in Abhängigkeit der Schicht für die Erstellung von Erhaltungsstrategien an Betonbefestigungen zweckmäßig (s. Bild 4-9).

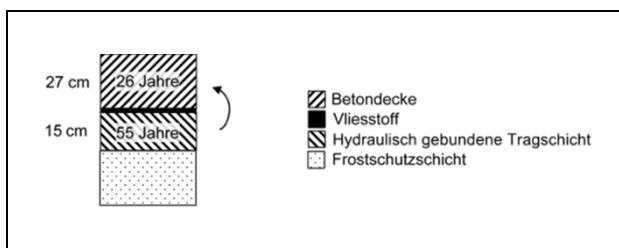


Bild 4-9: Vorüberlegungen zur Erhaltungsplanung bei Betonbefestigungen

Die Erfahrungswerte der RPE-Stra (FGSV 2001b) zeigen, dass die Betondecke mit 26 Jahren in der Regel die halbe Nutzungsdauer der darunterliegenden Tragschicht<sup>1</sup> aufweist und aus diesem Grund vor einer grundhaften Erneuerung (E2) ein Austausch der Betondecke (E1) bei der Erstellung einer Erhaltungsstrategie in Betracht gezogen werden muss. Dabei ist zu beachten, dass ein Austausch der Betondecke nur erfolgen kann, wenn der Ausbau der vorhandenen Betondecke ohne Beschädigung der darunterliegenden Tragschicht durchgeführt werden kann (FGSV 2015b).

### 4.4.3 AKR-geschädigte Betonbefestigungen

Durch die Zählung und Auswertung der Asphaltausbesserungen an konkreten Abschnitten der BAB A14 konnte rückblickend eine Verhaltensfunktion für das Ausfallkriterium AKR erstellt werden. Diese Verhaltensfunktion kann nach Auftreten der ersten Schadensfälle aufgrund der Alkali-Kieselsäure-Reaktion an den jeweiligen Abschnitt angepasst werden und dient als Grundlage für die Erhaltungsstrategien in diesem Projekt.

Die Erhaltungsstrategie bei einer AKR-geschädigten Betonstraße hat im Grundsatz ein anderes Ziel als eine klassische Erhaltungsstrategie einer Straßenbefestigung. Eine klassische Erhaltungsstrategie hat das Ziel mit geringen finanziellen Mitteln die Langlebigkeit der Straßenbefestigung, bspw. durch die „Fugenpflege“, deutlich zu erhöhen. Die Erhaltungsstrategie bei AKR-Schäden hat das Ziel, den spätmöglichen Zeitpunkt für eine grundhafte Erneuerung hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit ausfindig zu

<sup>1</sup> Dies beruht auf der Annahme, dass entweder eine Asphalt- oder eine hydraulisch gebundene Tragschicht (mit Vliesstoff) eingesetzt wurde. Ein Vliesstoffverzicht führt aufgrund der entstehenden Verbundwirkung zwischen HGT und Betondecke zu einer wesentlich geringeren Nutzungsdauer (FGSV 2015b).

machen und soll aus Planungskapazitäten mindestens 10 Jahre nach Feststellung des Schadensfalls überbrücken. In der Regel wird die grundhafte Erneuerung bei Abschnitten der Schadenskategorien II und III direkt und der Schadenskategorie I sowie Zwischenausbaubereiche zu einem späteren Zeitpunkt durchgeführt (Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg 2015). Der zwingend erforderliche Eingreifzeitpunkt wird dabei durch entsprechende Maßnahmen möglichst hinausgezögert.

Die Erhaltungsstrategien basieren somit auf einer visuellen Bewertung der Straßenoberfläche. Hierzu werden ZEB-Bilder aus den Jahren 2010, 2014 und 2018 ausgewertet (s. Abschnitt 5.6). Diese lassen jedoch keine Aussage über die Substanz der Straße zu. Die in-situ beobachtete Zunahme der Asphaltflickstellen in den Fugenbereichen konnte durch die Auswertung bestätigt werden. Es wurde eine Normalverteilung an die Messdaten angenähert, um das Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer zu prognostizieren. Über die LCD2-Software ist es möglich, die anfallenden Kosten über feste Erhaltungsintervalle in den Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zu berücksichtigen.

#### **4.5 Untersuchungen zum Einfluss von außerplanmäßigen Verkehrsszenarien auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen**

Bei dem Verfahren der rechnerischen Dimensionierung von Asphaltbefestigungen wird die Verkehrsbelastung für das erste Nutzungsjahr bestimmt und als Eingangsgröße für die Berechnungen mit einem jährlichen Zuwachs des Schwerverkehrsanteils berücksichtigt. Außerplanmäßige Szenarien während der Nutzungsdauer der Asphaltbefestigung führen allerdings zur zwischenzeitlichen Veränderung der Verkehrsbelastung. Daher wurden in dem Forschungsprojekt 3 unterschiedliche, außerplanmäßige Verkehrsszenarien ausgewählt um den Einfluss auf die Nutzungsdauer von Asphaltbefestigungen zu untersuchen.

##### **Szenario 1: Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn**

Bei diesem Szenario wurde die Annahme getroffen, dass für Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen während der Nutzungsdauer eine Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn aller 10 Jahre eingerichtet wird. Außerdem betrachtet das Szenario den Fall, dass die Instandsetzungsmaßnahme über den Jahreswechsel hinausgeht. Im Programm Ad2Pave können die Eingangsparameter der Verkehrsbelastung für jedes Nutzungsjahr vorgegeben werden. Damit wurden die Eingangsparameter für 2 Jahre je Instandhaltungsmaßnahme für die Berechnung der Nutzungsdauer verändert. Zum einen erhöht sich der Fahrstreifenfaktor  $f_1$  zur Berechnung der dimensionierungsrelevanten Belastung auf dem rechten Fahrstreifen nach RStO (FGSV 2012b) von 0,8 auf 1,0. Zum anderen wurde die Fahrstreifenbreite während der Baumaßnahme von 3,75 m auf 3,25 m reduziert und somit änderte sich der Fahrstreifenbreitenfaktor  $f_2$  von 1,0 auf 1,1 während der Instandhaltungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen.

##### **Szenario 2: Verkehrsverlagerung aufgrund von Umleitungsströmung der A38 über die A9 und A14 (Kreuz Rippachtal bis Dreieck Parthenaue)**

In dem Forschungsvorhaben sollte außerdem der mögliche Einfluss der zeitweisen Veränderung der Verkehrsbelastung aufgrund von Umleitungsströmen durch Baumaßnahmen auf die Nutzungsdauer der Asphaltbefestigungen untersucht werden. In Bild 4-10 ist das Bundesautobahnnetz um Leipzig dargestellt.



Bild 4-10: Autobahnnetz um Leipzig (Quelle: Open Street Maps)

Neben den BAB A9 und A14 besitzt die BAB A38 das größte Verkehrsaufkommen in Leipzig. Außerdem ist bei der Ausfahrt Leipzig Südwest eine Zählstelle, sodass für die A38 die Verkehrsstärke ebenfalls bekannt ist mit einem DTV von 2882 Kfz/24h und einem Schwerververkehrsanteil von 18,8 %. Die Fahrzeit vom Kreuz Rippachtal bis Dreieck Parthenaue beträgt auf der A38 ungefähr 30 min. Eine Umleitung dieser Strecke über die A9 und A14 würde den Fahrweg um 10 min bei freier Fahrt verlängern. Damit wäre der größere Zeitaufwand für den Verkehrsteilnehmer zur Umgehung einer Baustelle und den damit verbundenen Verzögerungen annehmbar. In LAFFONT et al. (2012) wurden Verkehrsverlagerungen durch Baustellen an Bundesautobahnen untersucht. Anhand dieser Forschungsergebnisse wurden folgende Annahmen für die Berechnung des Verkehrsaufkommens auf der A14 getroffen:

- keine Zunahme der Verkehrsstärke im nachgeordneten Netz (z.B. Bundesstraßen) durch die Verkehrsverlagerung
- die Fahrstreifenanzahl auf der A38 wird durch die Baumaßnahmen reduziert
- 5 % der Verkehrsteilnehmer der A38 verwenden aufgrund der Baumaßnahmen die Umleitungsstrecke über die A9 und A14.

Die BAB A38 war ab dem Jahr 2006 vollständig bei Leipzig befahrbar. Bei einer angestrebten Nutzungsdauer von 30 Jahren wurde angenommen, dass im Jahr 2036 eine vollständige Sanierung der A38 erfolgt und die Baumaßnahmen bis in das Jahr 2037 andauern. Außerdem wurden Instandsetzungsmaßnahmen berücksichtigt, indem ca. alle 10 Jahre (Ausgangspunkt Sanierungsmaßnahme) ebenfalls die Verkehrsverlagerung durch Baumaßnahmen auf die A14 angerechnet werden.

### Szenario 3: Anstieg des Schwerverkehrsanteils

Die Langzeitprognosen des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur (BMVI) prognostizieren eine Steigerung des Gesamtaufkommens des Güterverkehrs von 3116,1 Mio. t (2010) auf 3639,1 Mio. t (2030) und somit einen Anstieg um 16,8 % (BMVI 2020, SCHUBERT 2011). Um diesen Anstieg des Güterverkehrs in den Prognoserechnungen der Nutzungsdauer der Asphaltbefestigungen berücksichtigen zu können, wurde die jährliche Zunahme des Schwerverkehrsanteils in diesem Szenario von 0,03 (nach RStO 12) auf 0,05 erhöht.

## 4.6 Software

### 4.6.1 Ad2Pave

Für die Berechnungen zur Abschätzung der Restnutzungsdauer der Asphaltbefestigungen nach RDO Asphalt wird die Software Ad2Pave (ZEIßLER 2016) eingesetzt, die neben den deterministischen Berechnungsverfahren nach den RDO Asphalt auch die Möglichkeit bietet, probabilistische Dimensionierungsrechnungen (z.B. unter Berücksichtigung der Streuung der Materialparameter) vorzunehmen. Die unterschiedlichen Beanspruchungsprognosen (zunehmender Schwerverkehr und unterschiedliche Klimaszenarien), außerplanmäßige Belastungen, z.B. durch zeitweise geänderte Verkehrsführung und die Änderung relevanter Materialkenngrößen über die Nutzungsdauer, können ebenfalls durch die Software und für die Prognoserechnungen zum Ansatz gebracht werden.

### 4.6.2 LCD2

Die im Rahmen von RESSEL et al. (2013) am Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau der Universität Stuttgart entwickelte und in der Programmiersprache Visual Basic umgesetzte Software „LCD2 – Life-Cycle Analyse an Straßenkonstruktionen in Deutschland“ ermöglicht den Vergleich standardisierter Bauweisen über den gesamten Lebenszyklus einer Straßenbefestigung.

LCD2 gliedert sich in verschiedene Eingabebereiche für allgemeine und bauweisenspezifische Parameter. Nach der weiteren Definition von Verhaltensfunktionen (z.B. hinterlegte Verhaltensfunktionen nach HINSCH et al. (2005) oder frei definierbar) sowie Maßnahmearten (s. Abschnitt 3.5), werden in der tabellarischen Ergebnisübersicht sowohl die Entwicklung der festgelegten Zustandsmerkmale, vorgeschlagene Maßnahmen bei Überschreitung eines Ausfallkriteriums als auch die Summe der Kosten über den Bewertungszeitraum dargestellt.

Neben den Investitions- und Unterhaltungskosten werden auch zusätzliche zustands- sowie maßnahmenbedingte Nutzerkosten (nach EWS (FGSV 1997) bzw. HELLMANN et al. 2008) im Sinne einer gesamtwirtschaftlichen Betrachtungsweise berücksichtigt (s. Abschnitt 3.3). Sonstige Anlagenteile (wie z.B. in BIRBAUM 2016) gehen nicht in die Berechnung der Investitions- und Unterhaltungskosten ein.

Editierbare XML-Dateien, die z.B. mithilfe eines einfachen Texteditors bearbeitet werden können, erlauben umfassende Anpassungen der Berechnungsparameter aufgrund der im Rahmen dieses Projektes neu gewonnenen Erkenntnisse (z.B. Bauweisen, Verhaltensfunktionen, Maßnahmearten etc.).

### 4.6.3 Softwareaktualisierung LCD2

Seit der Programmierung des Softwaretools LCD2 im Jahr 2011 wurden neue Ausgaben einiger implementierter Richtlinien veröffentlicht, weshalb Aktualisierungen für die Berechnungen im Rahmen dieses Forschungsprojekts notwendig wurden. Neben den Richtlinien werden auch die hinterlegten Kostendaten (Neubau- und Erhaltungsmaßnahmenkosten) mithilfe der Baupreisindizes des Statistischen Bundesamtes angepasst. Die mittlerweile durchgeführten Softwareänderungen sind im Folgenden dargestellt.

#### RStO 12

Im Programm LCD2 waren bisher die Werte aus den RStO 01 (FGSV 2001c) zur Berechnung der bemessungsrelevanten Beanspruchung hinterlegt. Die Bauweisen mit Betondecke der Bauklassen SV und I stimmen bis auf wenige Änderungen in den Schichtdicken mit den Bauweisen der Belastungsklassen Bk100 und BK32 überein. Des Weiteren wurden der Achszahlfaktor  $f_A$  von 4,2 auf 4,5 und der Lastkollektivquotient  $q_{Bm}$  von 0,26 auf 0,33 aktualisiert.

#### HBS 15

Im Programm LCD2 waren bisher die Werte aus dem HBS 05 (FGSV 2005) zur Berechnung der maximalen Verkehrsbelastung aus der Fahrstreifenkapazität hinterlegt. Die hinterlegten Werte wurden entsprechend

dem HBS 15 (FGSV 2015a) angepasst. Das in der Software programmierte Berechnungsverfahren nach RESSEL et al. (2013) bleibt unverändert. Die alten sowie neu berechneten Kapazitäten für 2-, 3- und 4-streifige Richtungsfahrbahnen und unterschiedliche Längsneigungen in Abhängigkeit des Schwerverkehrsanteils zeigt Bild 4-11.

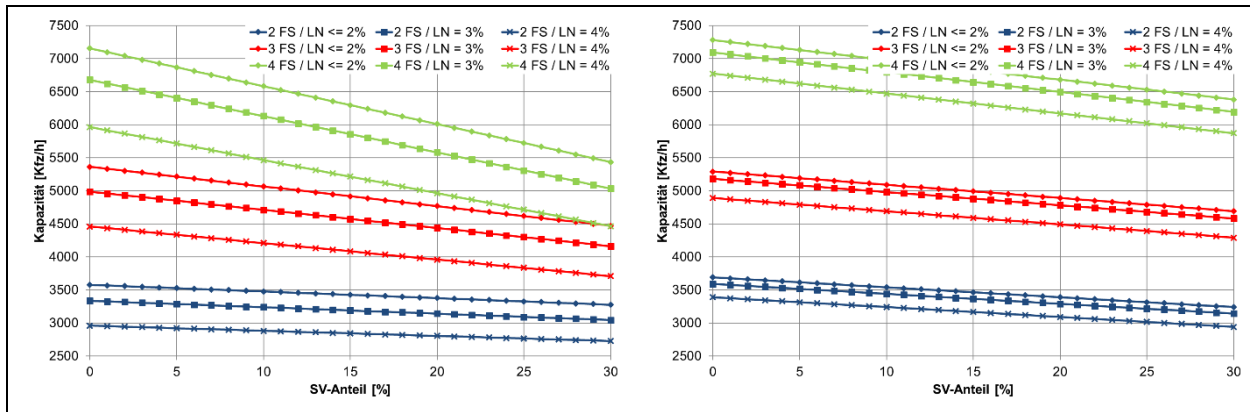


Bild 4-11: Vergleich der Kapazitäten zwei- bis vierstreifiger Richtungsfahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen in [Kfz/h] nach HBS 05 (links) und HBS 15 (rechts)

Es ist zu erkennen, dass sich die Kurven teilweise in Richtung höherer Kapazitäten verschieben sowie die Kurvenpaare der jeweiligen Fahrstreifenanzahlen enger zusammenrücken. Daraus lässt sich schlussfolgern, dass das neue HBS von höheren Kapazitäten ausgeht und die Längsneigung einen geringeren Einfluss auf die Kapazitäten ausübt.

### Unterhaltungskosten

Für die bauliche Unterhaltung wird ein konstanter Einheitskostensatz verwendet. In der Software LCD2 wird ein aktualisierter Wert von 0,35 €/m<sup>2</sup> (davor 0,26 €/m<sup>2</sup>) und Jahr angesetzt.

### Neubau- und Erhaltungsmaßnahmenkosten

Zur Berechnung der gesamten Baulastträgerkosten werden für den Neubau sowie für Erhaltungsmaßnahmen durchschnittliche Einheitskostensätze nach OEFNER et al. (2004) angesetzt, die in dem bei vielen Straßenbauverwaltungen verfügbaren Programm „ECost“ berechnet werden können. Die Kostensätze sind nach den Teilleistungen jeder Maßnahmeart angegeben und von der Einbaufäche abhängig. In RESSEL et al. (2013) erfolgte zunächst eine Bestimmung der Maßnahmekosten pro Quadratmeter für verschiedene Einbaubreiten (3,50 m bis 4,50 m) und für Baulose von 500 m bis 15.000 m Länge. Im Anschluss wurden für jede Maßnahmeart mithilfe des arithmetischen Mittels die durchschnittlichen Kosten pro m<sup>2</sup> für eine durchschnittliche Bauloslänge von 7.750 m errechnet. Zudem wurden in der Software LCD2 (s. Abschnitt 4.6.2) für die regionalen Stoffkosten die Werte für Baden-Württemberg Nord hinterlegt. Der Mittellohn beträgt 32,00 €/h.

Gegenstand einer Untersuchung von ZANDER & BIRBAUM (2014) war die Aktualisierung und Erweiterung des Softwareprogramms Ecost 2004, woraus die neue Version Ecost 2010 hervorgehen sollte. Des Weiteren heißt es in MAERSCHALK & OERTEL (2014) dazu: „Die Ergebnisse dieser Aktualisierung weichen bei der überwiegenden Anzahl der Erhaltungsmaßnahmearten nicht oder nur geringfügig von bereits 2003 verfügbaren Kostenwerten ab, sodass diese nach Anpassung mit den Baupreisindizes des Statistischen Bundesamtes an den jeweiligen Kostenstand weiterhin herangezogen werden können.“ Aus diesem Grund werden die in der Software LCD2 hinterlegten Kostendaten für Neubau- und Erhaltungsmaßnahmen (Asphalt und Beton) aus dem Jahr 2004 mithilfe der Baupreisindizes des Statistischen Bundesamtes angepasst. Die Aktualisierungsfaktoren für Asphalt und Beton (2004 bis Mai 2018) ergeben sich zu:

- Asphalt: 1,576
- Beton: 1,454

Die Software LCD2 berechnet die zukünftige Kostenentwicklung mithilfe von jährlichen Steigerungsraten. Für die Aktualisierung aller Kostenarten (Asphalt, Beton, Löhne/Gehälter, Transport und Geräte) wird der

Mittelwert der Kostenveränderung der letzten zwei Jahre (2016-2017) herangezogen, wodurch sich für Asphalt und Beton folgende Steigerungsfaktoren ergeben:

- Asphalt: 4,4 %/Jahr
- Beton: 4,4 %/Jahr

### **Löhne/Gehälter, Geräte- und Transportkosten**

Für die Aktualisierung der Löhne und Gehälter wird der Arbeitskostenindex herangezogen. Aufgrund mangelnder Daten zur Lohnentwicklung im Straßenbau, wird der „Kostenindex für den Neubau von Wohngebäuden ohne Umsatzsteuer“ verwendet. Der Kostensatz für Löhne und Gehälter wird mittels des Faktors 1,323 (2004 bis 1.Quartal 2018) erhöht. Der Steigerungsfaktor beträgt 3,6 %/Jahr.

Für die Entwicklung der Transportkosten sind keine genauen Daten verfügbar, weshalb stellvertretend der Erzeugerpreisindex für Frischbeton (Transportbeton) und Asphaltmischgut angesetzt wird, in welchem die Transportkosten enthalten sind. Der Aktualisierungsfaktor (2004 bis Mai 2018) ergibt sich zu 1,337, wobei die Steigerungsrate der Transportkostenentwicklung mit 3,0 %/Jahr angesetzt wird.

Zur Berechnung der Gerätekosten wird der Erzeugerpreisindex für Maschinen in der Bauwirtschaft angesetzt, der die hinterlegten Kostendaten mit dem Faktor 1,241 (2004 bis 2017) aktualisiert. Der Steigerungsfaktor beträgt 0,7 %/Jahr.

### **Weitere in LCD2 hinterlegten Daten**

Alle weiteren hinterlegten Richtlinien, Daten und Berechnungsvorschriften (z.B. EWS, RAA, RSA etc.) befinden sich auf dem aktuellen Stand.

### **Verhaltensfunktionen**

In LCD2 sind die in Abschnitt 3.4.1 vorgestellten Standardverhaltensfunktionen für AUN, SPT, GRI und RIO hinterlegt.

Im Zuge der Auswertung der von der GWT-TUD bereitgestellten Aussagen zur strukturellen Substanz von Asphaltbefestigungen(s. Abschnitt 7) – hier: Ermüdung/Ausfallwahrscheinlichkeitsdaten – wurde eine Verhaltensfunktion hergeleitet (s. Abschnitt 8.3.1) und in LCD2 als zusätzliche Funktion integriert. In ähnlicher Weise werden Verhaltensfunktionen für die Verformung bzw. Spurrinnenbildung von Asphalten hergeleitet und implementiert (s. Abschnitt 8.3.2).

Des Weiteren wird das Langzeitverhalten von Betondecken im Neubau und AKR-geschädigten Betondecken in LCD2 abgebildet (s. Abschnitte 5 und 6 sowie 8.4 und 8.5).

## 5 Verlaufsprognose der AKR an Fahrbahndecken

### 5.1 Allgemeines

Im Entwurf „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b) wird die AKR-bedingte Schadensentwicklung (Verlaufsprognose) wie folgt beschrieben:

*„Im Regelfall wurden Schäden an Betonfahrbahndecken erst nach mehrjähriger Nutzungsdauer festgestellt. Allgemein ist zu beobachten, dass die Entwicklung des Schadensbildes anfangs relativ langsam, jedoch mit zunehmendem Schädigungsgrad immer schneller verläuft. Der Zeitraum zwischen der Zustandserfassung, der Ausschreibung und der Ausführung einer Erhaltungsmaßnahme sollte darum möglichst kurzgehalten werden. Bei einem größeren zeitlichen Abstand zwischen Zustandserfassung und Ausschreibung ist der Schädigungsgrad auf Aktualität zu prüfen.“*

*Die Zunahme einer AKR-Schädigung verläuft nicht linear. In vielen Fällen ist eine signifikante Schadenszunahme nach den ersten Hitzeperioden im Frühsommer festzustellen. In Einzelfällen wurde ein schneller Schadensfortschritt festgestellt, der in kürzester Zeit von Schadenskategorie I zu Schadenskategorie III führte, ohne eine signifikante Erhöhung der Verkehrsbelastung oder andere veränderte äußere Bedingungen. Die ungleichmäßige Entwicklung in den Schadensmerkmalen und deren Ausprägung lässt i. d. R. bei AKR-Schäden der Schadenskategorie I und II einen Planungsvorlauf von etwa 1 bis 2 Jahren zu.*

*Problematisch für die Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen ist die Situation, bei der beide Richtungsfahrbahnen eines Streckenabschnittes von AKR betroffen sind. Während der Bauphase auf einer Richtungsfahrbahn muss die AKR-geschädigte Betondecke der anderen Richtungsfahrbahn den gesamten Verkehr beider Richtungsfahrbahnen aufnehmen. Durch die konzentrierte Spurbefahrung ist insbesondere in den Fugenbereichen und im Seitenstreifen mit einer erheblichen Schadenszunahme, bis zum totalen Versagen der befahrenen Richtungsfahrbahn, auszugehen.“*

Ein Verfahren zur AKR-bedingten Schadensentwicklung und Prognose der Restnutzungsdauer existiert bisher nicht. Dabei scheint eine rein visuelle Zustandserfassung allein nicht ausreichend zu sein. Auch aus bisher durchgeführten performanceorientierten Betonuntersuchungen konnte keine systematische Prognose der Schadensentwicklung abgeleitet werden.

Eine zuverlässige Ermittlung der strukturellen Substanz und der Restnutzungsdauer für Beton ist daher nur dann möglich, wenn mechanische und physikalische Materialparameter in die Bewertung eingehen. Hierzu sind materialeitige Untersuchungen (zerstörend/zerstörungsfrei) an AKR-geschädigten Fahrbahndeckenbetonen durchzuführen. Bei einer betonschädigenden AKR kommt erschwerend hinzu, dass alle mechanischen und physikalischen Betoneigenschaften negativ beeinflusst werden, jedoch nicht in gleichem Maße.

### 5.2 Rechnerische Verfahren

Im ersten Verfahren soll zur Berechnung der Restnutzungsdauer bzw. des Auslastungsgrades die RDO Beton (FGSV 2009d) sinngemäß Anwendung finden. Es ist nachzuweisen, ob eine AKR die Materialeigenschaften in-situ soweit abmindert, dass ein Auslastungsgrad  $> 1,0$  erreicht wird. Ein Auslastungsgrad  $> 1,0$  bedeutet, dass die jeweilige Nachweise für die Quer- und Längsfugen nicht mehr erfüllt werden (einwirkendes Moment  $M_E$  größer als das aufnehmbare Moment  $M_R$ ) und somit die rechnerisch angestrebten 30 Jahre nicht mehr erreicht werden können.

Im zweiten Verfahren soll eine einschichtig hergestellte Betonfahrbahnplatte rechnerisch wie ein mehrschichtiger Aufbau behandelt werden. Es soll angenommen werden, dass die Ausdehnung der Platte behindert wird und sich die Betonplatte aus Schichten unterschiedlicher Materialeigenschaften in Folge einer betonschädigenden AKR zusammensetzt. Werden die ermittelten Spannungen so groß, dass die Zugfestigkeit des Betons erreicht wird, entstehen möglicherweise Risse mit horizontaler Ausrichtung.



## 5.2.1 Verfahren 1

### Betrachteter Streckenabschnitt 2a (s. Bild 4-1)

Zur Ermittlung der Eingangsparameter für die Dimensionierung nach RDO Beton (FGSV 2009d) wurden zwei Streckenabschnitte unterschiedlicher Bauweise, unterschiedlicher Betonzusammensetzung und mit verschiedenen AKR-bedingten Schadensstufen ausgewählt. Beide Streckenabschnitte befinden sich auf der BAB A14 zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord (km 83+96 bis km 87+21). Die Autobahn ist in diesem Bereich 6-streifig ausgebaut und als Regelquerschnitt RQ 35,5 ausgeführt. Dem Verkehr stehen pro Richtung drei Fahrstreifen zur Verfügung. Die Autobahn wurde erstmalig 1999 für den Verkehr freigegeben. Für die Untersuchungen wurden aus diesen zwei Abschnitten folgende Querschnitte gewählt:

BAB A14, RiFa Magdeburg, Abschnitt AS Leipzig-Mitte – AS Leipzig-Nord  
 Fahrbahnaufbau (80 cm Gesamtdicke Oberbau) bei km 85+735 (aus Bestandsunterlagen):

- 30 cm Betondecke, B35 gemäß ZTV Beton StB 93  
 Bindemittel Zement CEM I, Festigkeitsklasse 32,5 R
- 30 cm Schottertragschicht aus gebrochenem Material 0/45
- 20 cm Frostschuttschicht aus gebrochenem Material 0/45

BAB A14, RiFa Magdeburg, Abschnitt AS Leipzig-Mitte – AS Leipzig-Nord  
 Fahrbahnaufbau (80 cm Gesamtdicke Oberbau) bei km 86+400 (aus Bestandsunterlagen):

- 27 cm Betondecke, B35 gemäß ZTV Beton StB 93  
 Bindemittel Zement CEM I, Festigkeitsklasse 32,5 R
- Geotextil alkalibeständig auf Polypropylenbasis
- 15 cm hydraulisch gebundene Tragschicht 0/32 mit erhöhter Festigkeit  
 nach ZTV T-StB 95 ohne Kerben, Bindemittel Zement
- 38 cm Frostschuttschicht aus gebrochenem Material 0/45

### Visuelle Begutachtung

Bild 5-1 zeigt eine Übersichtsaufnahme der BAB A14, RiFa Magdeburg, bei km 85+735. Einen detaillierten Überblick geben auch Bild A-1 bis Bild A-9 im Anhang 6. Beim untersuchten Streckenlos wurde die Schadenskategorie II

- ausgeprägte Verfärbung im Bereich der Fugen
- Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen
- beginnende bis ausgeprägte Netzrissbildung
- Längs- und Querrisse an den Querfugen

und hauptsächlich die Schadenskategorie III

- ausgeprägte Verfärbungen im Bereich der Fugen sowie in den Fahrbahnplatten
- sehr ausgeprägte Rissbildungen
- Kantenschäden

vorgefunden. Um einem Substanzverlust, welcher bei Schadenskategorie III auftritt, temporär entgegenzuwirken, sind auf dem gesamten Streckenabschnitt die meisten Querfugen bzw. Fugenkreuze mit Asphaltplomben instandgesetzt (s. Bild 5-1).





Bild 5-1: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord im untersuchten Streckenabschnitt bei km 85+735

Bild 5-2 zeigt eine Übersichtsaufnahme der BAB A14, RiFa Magdeburg, bei km 86+400. Einen detaillierten Überblick geben auch Bild A-18 bis Bild A-23 im Anhang 7. Es wurde hauptsächlich die Schadenskategorie I

- Verfärbung im Bereich der Quertfugen / Fugenkreuzungen
- keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildungen

vorgefunden. Auf dem gesamten Streckenabschnitt sind keine Quertfugen bzw. Fugenkreuze instandgesetzt. Augenscheinlich ist der Streckenabschnitt deutlich weniger geschädigt als der im vorigen Abschnitt beschriebene Streckenabschnitt.



Bild 5-2: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord im untersuchten Streckenabschnitt bei km 86+400

### Bohrkernentnahme

Zur Ermittlung der relevanten Materialeigenschaften wurden bei km 85+735 und km 86+400 je eine Fahrbahnplatte im Hauptfahrstreifen (HF) und im 2.Überholfahrstreifen (2.ÜFS) festgelegt. Aus diesen Fahrbahnplatten wurden in Plattenmitte, an der Quertfuge und in der Plattenecke Bohrkerne mit einem Durchmesser von 360 mm und 100 mm entnommen.

Alle Bohrkernentnahmestellen im Streckenabschnitt bei km 85+735 sind in Bild 5-3 dargestellt. Die Entnahmestellen der Bohrkerne (Durchmesser 360 mm) sind mit einem Kreuz und die Bohrkerne (Durchmesser 100 mm) mit einem Punkt gekennzeichnet. Bild A-11 bis Bild A-16 im Anhang 6 zeigen die dazugehörigen Bohrkerne. Die Entnahmestellen der Bohrkerne im Streckenabschnitt bei km 86+400 zeigt

Bild 5-4. Die Entnahmestellen sind ebenfalls mit einem Kreuz und einem Punkt gekennzeichnet. Bild A-25 bis Bild A-30 im Anhang 7 zeigen die dazugehörigen Bohrkernre.



Bild 5-3: Übersichtsaufnahme Bohrkernentnahmestellen im HS (rote Markierung), Platten-Nr. 0260 (links) und im 2.ÜFS (gelbe Markierung), Platten-Nr. 0259 (rechts)

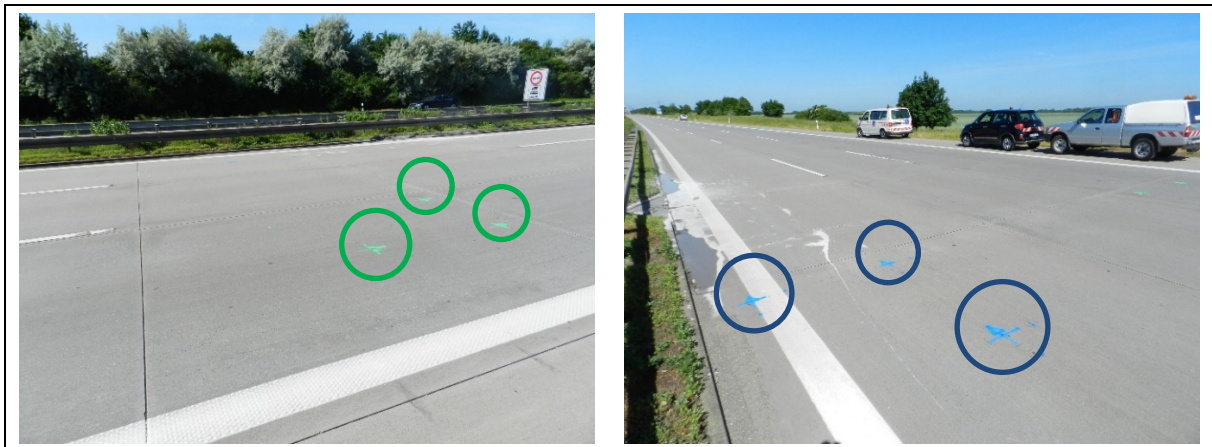


Bild 5-4: Übersichtsaufnahme Bohrkernentnahmestellen im HS (grüne Markierung), Platten-Nr. 0508 (links) und im 2.ÜFS (blaue Markierung), Platten-Nr. 0508 (rechts)

### Bestimmung relevanter Materialeigenschaften für die Dimensionierung nach RDO Beton

Zur Gewinnung von Prüfkörpern aus den Betonbohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (s. Bild 5-5, links) wurden jeweils zwei Prüfkörper mit den Abmessungen  $10 \times 10 \times 26 \text{ cm}^3$  parallel zur Plattenebene aus dem oberen Drittel der Fahrbahnplatte und zwei Prüfkörper rechtwinklig zur Plattenebene aus dem unteren Drittel der Fahrbahnplatte (s. Bild 5-5, rechts) gewonnen. Die anhaftende HGT bzw. STS wurde entfernt.

Für die spätere Belastung im Druckversuch wurden die Stirnseiten aller Prüfkörper planparallel geschliffen. Aufgrund einer Vielzahl von Untersuchungen an Betonprobekörpern aus Fahrbahndeckenbetonen und den sehr guten Erfahrungswerten bezüglich Prüfstreuungen, wurde die Ermittlung des statischen E-Moduls nach DIN 1048-5:1991-06 und nicht nach der seit Juni 2014 eingeführten DIN EN 12390-13:2014-06 durchgeführt. Der statische E-Modul wurde nach zweimaliger Be- und Entlastung als Sekantenmodul zwischen den Spannungswerten 0,5 MPa und 10 MPa bestimmt. Die Erfassung der Dehnung erfolgte an zwei gegenüberliegenden Messstrecken mit induktiven Messwertaufnehmern über eine Messlänge von 100 mm. Die induktiven Messwertaufnehmer waren an den seitlichen Flächen der Prüfkörper angebracht. Eine der zwei Messstrecken wurde in Richtung der Fahrbahnoberfläche angebracht.

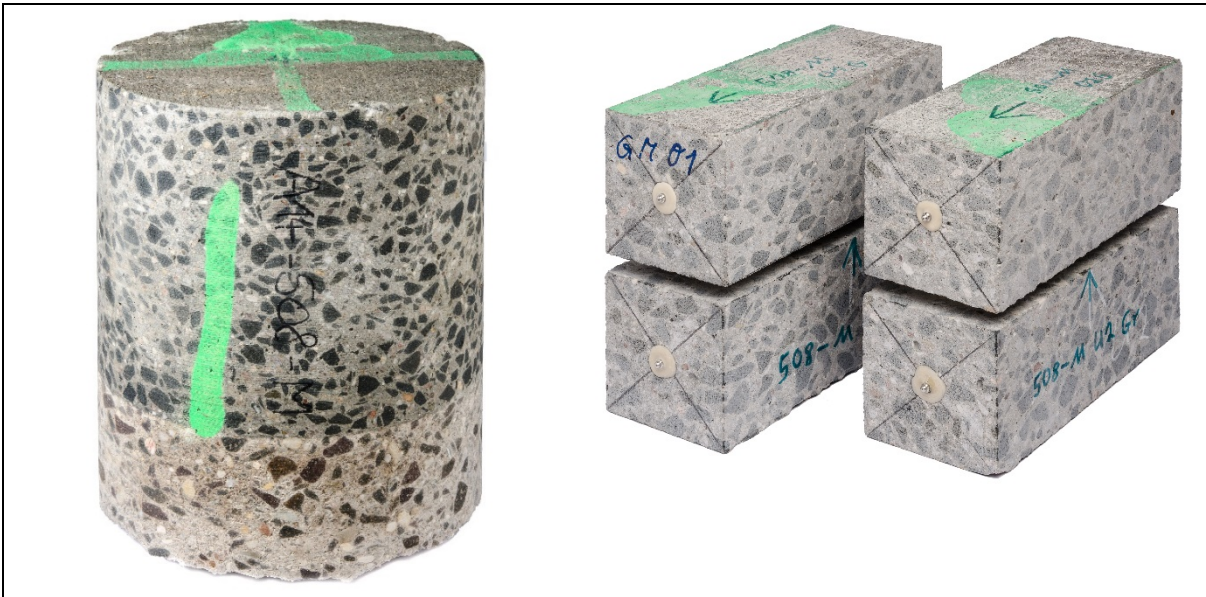


Bild 5-5: Bohrkern (Durchmesser 360 mm) mit anhaftender HGT und daraus in Fahrtrichtung parallel zur Plattenebene herausgearbeitete Prismen mit den Abmessungen 100 x 100 x 260 mm<sup>3</sup>

Die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit erfolgte nach der TP B-StB Teil 3.1.05 „Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben“ (FGSV 2016b) an Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm. Vor der Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurde an den Bohrkernen der statische E-Modul bestimmt. Hierfür wurden zunächst die Stirnseiten planparallel geschliffen. Die Ermittlung des statischen E-Moduls erfolgte nach DIN 1048-5:1991-06 und wurde nach zweimaliger Be- und Entlastung als Sekantenmodul zwischen den Spannungswerten 0,5 MPa und 10 MPa bestimmt. Im Anschluss daran wurde die Spaltzugfestigkeit an der unteren und oberen Betonscheibe ermittelt (s. Bild 5-6). Neben den beiden Scheiben für die Spaltzugfestigkeit wurde aus jedem Bohrkern der mittlere Zylinderteil für die Druckfestigkeitsprüfung verwendet. Die Zylinder für die Ermittlung der Druckfestigkeit hatten eine Höhe von 100 mm.

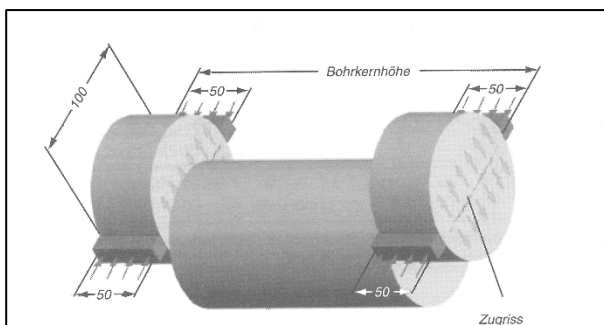


Bild 5-6: Beispiel zur Vorbereitung der Probekörper für die Spaltzug- und Druckfestigkeitsprüfung (FGSV 2016b)

### Ergebnisse relevanter Materialeigenschaften

Alle nach DIN 1048-5:1991-06 ermittelten E-Moduln und Druckfestigkeiten sowie nach TP B-StB Teil 3.1.05 (FGSV 2016b) ermittelten Spaltzugfestigkeiten sind in Tab. A-15 bis Tab. A-40 im Anhang 7 und Anhang 8 dargestellt.

Zunächst soll die visuell stark geschädigte Entnahmestelle bei km 85+735 (Platten-Nr. 0259 und 0260) betrachtet werden. Hierzu wurden alle parallel zur Plattenebene und aus dem oberen Drittel der Fahrbahnplatte stammenden E-Moduln aus Platten-Nr. 0260 (Hauptfahrstreifen) und Platten-Nr. 0259 (2. Überholfahrstreifen) zusammengefasst. Die selbe Vorgehensweise wurde für die Prüfkörper gewählt, die



aus dem unteren Drittel der Fahrbahnplatte stammen sowie jenen, die rechtwinklig zur Plattenebene entnommen wurden. Es wurde der Mittelwert, die Standardabweichung und der Variationskoeffizient bestimmt. Zusätzlich wurde das 5 %-Quantil bei einem Vertrauensniveau von 90 % ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tab. 5-1 zusammengefasst.

Entnahmeort	E-Modul (Mittelwert) [MPa]	Standardabweichung [MPa]	Variationskoeffizient [%]	E-Modul (5 %-Quantil) [MPa]
parallel, oben	36.857	2331	6,3	31.149
parallel, unten	41.615	2233	5,4	36.146
rechtwinklig	33.828	5818	17,2	19.266

Tab. 5-1: E-Modul als Mittelwert und 5 %-Quantil sowie Standardabweichung und Variationskoeffizient, zusammengefasst für die Platten-Nr. 0260 (Hauptfahrstreifen) und Platten-Nr. 0259 (2.Überholfahrstreifen)

Als nächstes wird die Entnahmestelle bei km 86+400 betrachtet. Diese war visuell deutlich weniger geschädigt als die Entnahmestelle bei km 85+735. Bei der Zusammenstellung der Ergebnisse wurde wie oben beschrieben verfahren. Die Ergebnisse sind in Tab. 5-2 zusammengefasst.

Entnahmeort	E-Modul (Mittelwert) [MPa]	Standardabweichung [MPa]	Variationskoeffizient [%]	E-Modul (5 %-Quantil) [MPa]
508 parallel, oben	45.204	1470	3,3	41.604
508 parallel, unten	47.908	2267	4,7	42.356
508 rechtwinklig	47.104	1653	3,5	42.967

Tab. 5-2: E-Modul als Mittelwert und 5 %-Quantil sowie Standardabweichung und Variationskoeffizient, zusammengefasst für die Platten-Nr. 0508 (Hauptfahrstreifen und 2.Überholfahrstreifen)

Beide Tabellen zeigen, dass bei gleicher Betonzusammensetzung die E-Moduln parallel zur Plattenebene und aus dem oberen Drittel der Fahrbahnplatte kleiner sind als die aus dem unterem Drittel. Die Differenz zwischen oben und unten ist vermutlich vom Grad der Schädigung abhängig. Die Differenz zwischen oben und unten ist bei der stark geschädigten Entnahmestelle bei km 85+735 größer als bei Entnahmestelle bei km 86+400, welche nur Verfärbungen im Bereich der Querfugen/Fugenkreuze zeigte. Auch ist zu erkennen, dass der E-Modul rechtwinklig zur Plattenebene bei der stark geschädigten Entnahmestelle kleiner ist als der E-Modul parallel zur Plattenebene. Bei der deutlich weniger geschädigten Entnahmestelle sind die E-Moduln parallel und rechtwinklig zur Plattenebene auf einem ähnlich hohen Niveau.

In den Tabellen wurde aus der Standardabweichung und dem Mittelwert der Variationskoeffizient berechnet. Mit dem Variationskoeffizienten sollte die Gleichmäßigkeit der Ergebnisse je Entnahmestelle bewertet werden. Es fällt auf, dass Variationskoeffizienten für die E-Moduln parallel und rechtwinklig zur Plattenebene für die Entnahmestelle km 86+400 von unter 5 % ermittelt wurden. Bei der Entnahmestelle km 85+735 liegen die Variationskoeffizienten mit 6,3 % und 5,4 % knapp über 5 %. Auffällig ist der sehr hohe Variationskoeffizient von 17,2 %, der an den Prüfkörpern rechtwinklig zur Plattenebene ermittelt wurde. Anhand des Variationskoeffizienten lässt sich ableiten, dass ein kleiner Variationskoeffizient eine geringere gleichmäßig auftretende Schädigung bedeutet.

Bei beiden Entnahmestellen wurde ein Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 (ehemals B35) eingebaut. Die Druckfestigkeitsklasse C30/37 entspricht der Straßenbetonklasse StC 30/37 nach RDO Beton. Für diese Straßenbetonklasse werden charakteristische Spaltzugfestigkeiten von 3,0 MPa, 3,3 MPa oder 3,7 MPa gefordert. Die Spaltzugfestigkeiten beider Entnahmestellen schwanken von 4,13 MPa bis 7,16 (km 85+735) und von 4,33 MPa und 8,17 MPa (km 86+400). Dieser Festigkeitszuwachs ist auf die lange Liegedauer von 18 Jahren zurückzuführen. Auch die Druckfestigkeiten von 66,4 MPa bis 91,6 MPa (km 85+735) und 79,4 MPa bis 98,3 MPa (km 86+400) sind sehr hoch. Man erkennt, dass die Druckfestigkeit des Betons durch die sehr lange Liegedauer der Fahrbahnplatte von einem Normalbeton Richtung hochfester Normalbeton zugenommen hat. Die Ergebnisse zeigen vor allem bei der stark geschädigten Entnahmestelle bei km 85+735, dass der Einfluss einer schädigenden AKR auf die Spaltzug- und Druckfestigkeit sehr gering ist, aber auf den E-Modul sehr groß.

**Auslastungsgrad nach RDO Beton (FGSV 2009d)**

Mit den „Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen – RDO Beton“ (FGSV 2009d) wird grundsätzlich eine Nutzungsdauer von 30 Jahren zu Grunde gelegt. Die RDO Beton sieht für den Neubau und die grundlegende Erneuerung eine direkte Bemessung der Schichtdicken unter Berücksichtigung material- und beanspruchungsspezifischer Parameter vor. In der Bemessung nach RDO Beton wird das aus der Verkehrs- und Temperaturbelastung resultierende einwirkende Moment dem durch die zugbelastete Randfaser aufnehmbaren Moment gegenübergestellt. Dabei sind folgende Nachweisfälle jeweils für die Querrichtung als auch für die Längsrichtung zu führen: Quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT), quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) und der Nachweis auf Ermüdungsfähigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT). Daraus ergeben sich insgesamt sechs Nachweisfälle, wobei das jeweilige aufnehmbare Momente  $M_R$  gleich oder größer sein muss als das einwirkende Moment  $M_E$  (s. Gl. 5-1).

$$M_R \geq M_E \qquad \text{Gl. 5-1}$$

Aus Gl. 5-2 kann auch für jeden Nachweisfall der Auslastungsgrad bestimmt werden, wenn man den Quotienten aus einwirkendem Moment zu aufnehmbarem Moment ( $M_E/M_R$ ) bildet. Ein Auslastungsgrad  $> 1,0$  besagt, dass der Nachweis nicht erfüllt ist, da das einwirkende Moment größer ist als das aufnehmbare Moment. Theoretisch wäre es auch möglich, bei Nichterfüllung der Ermüdungsnachweise (GZT) die Dicke der Betondecke zu belassen und iterativ oder durch Rückrechnung die Zeitspanne zu ermitteln, für die die Nachweise gerade noch eingehalten werden (s. Gl. 5-2). Bei Betrachtung dieses Falles ergibt sich eine Nutzungsdauer  $< 30$  Jahre.

$$M_R = M_E \qquad \text{Gl. 5-2}$$

Mit den oben gemachten Ausführungen ist es nun möglich, die sechs Nachweisfälle an der untersuchten Betondecke im Abschnitt 2b zu führen. Dabei gehen u.a. die ermittelten Schichtdicken und die materialspezifischen Parameter in die Nachweisführung ein. Die gewählten Eingangsparameter für den untersuchten Streckenabschnitt 2b sind in Tab. 5-3 und Tab. 5-4 aufgeführt. Den berechneten Auslastungsgrad pro Nachweisfall, bezogen auf 30 Jahre Nutzungsdauer und in Abhängigkeit der Schichtdicken sowie den mechanischen Betoneigenschaften Elastizitätsmodul und Spaltzugfestigkeit zeigen Tab. 5-5 und Tab. 5-6. Zum Zeitpunkt der Ermittlung der mechanischen Betoneigenschaften war die AKR-geschädigte Betondecke bereits 18 Jahre alt.

In Tab. 5-5 und Tab. 5-6 ist zu erkennen, dass alle sechs Nachweisfälle eingehalten werden und das aufnehmbare Moment immer größer ist als das einwirkende Moment. Der Auslastungsgrad ist immer  $< 1,0$ , woraus gefolgert werden kann, dass nach RDO Beton immer noch von einer Nutzungsdauer von mindestens 30 Jahren ausgegangen werden kann oder anders gesagt, im Ergebnis der Berechnung wird von schadefreien Quer- und Längsfugen ausgegangen. Vergleicht man das Berechnungsergebnis mit den festgestellten, sanierten Querfugen vor Ort, muss als Schlussfolgerung gezogen werden, dass Berechnung und Wirklichkeit nicht übereinstimmen.

Bezeichnung		Einheit	GZT quasidynamisch		GZG quasidynamisch		GZT Ermüdung	
			längs	quer	längs	quer	längs	quer
Achszahlfaktor	$f_A$	[-]	4,5 (RStO 2012 Tab. A 1.1)					
Fahrstreifenfaktor	$f_1$	[-]	0,4 (RStO 2012 Tab. A 1.3)					
Fahrstreifenbreitenfaktor	$f_2$	[-]	1,0 (RStO 2012 Tab. A 1.4)					
Steigungsfaktor	$f_3$	[-]	1,0 → da Längsneigung 0,7 % und somit unter 2,0 % (RStO 2012 Tab. A 1.5)					
durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke des Schwerverkehrs im ersten Betrachtungsjahr	DTV (SV)	Kfz/24h	10.484 → ausgehend vom Jahr 2015, letzter Messwert durch BAST angegeben, da Restnutzungsdauer die Jahre nach 2015 betrachtet, wird dieser Wert angenommen					
mittlere jährliche SV-Zunahme ab 2. Jahr	$p_{SV}$	[-]	0,03 → Es wird von einer konstanten jährlichen SV-Zunahme ausgegangen.					
Normradlast	$F^N$	kN	50					
Reifenartfaktor	$\gamma_{E1}$	[-]	0,95	0,99	1,02	1,07	1,02	1,07
Lastfaktor Radlast, Regelbeanspruchung	$\gamma_{E2}$	[-]	1,6		1,15		0,9	
Stoßfaktor	$\gamma_{E4}$	[-]	1,03	1,08	1,07	1,16	1,1	1,24
Kontaktdruckfaktor	$\gamma_{EK}$	[-]	0,92		1,29		1,11	
Kontaktdruck	$p$	N/mm <sup>2</sup>	0,60		0,84		0,72	
Verkehrsverteilung über den Tag	$m_{T1}$	[-]	1,0		1,0		1,0	
Plattenformat	$m_{T2}$	[-]	nach RDO Beton Tab. A 2.4 zu bestimmen					
Temperaturgebiet	$m_{T3}$	[-]	derzeit noch konstant 1,0 annehmen					
Lagerungsfaktor HGT	$m_{bL}$	[-]	0,88 → trotz des fehlenden Geotextils bei dem hier betrachteten Streckenabschnitt wird in den Berechnungen der Faktor mit Geotextil verwendet					
Lagerungsfaktor STS	$m_{bL}$	[-]	1,00					
Kontaktfaktor HGT	$m_{bA}$	[-]	1,00 → trotz des fehlenden Geotextils bei dem hier betrachteten Streckenabschnitt wird in Berechnungen der Faktor mit Geotextil verwendet					
Kontaktfaktor STS	$m_{bA}$	[-]	0,90					
Dübelfaktor	$m_{bD}$	[-]	0,8	0,7	0,8	0,7	0,8	0,7
Querverteilung	$\gamma_q$	[-]	-	-	-	-	0,008	0,6
Materialfaktor Festigkeitsverteilung	$k_{bt}$	[-]	1,076		1,076		1,00	

Tab. 5-3: Gewählte Eingangswerte für die Dimensionierung (aus KINDL 2017)

Bezeichnung	Einheit	GZT quasidynamisch		GZG quasidynamisch		GZT Ermüdung		
		längs	quer	längs	quer	längs	quer	
Materialfaktor Nacherhärtung	$k_{bn}$	[-]		-		1,0		
Wärmedehnzahl	$\alpha_{ct}$	$10^{-6}/K$	Die Wärmedehnzahl des Straßenbetons wird von der Betonzusammensetzung bestimmt. Sie ist sowohl von der Art der Gesteinskörnung, vom Zementgehalt und vom Feuchtigkeitszustand abhängig. In REINHARDT (2010) sind Richtwerte für die Wärmedehnzahlen unterschiedlicher Gesteinskörnungen dargestellt. Da sich die Gesteinskörnung des Zuschlags jedoch meist aus unterschiedlichen Gesteinsarten zusammensetzt, soll hier vereinfacht, die in der RDO Beton 09 als Regelfall angegebene Wärmedehnzahl $\alpha_{cT} = 11,5 [10^{-6}/K]$ , angenommen werden.					
Querdehnzahl	$\mu_c$	[-]		0,2				
Bettungszahl HGT	K	$N/mm^3$		0,15				
Bettungszahl STS	K	$N/mm^3$		$K = E_{v2}/1250 = 120/1250 = 0,096$				
Plattenlänge	$L_p$	mm		5000				
Plattenbreite	$B_p$	mm		4500				

Tab. 5-4: Gewählte Eingangswerte für die Dimensionierung (aus KINDL 2017)

Bezeichnung	E-Modul [MPa]	Spaltzugfestigkeit [MPa]	d [mm]	GZT(Q)L [-]	GZT(Q)Q [-]	GZG(Q)L [-]	GZG(Q)Q [-]	GZT(E)L [-]	GZT(E)Q [-]
0259-E-oben	36.058	5,4	302	0,48	0,42	0,36	0,31	0,45	0,48
0259-Q-oben	36.947	5,3	299	0,50	0,44	0,37	0,32	0,47	0,50
0259-M-oben	34.691	5,2	290	0,53	0,46	0,50	0,45	0,47	0,53
0260-E-oben	38.144	4,6	298	0,58	0,51	0,43	0,37	0,55	0,58
0260-Q-oben	38.158	4,4	297	0,61	0,53	0,45	0,39	0,58	0,61
0260-M-oben	37.146	5,3	300	0,50	0,44	0,37	0,32	0,47	0,49
0259-E-unten	38.213	6,2	302	0,42	0,37	0,31	0,27	0,40	0,42
0259-Q-unten	43.292	5,6	299	0,48	0,42	0,35	0,31	0,46	0,48
0259-M-unten	42.046	5,8	290	0,48	0,42	0,45	0,41	0,46	0,48
0260-E-unten	43.872	5,4	298	0,50	0,44	0,37	0,32	0,48	0,50
0260-Q-unten	41.600	5,4	297	0,50	0,44	0,37	0,32	0,48	0,50
0260-M-unten	40.669	5,8	300	0,39	0,34	0,29	0,25	0,37	0,39

d: Schichtdicke  
GZT(Q)L: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(Q)Q: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Quertfuge  
GZG(Q)L: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Längsfuge  
GZG(Q)Q: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Quertfuge  
GZT(E)L: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(E)Q: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Quertfuge

Tab. 5-5: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle nach RDO Beton in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit für die Entnahmestelle bei km 85+735, Platten-Nr. 0260 und 0259 (aus KINDL 2017)

Bezeichnung	E-Modul [MPa]	Spaltzug [MPa]	d [mm]	GZT(Q)L [-]	GZT(Q)Q [-]	GZG(Q)L [-]	GZG(Q)Q [-]	GZT(E)L [-]	GZT(E)Q [-]
0508-E-grün-oben	44.377	5,8	270	0,51	0,44	0,49	0,43	0,55	0,63
0508-Q-grün-oben	46.441	5,9	267	0,51	0,44	0,49	0,43	0,56	0,63
0508-M-grün-oben	44.552	5,4	266	0,56	0,48	0,54	0,47	0,59	0,69
0508-E-blau-oben	43.583	5,0	268	0,60	0,51	0,57	0,51	0,63	0,74
0508-Q-blau-oben	46.680	4,6	259	0,68	0,59	0,66	0,58	0,74	0,85
0508-M-blau-oben	45.592	6,1	261	0,51	0,44	0,49	0,43	0,54	0,63
0508-E-grün-unten	47.140	6,5	270	0,46	0,39	0,44	0,39	0,51	0,57
0508-Q-grün-unten	48.216	7,5	267	0,40	0,35	0,39	0,34	0,46	0,50
0508-M-grün-unten	49.050	6,9	266	0,44	0,38	0,42	0,37	0,51	0,55
0508-E-blau-unten	43.565	6,0	268	0,50	0,43	0,48	0,42	0,52	0,62
0508-Q-blau-unten	50.137	5,8	259	0,54	0,47	0,52	0,46	0,62	0,68
0508-M-blau-unten	49.340	6,9	261	0,45	0,39	0,44	0,39	0,52	0,56

d: Schichtdicke  
GZT(Q)L: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(Q)Q: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Querfuge  
GZG(Q)L: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Längsfuge  
GZG(Q)Q: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Querfuge  
GZT(E)L: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(E)Q: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Querfuge

Tab. 5-6: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle nach RDO Beton in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit für die Entnahmestelle bei km 86+400, Platten-Nr. 0508 (aus KINDL 2017)

## Diskussion und Schlussfolgerung

Insgesamt lässt sich aus den Berechnungen festhalten, dass eine Bewertung AKR-geschädigter Betondecken mit den Ansätzen zur rechnerischen Dimensionierung nach RDO Beton (FGSV 2009d) nicht möglich ist. Der Grund ist in den viel zu hohen Spaltzugfestigkeiten zu suchen. Die zunehmende Festigkeitsentwicklung über die Liegezeit hat, bezogen auf die Spaltzugfestigkeit, einen dominierenden Einfluss. Es ist bekannt, dass eine AKR eine Verschlechterung der mechanischen Betoneigenschaften (Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit) von rd. 50 bis 70 % vor allem im Bereich der Fugenkreuze bewirken kann (MIELICH 2019b). Beide mechanischen Betoneigenschaften werden weit mehr abgemindert als die Druck- und Spaltzugfestigkeit. Die Berechnungsmethode, wie sie in der RDO Beton Anwendung findet, ist für AKR-geschädigte Betonfahrbahnplatten nicht geeignet.

### 5.2.2 Verfahren 2

In (MIELICH 2019b, MIELICH & ÖTTL 2020) wird festgestellt, dass bei einer einschichtig/zweilagig hergestellten Betonfahrbahndecke der statische E-Modul ermittelt am Prüfkörper, welcher parallel zur Plattenebene und aus dem oberen Drittel der Fahrbahndecke entnommen wurde, kleiner ist als der statische E-Modul ermittelt am Prüfkörper, welcher parallel zur Plattenebene und aus dem unteren Drittel der Fahrbahndecke entnommen wurde.

Diese Untersuchungen lassen vermuten, dass sich auch bei einer einschichtig/zweilagig hergestellten, AKR-verdächtigen Betonfahrbahndecke Grenzflächen ausbilden können, die bei einem weiteren Verlauf der Alkali-Kieselsäure-Reaktion als Störfächen zu betrachten sind. Es werden Belastungszustände erzeugt die dazu führen, dass sich die Schichten mit ungleichen mechanischen/physikalischen Betoneigenschaften



wegen des Verbundes nicht frei verformen können. Infolge der Einleitung und Umlenkung der horizontalen Spannungen in den Plattenendbereichen entstehen Schub- als auch Schälspannungen. Erreichen die Schubspannungen die Schubfestigkeit des Betons, die näherungsweise der Verbund- bzw. Zugfestigkeit gleichgesetzt werden kann, kommt es zum Schubversagen. Die Folge wären Risse im Endbereich der Betonfahrbahnplatten, die horizontal gerichtet sind (s. Bild 3-1).

### Auftretende Spannungen

An einem Zweischichtsystem mit unterschiedlichen Wärmedehnzahlen der Schichten gibt es grundsätzlich drei verschiedene Spannungsarten: Horizontalspannung (Normalspannung), Schubspannung und Schälspannung (SODEIKAT 2001). Alle diese genannten Spannungen hängen sowohl von der Existenz als auch von der Größe voneinander ab und sind in Bild 5-7, zusammen mit ihren Versagensbildern, exemplarisch aufgezeigt. Für die Entstehung von Rissbildungen mit horizontaler Ausbildung kommen besonders die Schub- und Schälspannungen in Betracht, wobei die Horizontalspannung zur Berechnung der Schubspannung benötigt wird.

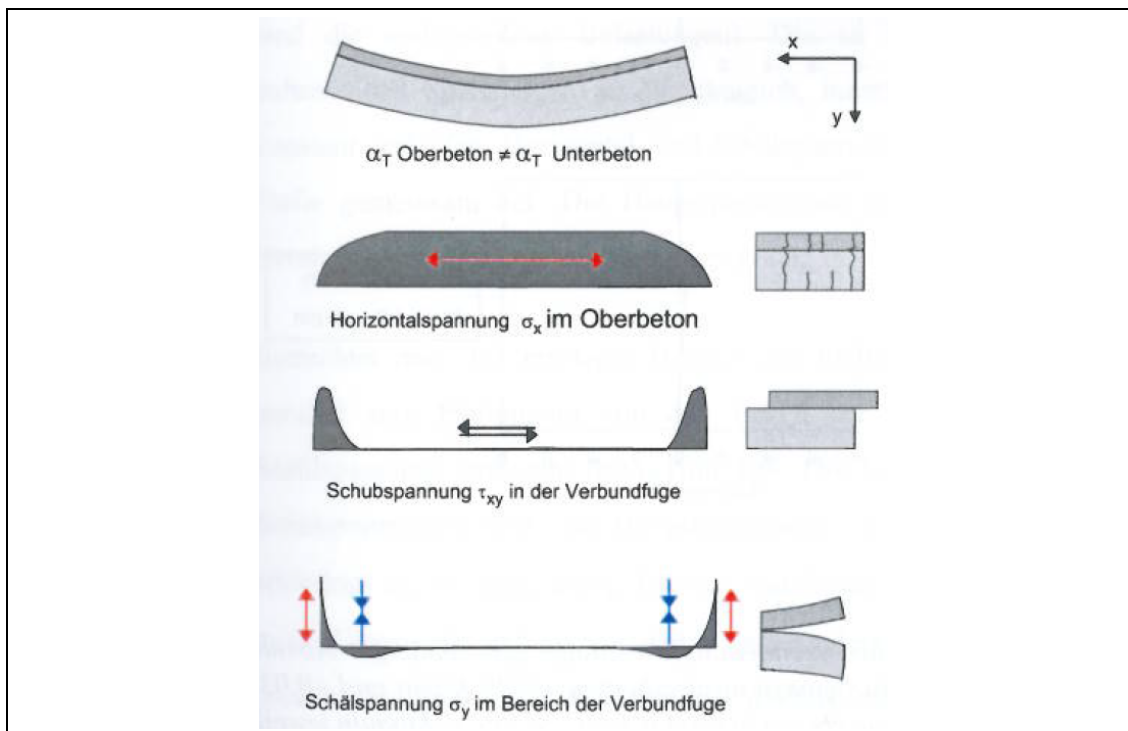


Bild 5-7: Auftretende Spannungen (links) und mögliche Schadensmechanismen (rechts) für ein Zweischichtsystem unter Temperatureinwirkung (aus SODEIKAT 2001)

Spannungen entstehen immer nur dann, wenn Dehnungen oder Verwölbungen behindert werden. Bei einer auftretenden Dehnung kann sich das Bauteil verlängern oder verkürzen. Bei einer Verwölbung wölbt sich eine Platte in der Mitte auf (Aufwölbung) oder es kommt zu einer Aufschüsselung an den Rändern der Platte. Beide Arten der Verformung treten auf, wenn die Platte eine Temperaturänderung erfährt. Für die Herleitung der Spannungen im folgenden Abschnitt wird auf REINHARDT (1973) verwiesen.

Die Herleitung basiert auf der Balkentheorie, da sich eine Platte analog zum Balken verhält. Den einzigen Unterschied stellt die Breite dar, welche aber mit dem Einfluss der Querdehnzahl  $\mu$ , durch den Faktor  $1/(1-\mu)$  zur Erhöhung der Spannungen angepasst werden kann. Für Betone liegt die Querdehnzahl näherungsweise bei 0,2.

### Entstehung von Horizontalspannung am Einschichtsystem

Die Dehnung  $\varepsilon_T$  (Längenänderung) eines Balkens, bestehend aus einer einzigen Schicht und einem zugehörigen Temperaturkoeffizienten  $\alpha_T$ , berechnet sich bei gleichmäßiger Temperaturänderung  $\Delta T$  zu:

$$\varepsilon_T = \alpha_T \cdot \Delta T \quad \text{Gl. 5-3}$$

Wird das Bestreben des Bauteils, sich um diese Dehnung  $\varepsilon_T$  auszudehnen, vollständig behindert, dann stellt sich folgende Spannung nach Hookeschem Gesetz ein (s. Bild 5-8, Dehnungsfall 1 und rechter Kasten):

$$\sigma_x = -E \cdot \varepsilon_T \quad \text{Gl. 5-4}$$

Mit:

$E$ : Elastizitätsmodul des Bauteils

Alle nun folgenden Erläuterungen treffen nur zu, wenn die Ausdehnung des Balkens in bestimmte Richtungen nicht frei möglich ist. Die hieraus entstehenden Spannungen werden Eigenspannungen genannt und sind in Bild 5-8 im linken Kasten dargestellt.

### Verformung in Längsrichtung ist nicht behindert (s. Bild 5-8, Dehnungsfall 1 und 2):

Kann sich das Bauteil frei in der Länge ausdehnen, zum Beispiel, weil Fugen angeordnet sind, dann darf nach dem Grundsatz der „Spannungsermittlung bei Temperatur“ bei gleichmäßiger Temperaturerhöhung keine Spannung auftreten. Dies wird erreicht durch Subtrahieren einer über die Balkenhöhe gemittelten Dehnung  $\varepsilon_m$ :

$$\sigma_x = -E \cdot (\varepsilon_T - \varepsilon_m) \quad \text{Gl. 5-5}$$

Die mittlere Dehnung  $\varepsilon_m$  entspricht beim einschichtigen Balken genau der Dehnung  $\varepsilon_T$ , womit die Spannung zu null wird (Dehnungsfall 1). Wirkt eine unterschiedliche Temperatur an Balkenoberseite zu -unterseite, dann stellt sich ein Temperaturgradient über die Balkenhöhe ein, dessen Folge auch eine unterschiedliche Dehnung von oben nach unten hervorruft (Dehnungsfall 2). Das bedeutet der Term  $(\varepsilon_T - \varepsilon_m)$  in Gl. 5-3 nimmt unterschiedliche Werte über die Höhe an und führt aufgrund der Subtraktion einer konstanten mittleren Dehnung zwangsläufig zu Spannungen, die Eigenspannungen genannt werden. Ist jedoch die Längsverformung behindert, dann wird  $\varepsilon_m$  zu null.

### Verformung in die Höhe nicht behindert (s. Bild 5-8, Dehnungsfall 3):

Kann sich ein Bauteil auch frei in der Höhe bewegen, so treten bei einem Temperaturgradienten zusätzliche Eigenspannungen auf, weil sich der Balken nach oben oder unten krümmen („durchbiegen“) kann. Die Krümmung, beschrieben durch  $1/R$ , findet um eine Drehachse statt, die im Abstand  $a$  von der Unterkante des Balkens angegeben wird. Auf der einen Seite der Drehachse verlängert sich der Balken, auf der anderen Seite verkürzt er sich. Da die Dehnung aus Krümmung in die Spannungsgleichung mit dem Term  $(y-a)/R$  eingeht (s. Gl. 5-6), wird ersichtlich, dass sich bei der Höhe  $y = a$  das Vorzeichen des Terms dreht.

$$\sigma_x = -E \cdot \left( \varepsilon_T + \frac{y-a}{R} - \varepsilon_m \right) \quad \text{Gl. 5-6}$$

Wird der Balken nun aufgrund einer End einspannung gehalten oder durch andere äußere Umstände an einem Ausweichen in Höhenrichtung verhindert (z.B. Eigengewicht) und somit eine Verdrehung behindert, dann wird  $R \rightarrow \infty$  und der Krümmungsterm verschwindet.

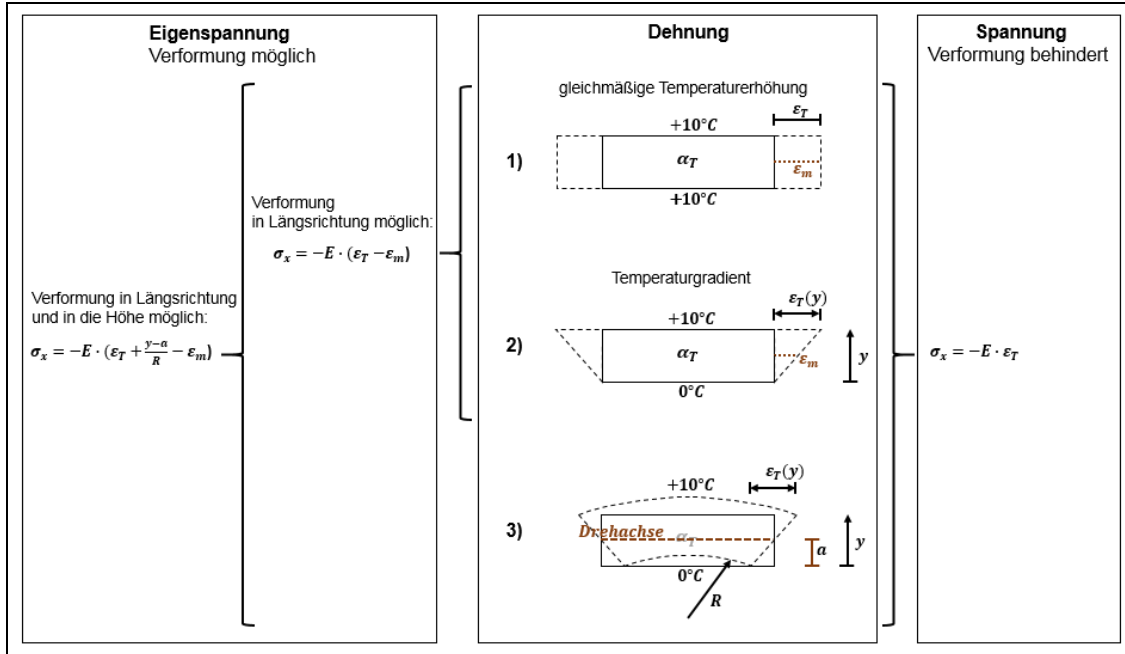


Bild 5-8: Prinzip der Spannungsberechnung eines Balkens im Falle einer beispielhaften Temperaturdehnung (aus OTT 2018)

### Entstehung von Horizontalspannung im Zweischichtsystem

In Bild 5-9 ist schematisch ein Balken zweier miteinander Schubfest verbundenen Schichten mit Stoffwerten, geometrischen Größen und der Temperaturverteilung dargestellt. Die Schubfeste Verbindung bewirkt, dass die Einzelschichten sich nicht frei bewegen können.

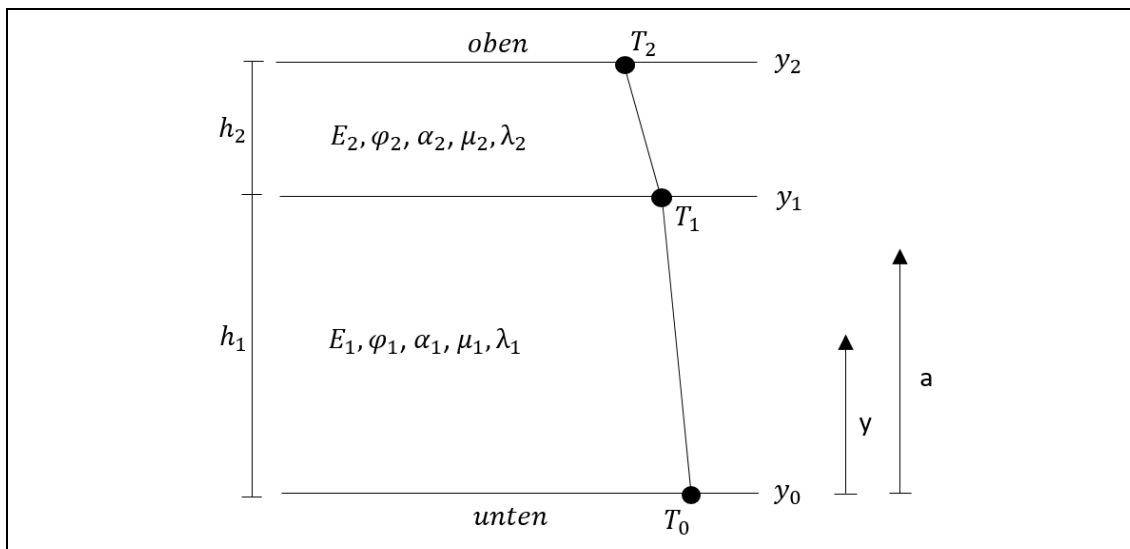


Bild 5-9: Balkenaufbau aus zwei miteinander Schubfest verbundenen Schichten mit Stoffwerten, geometrischen Größen und Temperaturverteilung (aus REINHARDT 1973, modifiziert von OTT 2018)

Bei einem zweischichtigen Balken, mit gleichen Wärmedehnzahlen  $\alpha_T$  bzw.  $\alpha_1$  für jede Schicht, erfährt der Balken bei gleichmäßiger Temperaturänderung  $T$  (Temperaturänderung an der Oberfläche und Unterseite gleich) eine gleichmäßige Längenänderung über den ganzen Querschnitt. Besitzen die Schichten unterschiedliche Wärmedehnzahlen  $\alpha_1$  und  $\alpha_2$ , sind aber nicht verbunden, so wird sich nach Gl. 5-3 das Verformungsbild gemäß Bild 5-10, Teilbild b anpassen (entspricht zwei Einschichtsystemen). Sind die

beiden Schichten schubfest miteinander verbunden, so strebt das Bauteil dazu, nicht nur bei einem Temperaturgradienten (siehe Einschichtsystem), sondern auch bei einer gleichmäßigen Temperaturänderung, Eigenspannungen aufzubauen (s. Bild 5-10, Teilbild c). Somit reagieren die Schichten bei unterschiedlichen Wärmeausdehnungskoeffizienten immer verschieden auf eine Temperaturänderung und erzeugen somit Eigenspannungen.

Wird der Balken an beiden Enden durch feste Auflager gehalten, ist eine Längenänderung behindert (s. Bild 5-10, Teilbild d). Ist zudem aufgrund von Eigengewicht oder Auflasten eine teilweise oder vollständige Rückverformung der Verwölbung möglich, heben sich die Terme der mittleren Dehnung und der Krümmung aus Gl. 5-6 auf und in den einzelnen Schichten entstehen konstante Spannungsblöcke. Die Rückverformung hängt dabei stark von der Balkenlänge (bzw. Plattenlänge) ab. Erst wenn die kritische Plattenlänge erreicht ist, wird das Eigengewicht so groß, dass es die Aufwölbung überdrückt.

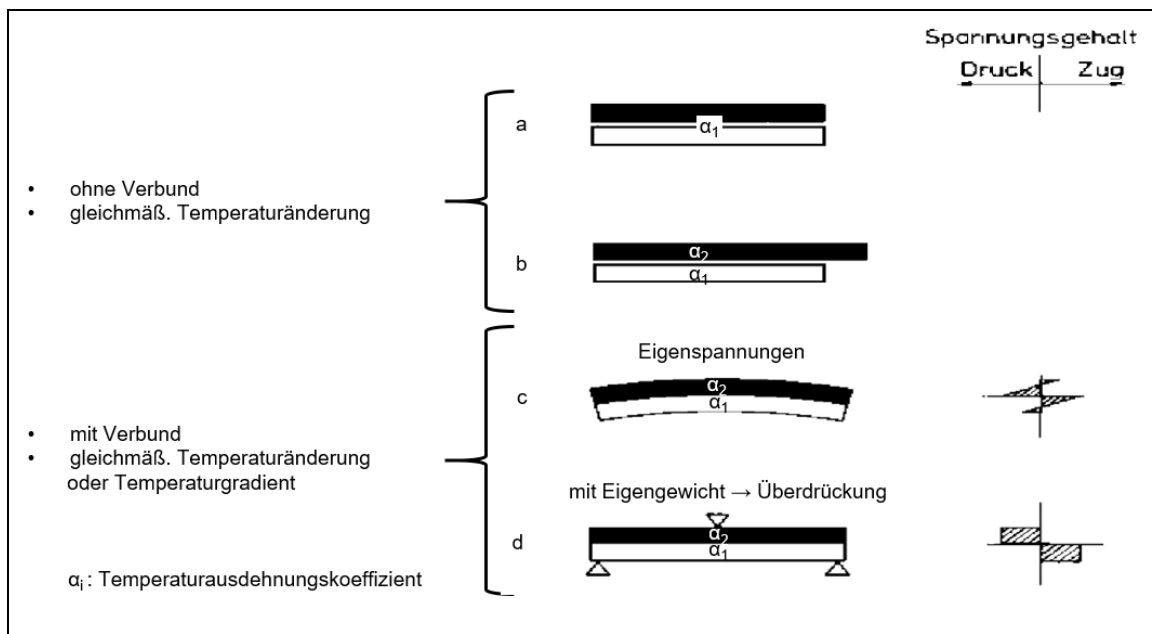


Bild 5-10: Spannungen eines zweischichtigen Balkens unter Temperatureinfluss. Bei freier Dehnung/Verwölbung entstehen lineare Spannungsverläufe - Eigenspannungen (c). Wird die freie Dehnung/Verwölbung des Systems verhindert, entstehen in den einzelnen Schichten konstante Spannungsblöcke (d) (aus SODEIKAT 2001)

Für einen Balken dessen Temperaturdehnzahl in der oberen Schicht größer ist als in der unteren Schicht und der an der Oberseite kalte und an der Unterseite warme Temperaturen erfährt (Herbstfall), stellt sich schematisch der in Bild 5-11 angegebene Horizontalspannungsverlauf über den Querschnitt ein. Die obere Schicht versucht sich mehr als die untere Schicht zusammenzuziehen.

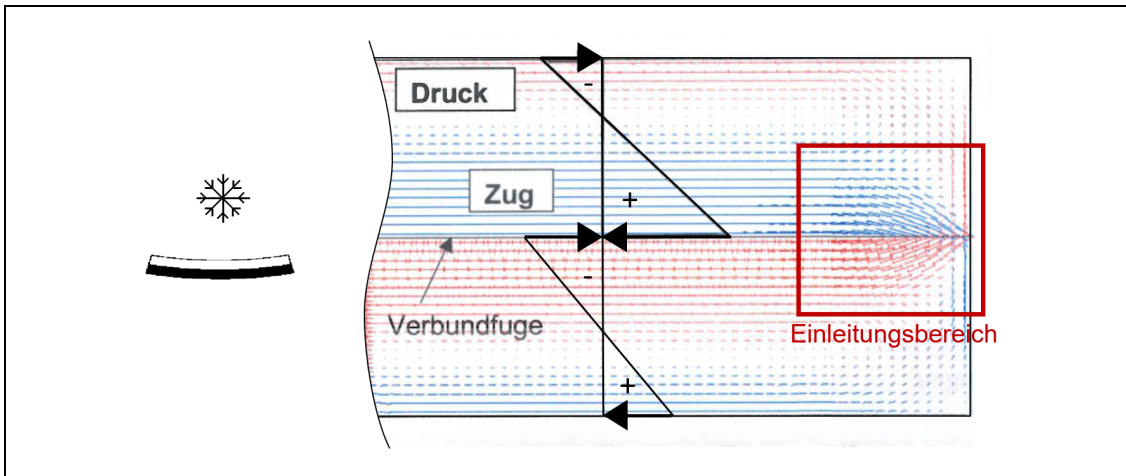


Bild 5-11: Spannungstrajektorien eines Balkens mit Horizontalspannungsverlauf über die Querschnittshöhe und dem Spannungseinleitungsbereich (roter Rahmen) (aus SODEIKAT 2001)

### Entstehung von Schubspannungen am Zweischichtsystem

Horizontalspannungen und Schubspannungen stehen im Gleichgewicht. Da im Einleitungsbereich (s. Bild 5-11, roter Rahmen) die Horizontalspannungen abnehmen und im Endbereich des Balkens eingeleitet werden, entstehen zwangsweise Schubspannungen.

Durch die Temperatureinwirkung entstehen Schubkräfte in der Verbundfuge. Diese Schubkräfte wirken aber nur im Randbereich, weil hier die Verschiebungen am größten sind. Sobald Schubspannungen über die Einleitungslänge  $l_E$  in Horizontalspannungen umgewandelt sind, liegen keine Schubkräfte in der Verbundfuge mehr vor und zwischen den Einleitungsbereichen an den beiden Balkenenden ist kein Verbund der Schichten mehr nötig (SODEIKAT 2001). Die Einleitungslänge ist abhängig von Schichtdicke und den Steifigkeitsverhältnissen, weshalb nach REINHARDT (1973) die Gl. 5-7 nur einer Näherung entspricht.

$$l_E = 2 \cdot h_i$$

Gl. 5-7

Mit:

$l_E$ : Einleitungslänge der Horizontalspannung

$h_i$ : Schichtdicke der Schicht  $i$

Die Schubkräfte können aus den Horizontalspannungen berechnet werden und werden an den Oberflächen zu Null:

$$S_i = S_{i-1} + \frac{\sigma_{i,o} + \sigma_{i,u}}{2} \cdot h_i$$

Gl. 5-8

Mit:

$S_i$ : Schubkraft der Schicht  $i$

$S_{i-1}$ : Schubkraft der unterhalb Schicht  $i$  liegenden Schicht

$\sigma_{i,o}$ : Horizontalspannung der oberen Schichtgrenze

$\sigma_{i,u}$ : Horizontalspannung der unteren Schichtgrenze

Die Schubkräfte in der Verbundfuge sind am Balken- bzw. Plattenrand null, steigen rasch an und sind nach der Einleitungslänge  $l_E$  vollständig eingeleitet. Ab hier wirken die Horizontalspannungen vollständig. Die maximalen Schubspannungen treten bei etwa einem Zehntel der Einleitungslänge auf und erreichen – theoretisch und experimentell ermittelt – folgenden Wert:

$$\tau_{max,i} = 3,5 \cdot \frac{S_i}{l_{E,i}} \quad \text{Gl. 5-9}$$

Erreicht die maximale Schubspannung die Schubfestigkeit der Verbundfuge bzw. im vorliegenden Fall die des Betons, dann lösen sich die Schichten voneinander ab und ein Riss entsteht.

### Entstehung von Schälspannungen am Zweischichtsystem

Zusätzlich zu den Horizontal- und Schubspannungen entstehen an einem Verbundbalken Schälspannungen, welche ebenso im Gleichgewicht mit den oben genannten Spannungen stehen. Weil Horizontalspannung sowie Schubspannung am Rand null sind, hält die Schälspannung das Gleichgewicht aufrecht und erreicht seinen Maximalwert direkt am Rand (nach ca. 1 cm) (SODEIKAT 2001).

Durch Spannungen mit verschiedenen Vorzeichen direkt oberhalb und unterhalb der Verbundfuge entsteht ein Biegemoment um die Fuge herum (s. Bild 5-12). Das Biegemoment steht mit einem vertikalen Kräftepaar im Gleichgewicht, was der Schälspannung  $\sigma_y$  entspricht. Die Verteilung der Schälspannung analytisch zu berechnen ist nicht möglich, sondern muss mit Näherungsverfahren, wie z.B. einer FE-Berechnung, ermittelt werden (SODEIKAT 2001). Obwohl sie zusammen mit der Schubspannung in der Verbundfuge wirkt und Kräfte hervorruft, kann sie im nachfolgenden analytischen Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt werden.

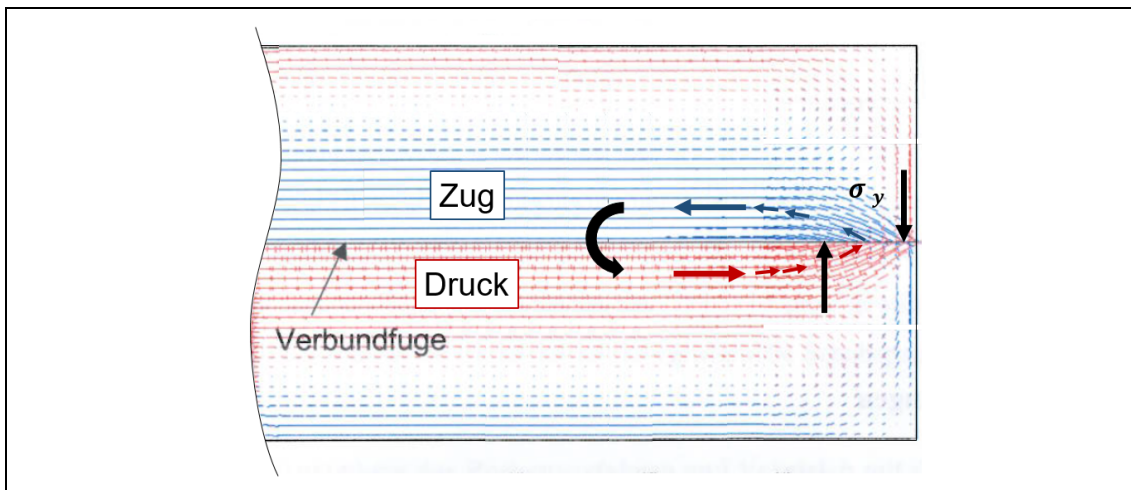


Bild 5-12: Entstehung der Schälspannung  $\sigma_y$  aus dem Biegemoment um die Verbundfuge (aus: SODEIKAT 2001)

### Eingangsgrößen für das analytische Berechnungsverfahren

Die abgeleiteten Beziehungen sollen auf folgendes Beispiel angewandt werden. Eine Betonfahrbahndecke sei einschichtig/zweilagig aufgebaut, bei der sich infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion Schichten mit unterschiedlichen mechanischen und physikalischen Betoneigenschaften ausgebildet hat. Folgende Werte werden der Berechnung zugrunde gelegt:

Stoffkennwerte / Geometrie	obere Schicht (geschädigt)	untere Schicht (nicht geschädigt)
Elastizitätsmodul	$E_2 = 34.566 \text{ N/mm}^2$	$E_1 = 43.301 \text{ N/mm}^2$
Kriechzahl	$\varphi_2 = 1,1$	$\varphi_1 = 0,5$
Wärmedehnzahl	$\alpha_2 = 11,7 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$	$\alpha_1 = 12,1 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$
Querdehnzahl	$\mu = 0,2$	
Wärmeleitfähigkeit	$\lambda = 1,5 \text{ W/(mK)}$	
Zugfestigkeit	$f_{ctm} = 2,9 \text{ N/mm}^2$	
Schubfestigkeit	$v_{Rdi} = 1,56 \text{ N/mm}^2$	
Dicke	$h_2 = 10 \text{ cm}$	$h_1 = 20 \text{ cm}$

Temperaturkennwerte	Plattenoberfläche	Plattenunterseite
Frühling	$T_2 = +30^\circ\text{C}$	$T_0 = +3^\circ\text{C}$
Herbst	$T_2 = -20^\circ\text{C}$	$T_0 = +7^\circ\text{C}$
Nullspannungstemperatur	$T_{Nullsp.} = 15^\circ\text{C}$	

Tab. 5-7: Eingangswerte für das analytische Berechnungsverfahren

### Elastizitätsmodul

Für das analytische Berechnungsverfahren wurde für die obere, AKR-geschädigte Schicht ein charakteristischer Elastizitätsmodul (5 % Quantil) von  $E_2 = 34.566 \text{ N/mm}^2$  und für die untere, ungeschädigte Schicht ein charakteristischer Elastizitätsmodul (5 % Quantil) von  $E_1 = 43.301 \text{ N/mm}^2$  gewählt. Die gewählten Elastizitätsmodul stammen aus einer von MIELICH & ÖTTL (2020) untersuchten AKR-geschädigten Betonfahrbahnplatte.

### Kriechzahl

Zum Kriechverhalten von Straßenbetonen nach AKR-provozierender Lagerung sind in Deutschland nur die Versuche von MIELICH et al. (2019) bekannt. Der als grobe Gesteinskörnung eingesetzte Rhyolith entsprach in der Art und Herkunft jenem Rhyolith, wie er bei der AKR-geschädigten Betonfahrbahnplatte zum Einsatz kam. Die Autoren berichten darüber, dass die Zufuhr externer Alkalien das spezifische Kriechen vergrößert. Aus den Untersuchungen können die ermittelten Kriechzahlen von  $\varphi_2 = 1,1$  für die obere Schicht (geschädigt) und  $\varphi_1 = 0,5$  für die untere Schicht (ungeschädigt) übernommen werden.

### Wärmedehnzahl

An den Prüfkörpern zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls ( $E_2$  und  $E_1$ ) wurde zusätzlich die Wärmedehnzahl bestimmt. Die Wärmedehnzahl  $\alpha_2$  wurde für die obere, geschädigte Schicht zu  $11,7 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  und zu  $\alpha_1$  für die untere, ungeschädigte Schicht zu  $12,1 \cdot 10^{-6} \text{ 1/K}$  ermittelt.

### Querdehnzahl

Die Querdehnzahl wurde ohne Unterscheidung von oberer zu unterer Schicht zu 0,2 angenommen.

### Wärmeleitfähigkeit

Nach DIN EN ISO 10456:2010-05 wird für einen Beton mittlerer Rohdichte von 1800 bis 2200 kg/m<sup>3</sup> eine Wärmeleitfähigkeit zwischen 1,15 und 1,65 W/(mK) angegeben. Für die Berechnung wird daher die Wärmeleitfähigkeit  $\lambda = 1,5$  gewählt. Eine Unterscheidung zwischen oberer und unterer Schicht wurde nicht vorgenommen.

### Zugfestigkeit

Der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit von Beton kann aus der Druckfestigkeit des Betons abgeschätzt werden. Nach DIN EN 1992-1-1:2001-01 ergibt sich der Mittelwert der zentrischen Zugfestigkeit für einen Beton der Druckfestigkeitsklasse C30/37 zu 2,9 MPa.

### Schubfestigkeit

Für das analytische Berechnungsverfahren wurde angenommen, dass sich bei einer AKR zwischen zwei schubfest miteinander verbundenen Schichten Grenzflächen ausbilden, die als Störflächen zu betrachten sind. Für den Verbund zweier Betonschichten kann eine Verbundfestigkeit nach DIN EN 13877-2:2013-06 angegeben werden. Diese berechnet sich zu:

$$X_M \geq f_v + 1,4 s_n \quad \text{Gl. 5-10}$$

Mit:

$X_M$ : der Mittelwert der Verbundfestigkeit zwischen zwei Betonschichten, in MPa

$f_v$ : die für Beton übliche Verbundfestigkeit beträgt 1,0 MPa

$s_n$ : Standardabweichung; für  $s_n < 0,4$  ist ein Wert von 0,4 zu verwenden

Der Mittelwert der Verbundfestigkeit  $X_M$  zwischen zwei Betonschichten lässt sich somit nach Gl. 5-10 zu 1,56 MPa berechnen. Die Verbundfestigkeit kann für die Berechnungen in etwa der Schubfestigkeit  $\tau_{Rd}$  gleichgesetzt werden.

### Dicke

Die Dicke der Fahrbahndecke wird zu 30 cm angenommen. Die obere, AKR-geschädigte Schicht wird zu  $h_2 = 10 \text{ cm}$  und die untere, nicht AKR-geschädigte Schicht zu  $h_1 = 20 \text{ cm}$  gewählt.

### Temperaturkennwerte

HOHENBERGER (1970) betrachtete in seinen Untersuchungen ein Jahr lang die Temperaturverteilungen in einer Betonplatte. Seine Ergebnisse zeigten, dass die Plattendicke hierfür keine entscheidende Rolle spielt. Die bei der Messung registrierten Extremwerte beliefen sich für einen positiven Temperaturgradienten von +0,72 K/cm und für einen negativen Temperaturgradienten von -0,50 K/cm. Da eine Feuchtigkeitsänderung in der Auswirkung einer Temperaturänderung gleichgesetzt werden kann, ist nach HOHENBERGER (1970) in Deutschland mit einem maximal auftretenden Temperaturgradienten von 0,9 K/cm zu rechnen.

Für eine Plattendicke von 30 cm errechnet sich somit die Temperaturdifferenz zu 27 K. Obwohl der negative Temperaturgradient etwas kleiner ist als der Positive, wird in der Berechnung für beide Fälle +/- 27 K verwendet. Für den Frühlingsfall werden an der Plattenoberseite +30°C und an der Plattenunterseite +3°C angenommen. Im Herbstfall dreht sich das Temperaturgefälle um und die Plattenoberfläche erfährt -20°C und die Plattenunterseite +7°C.

### Nullspannungstemperatur

Die Nullspannungstemperatur ist gerade die Temperatur, bei der keine Spannungen in der Fahrbahndecke auftreten. Aus diesem Zustand heraus ergeben sich Spannungszustände infolge wechselnder klimatischer



Bedingungen. Die Nullspannungstemperatur ist zunächst abhängig von der Betonzusammensetzung und den Bedingungen während des Einbaus, wie z.B. Temperatur, Luftfeuchte, Art und Dauer der Nachbehandlung, Zeitpunkt des Fugenschneidens. Verschmutzen mit den Nutzungsjahren die Scheinfugen, sinkt die Nullspannungstemperatur ab, da sich in der Betonfahrbahndecke durch das behinderte Längsdehnungsbestreben bereits früher Spannungen aufbauen können. Für die Berechnungen wurde eine Nullspannungstemperatur von 15°C angenommen.

### Spannungsberechnung

Die Ergebnisse der Spannungsberechnungen sind für den Frühlingsfall in Tab. 5-8 und den Herbstfall in Tab. 5-9 zusammengestellt. Da im Herbstfall die größeren Spannungen ermittelt wurden, sind diese zusätzlich grafisch in Bild 5-13 dargestellt.

	Einwirkung	Grenzwert [N/mm <sup>2</sup> ]
Normalspannungen [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{obere Schicht, oben}} = 0,04$	$\sigma_{Rd} = 2,90$
	$\sigma_{\text{obere Schicht, unten}} = 0,01$	
	$\sigma_{\text{untere Schicht, oben}} = -0,08$	
	$\sigma_{\text{untere Schicht, unten}} = 0,05$	
Schubkräfte [N/mm]	$S_{\text{Plattenoberfläche}} = 0,00$	
	$S_{\text{Fuge}} = -2,56$	
	$S_{\text{Plattenunterseite}} = 0,00$	
max. Schubspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{max}} = -0,02$	$\tau_{Rd} = X_M = 1,56$

Tab. 5-8: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen für den Frühlingsfall

	Einwirkung	Grenzwert
Normalspannungen [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{\text{obere Schicht, oben}} = -0,07$	$\sigma_{Rd} = 2,90$
	$\sigma_{\text{obere Schicht, unten}} = -0,09$	
	$\sigma_{\text{untere Schicht, oben}} = 0,21$	
	$\sigma_{\text{untere Schicht, unten}} = -0,14$	
Schubkräfte [N/mm]	$S_{\text{Plattenoberfläche}} = 0,00$	
	$S_{\text{Fuge}} = 7,91$	
	$S_{\text{Plattenunterseite}} = 0,00$	
Max. Schubspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{\text{max}} = 0,07$	$\tau_{Rd} = X_M = 1,56$

Tab. 5-9: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen für den Herbstfall

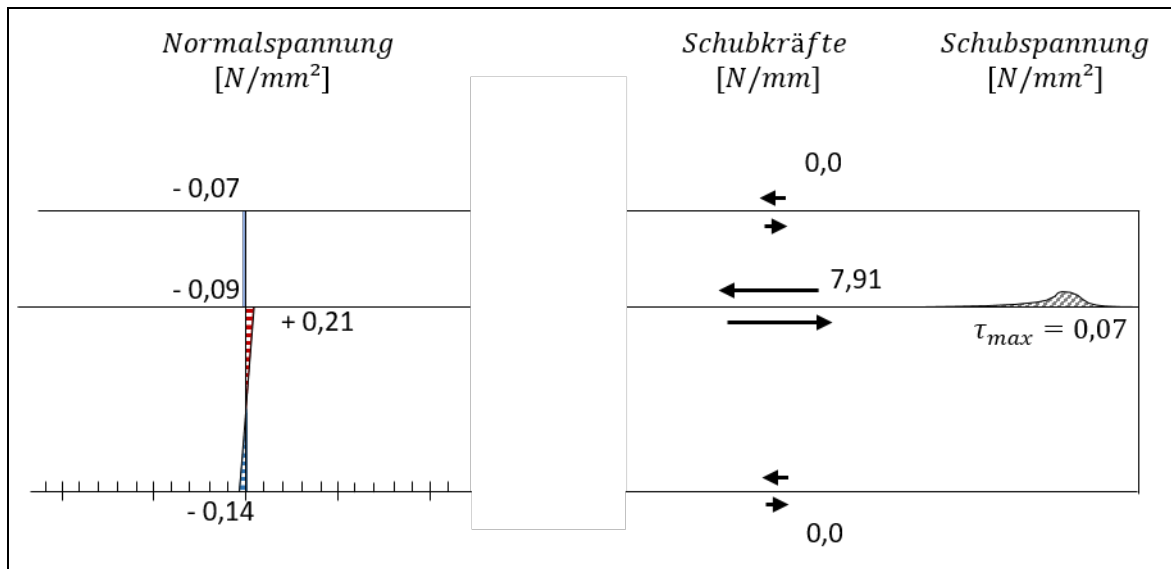


Bild 5-13: Verteilung der Normalspannungen, der Schubkräfte und der Schubspannung für den Herbstfall

Tab. 5-8 und Tab. 5-9 zeigen, dass die sich durch eine AKR bildenden Schichten mit unterschiedlichen mechanischen/physikalischen Eigenschaften keine Schubspannungen und Normalspannungen in der Fahrbahnplatte erzeugen lassen, die Rissbildungen verursachen könnten.

Im obigen Berechnungsverfahren wurde der Fall, dass die AKR selbst zu einer Ausdehnung des Betons führt, noch nicht berücksichtigt. MIELICH & REINHARDT (2016) beschreiben die AKR-bedingte Dehnungszunahme und die Auswirkungen auf die Wärmedehnzahl wie folgt: Bei einer Temperatur- und Feuchtezufuhr dehnt sich der Beton aus. Bei einem alkaliempfindlichen Beton kommt es zusätzlich zu einer Dehnungszunahme, die auf den Ablauf einer AKR zurückzuführen ist. Nach Beendigung der Temperatur- und Feuchtezufuhr gehen die temperatur- und feuchtebedingten Dehnungen fast vollständig zurück. Die verbleibende Restdehnung größer als 0,1 mm/m kann der AKR zugeordnet werden (DAfStb 2015). Damit eine reversible Dehnung physikalisch überhaupt möglich ist, muss sich zwangsläufig die Wärmedehnzahl verringern. Im Umkehrschluss bedeutet das, dass im Berechnungsverfahren nicht nur die AKR-bedingten Änderungen der mechanischen/physikalischen Eigenschaften ( $E, \varphi, \alpha_T$ ) angesetzt werden müssen, sondern auch die AKR-bedingte Dehnung selbst. Das soll folgender Versuch verdeutlichen.

Die verbleibende Restdehnung im Klima bei 20°C mit 65 % rel. Luftfeuchte bestimmt an Prüfkörpern nach AKR-provozierender Lagerung (FIB-Klimawechselagerung) wurde zu 0,457 und 0,399 mm/m ermittelt. Bei einer anschließenden Änderung der klimatischen Temperatur- und Feuchtebedingungen auf 40°C und 100 % rel. Luftfeuchte wurde eine Gesamtverformung von 0,838 und 0,794 mm/m gemessen. Diese Gesamtverformung stammt offensichtlich aus AKR, Temperatur und Feuchte. Für die nachfolgende Berechnung wurde eine Gesamtverformung, bestehend aus AKR, Temperatur und Feuchte, von 0,8 mm/m angesetzt.

Um die zusätzlichen Dehnungsanteile berücksichtigen zu können, muss die Gl. 5-6 um die Dehnungsanteile aus AKR  $\varepsilon_{AKR}$  und Feuchte  $\varepsilon_{Feuchte}$  erweitert werden (s. Gl. 5-11).

$$\sigma_x(y) = -E' \cdot \left[ \varepsilon_T(y) + \frac{y-a}{R} - \varepsilon_m + \varepsilon_{AKR} + \varepsilon_{Feuchte} \right] \quad \text{Gl. 5-11}$$

Eine Erweiterung der Gl. 5-11 durch Addition der Terme AKR  $\varepsilon_{AKR}$  und Feuchte  $\varepsilon_{Feuchte}$  würde dazu führen, dass die Krümmung und die mittlere Dehnung nicht nur von  $\varepsilon_T(y)$ , sondern jetzt auch von  $\varepsilon_{AKR}$  und  $\varepsilon_{Feuchte}$  abhängig wären. Um das Gleichgewicht von Gl. 5-11 wiederherzustellen, müsste die Krümmung und die mittlere Dehnung hergeleitet werden. Um dieses zu umgehen, werden die zusätzlichen Dehnungen aus AKR und Feuchte in der oberen Schicht durch eine Veränderung der Wärmedehnzahl realisiert. Die Wärmedehnzahl  $\alpha_T$  der oberen Schicht wird mit einem Faktor  $f_{T,F,AKR}$  beaufschlagt (s. Gl. 5-12), so dass

mit dem neuen Koeffizient  $\alpha_{T,F,AKR}$  die Dehnung  $\varepsilon_T(y)$  bzw.  $\varepsilon_{T,F,AKR}(y)$  der oberen Schicht einer Gesamtverformung von 0,8 m/mm entspricht (s. Gl. 5-13).

$$\alpha_{T,F,AKR} = f_{T,F,AKR} \cdot \alpha_{T,obere\ Schicht} \quad \text{Gl. 5-12}$$

$$\varepsilon_{T,F,AKR}(y) = \alpha_{T,F,AKR} \cdot T = 0,8 \text{ m/mm} \quad \text{Gl. 5-13}$$

Um ein konstantes Dehnungsbestreben der oberen Schicht zu ermöglichen, werden die Temperaturen an der Schichtoberkante ( $y_2$ ) und –unterkante ( $y_1$ ) gleichgesetzt (s. Bild 5-9). Hierfür wird in den Berechnungen für die Wärmeleitzahl  $\lambda_2$  ein sehr großer Wert eingesetzt. Ferner wird der Anteil an gleichmäßiger Temperaturerhöhung ausgeschlossen. Die Temperatur an der Schichtgrenze (entspricht nun auch der Temperatur der kompletten oberen Schicht) wird aus dem jeweiligen Frühling- oder Herbstfall der vorherigen Spannungsberechnung übernommen, womit erreicht wird, dass der Temperaturverlauf der unteren Schicht den vorherigen Berechnungen entspricht.

Die Berücksichtigung der Gesamtverformung in der oberen Schicht  $\varepsilon_T(y)$  über  $\alpha_{T,F,AKR}$  auf 0,8 mm/m bildet jetzt eine konstante Dehnung aus Temperatur, Feuchte und AKR ab (s. Gl. 5-14). Die untere Schicht verhält sich wie in der vorherigen Berechnung und erfährt aufgrund des Temperaturgradienten nur eine geringe Dehnung (s. Gl. 5-15).

$$\sigma_{x,obere\ S.}(y) = -E \cdot \left[ \varepsilon_{T,F,AKR}(y) + \frac{y-a}{R} - \varepsilon_m \right] \quad \text{Gl. 5-14}$$

$$\sigma_{x,untere\ S.}(y) = -E \cdot \left[ \varepsilon_T(y) + \frac{y-a}{R} - \varepsilon_m \right] \quad \text{Gl. 5-15}$$

Die Ergebnisse für diesen Berechnungsfall sind in Tab. 5-10 aufgeführt und grafisch in Bild 5-14 dargestellt. Der Herbst- und Frühlingfall sind nur dahingehend zu unterscheiden, dass die Ergebnisse zu einem gedrehten Vorzeichen führen.

	Einwirkung	Grenzwert
Normalspannungen [N/mm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{obere\ Schicht, oben} = -0,40$	$\sigma_{Rd} = 2,90$
	$\sigma_{obere\ Schicht, unten} = -6,80$	
	$\sigma_{untere\ Schicht, oben} = 9,09$	
	$\sigma_{untere\ Schicht, unten} = -5,49$	
Schubkräfte [N/mm]	$S_{Plattenoberfläche} = 0,00$	
	$S_{Fuge} = 359,66$	
	$S_{Plattenunterseite} = 0,00$	
Max. Schubspannung [N/mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{max} = 3,15$	$\tau_{Rd} = X_M = 1,56$

Tab. 5-10: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen unter Berücksichtigung der AKR-bedingten Dehnung in der oberen Schicht

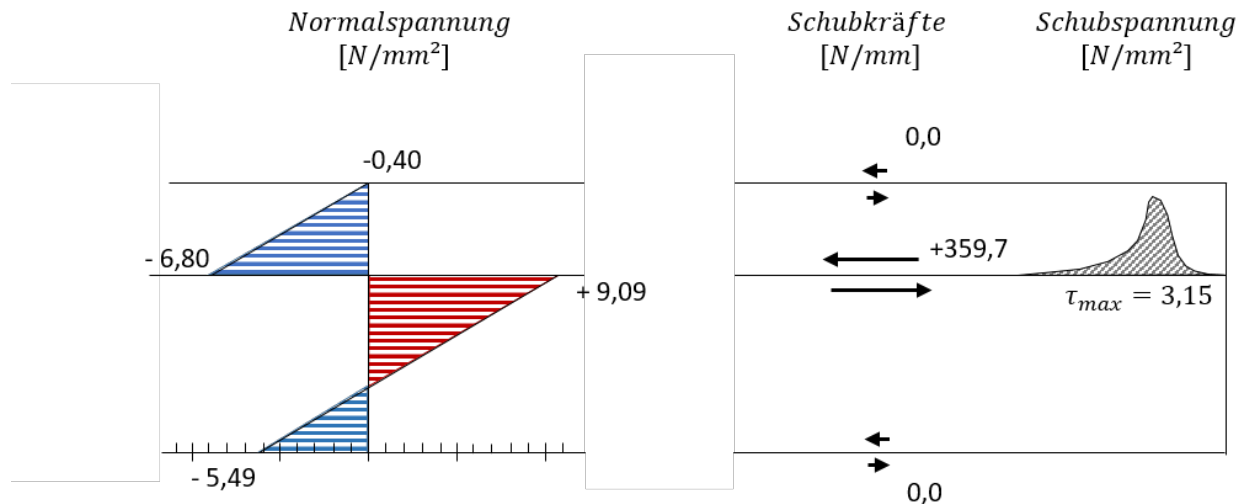


Bild 5-14: Verteilung der Normalspannungen, der Schubkräfte und der Schubspannung unter Berücksichtigung der AKR-bedingten Dehnung in der oberen Schicht

### Diskussion – Normalspannung und Schubspannung

Durch die Annahme einer Gesamtverformung von  $0,8 \text{ mm/m}$  aus AKR, Temperatur und Feuchte, ergibt sich eine Schubspannung ( $\tau_{max} = 3,15 \text{ MPa}$ ) in der Schichtgrenze, die die Schubfestigkeit  $\tau_{Rd}$  bzw.  $X_M$  von  $1,56 \text{ MPa}$  rechnerisch überschreitet. In diesem Fall wäre mit einer horizontal gerichteten Rissbildung zu rechnen. Aber auch die errechnete Normalspannung ( $\sigma_{\text{untere Schicht, oben}} = 9,09 \text{ MPa}$ ) überschreitet die angenommene Zugfestigkeit  $\sigma_{Rd}$  von  $2,9 \text{ MPa}$ . Es stellt sich somit die Frage, welcher Spannungsgrenzwert als erstes erreicht wird. Ein Versagen des Betons über die Normalspannung ist nahezu ausgeschlossen, weil hierbei ein vertikaler Riss direkt unterhalb der Schichtgrenze und nach der Einleitungslänge entstehen würde, dieser aber in-situ nicht festgestellt wird.

In MIELICH (2019b) wurde gezeigt, dass die mechanischen Betoneigenschaften bei einer schädigenden AKR stark richtungsabhängig sind. Betoneigenschaften rechtwinklig zur Plattenebene werden deutlich schneller und stärker abgemindert als parallel zur Plattenebene. Dadurch ist es durchaus denkbar, dass die Schubspannung die Schubfestigkeit (Schubfestigkeit als Verbund- bzw. Zugfestigkeit rechtwinklig zur Plattenebene) schneller erreicht, als die Normalspannung die Zugfestigkeit des Betons (Zugfestigkeit parallel zur Plattenebene).

Eine weitere Möglichkeit, warum es zum Schubversagen in der Platte kommt, ist die Schälspannung. Diese entsteht direkt neben der maximalen Schubspannung und konnte im analytischen Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt werden. SODEIKAT (2001) erwähnt die maximale Schälspannung etwa einen Zentimeter vom Rand entfernt und damit direkt neben der maximalen Schubspannung, die bei circa  $1/10$  der Einleitungslänge liegt. Eine gegenseitige Beeinflussung ist durchaus anzunehmen und könnte im Zusammenspiel den Grenzwert für die Schubfestigkeit des Betons früher erreichen als die Normalspannung die Zugfestigkeit. Nach Rechenbeispielen von SODEIKAT liegt die Schälspannung immer über dem Wert der Schubspannung, meist im Bereich des doppelten Wertes. Sie erweist sich damit sogar als die größere Beanspruchung der beiden Spannungen und ist mit hoher Wahrscheinlichkeit an der Horizontalrissbildung beteiligt. Wie bereits erwähnt, kann die Schälspannung in einem analytischen Berechnungsverfahren nicht berücksichtigt werden, sollte aber in Zukunft Anlass für weitere numerische Berechnungen sein.

## **Diskussion – Einfluss der Bauweise**

Wie bereits in (MIELICH 2019a) gezeigt wurde, tritt eine schädigende AKR nicht nur im Oberbeton, sondern auch im Unterbeton auf. Für die Spannungssituation sind dabei folgende Szenarien denkbar:

Szenario 1: Die schädigende AKR und die resultierenden Dehnungen finden bei einschichtiger Bauweise sowie bei zweischichtiger Bauweise - vorausgesetzt Ober- und Unterbeton sind alkaliempfindlich - über den gesamten Querschnitt statt.

Szenario 2: Die schädigende AKR und die daraus resultierende Dehnung findet nur im Unterbeton statt.

In beiden Szenarien wird die Scheinfuge zwischen den Fahrbahnplatten überdrückt und die behinderte Dehnung sorgt für eine Druckspannung im Bereich unterhalb des Kerbschnittes. Im Bereich des Kerbschnittes kann sich der Beton jedoch ungehindert in die Kerbfuge hinein ausdehnen. Während in Szenario 1 schon die AKR-bedingte Dehnung ausreicht, um für eine Betonausdehnung in die Fuge hinein zu sorgen, wird in Szenario 2 eine Dehnungswirkung aus Temperatur und Feuchte benötigt. Da durch die dauerhafte Druckspannung im unteren Teil der Platte die Scheinfuge ständig geschlossen ist, führt jede noch so kleine Einwirkung aus Temperatur oder Feuchte zu einer Dehnungsdifferenz zwischen oberer und unterer Schicht.

Bei beiden Szenarien entsteht eine ähnliche Spannungssituation wie im gezeigten Berechnungsverfahren. Das Zweischichtsystem erfährt in einer Schicht eine Dehnung, während die andere Schicht keine bis kaum eine Dehnung erfährt. Dies führt zwangsläufig zu Schubspannungen in der Schichtgrenze, die in selber Größenordnung wie die Ergebnisse obiger Berechnung liegen dürften. Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung bei zweischichtiger Bauweise wurden bereits an Fahrbahndecken in Sachsen-Anhalt, Brandenburg und im Freistaat Thüringen durch die Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart nachgewiesen.

### **5.2.3 Zusammenfassung und Ausblick**

Die Dimensionierung nach RDO Beton (FGSV 2009d), wie sie im Verfahren 1 angewandt wurde, vergleicht das aus der Verkehrs- und Temperaturbelastung resultierende einwirkende Biegemoment mit dem durch die zugbelastete Randfaser aufnehmbaren Biegemoment. Die rechnerischen Ausführungen nach dem Verfahren 2 haben jedoch gezeigt, dass die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Kombination mit der Bauweise Belastungszustände erzeugt, so dass sich Schichten, die im gegenseitigen Verbund zueinander stehen, sich nicht frei verformen können. Infolge der Einleitung und Umlenkung der horizontalen Spannungen in den Plattenendbereichen entstehen Schub- als auch Schälspannungen. Erreichen die Schubspannungen die Schubfestigkeit des Betons, die näherungsweise der Verbund- bzw. der Zugfestigkeit (rechtwinklig zur Plattenebene) gleichgesetzt werden kann, kommt es zum Schubversagen. Die Folge sind Risse im Endbereich der Betonfahrbahnplatten, die horizontal gerichtet sind. Zukünftig ist daher bei AKR-verdächtigen Betonfahrbahnplatten den auftretenden Schubspannungen große Aufmerksamkeit zu widmen. Berechnungsmethoden und die Bedeutung von Materialparametern, wie sie in der RDO Beton Anwendung finden, sind für AKR-verdächtige Betonfahrbahnplatten nicht geeignet.

## **5.3 Falling Weight Deflectometer (FWD)**

### **5.3.1 Allgemeines**

MIELICH & ZWARGER (2019) führten Verformungsmessungen im Labor während eines Belastungsversuchs an Betonteilen durch, die aus einer Fahrbahnplatte mit einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion entnommen wurden. Für die Untersuchungen standen zwölf Betonteile zur Verfügung. Sechs Betonteile wurden an angrenzenden Fugenkreuzen entnommen, drei Betonteile an angrenzenden Querfugen, zwei Betonteile an angrenzenden Längsfugen und ein Betonteil aus Plattenmitte. Für alle Bauteile haben die Autoren eine Risskartierung über den Querschnitt erstellt. Die festgestellten Risse über den Gesamtquerschnitt verliefen meist horizontal, traten auf Dübel- und Ankerhöhe auf, aber auch ober- und unterhalb von Dübeln und Ankern. Die Risse reichten zum Teil mehrere Zentimeter in die Platte hinein und nahmen visuell betrachtet in der Reihenfolge Plattenmitte,

Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz zu. Anschließend wurden an definierten Positionen der Betonteile Verformungen während eines Belastungsversuchs gemessen. Der Versuch wurde speziell dafür entwickelt, um die Verformungen senkrecht zur Belastungsoberfläche (Vertikalverformungen) zu ermitteln, die sich bei der Belastung der Betonteile mit und ohne Horizontalrisse ergeben. Aus den Belastungsversuchen konnten die Autoren schlussfolgern, dass die Vertikalverformungen und somit auch der Grad der Schädigung in der Reihenfolge Plattenmitte, Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz zunimmt. Das bedeutet, dass Belastungen aus jedem Radübergang (Be- und Entlastung) zu Vertikalverformungen in Bereichen führt, die durch einen AKR-bedingten Horizontalriss geschädigt sind. Die dadurch verursachten Vertikalverformungen aus jedem Radübergang führen in diesem Bereich der Fahrbahn zur Ermüdung des Betons. Eine zum Teil drastische Verringerung der zentralen Zugfestigkeit und des Elastizitätsmoduls sind das Ergebnis (MIELICH 2019b).

Es stellte sich daher die Frage, ob sich Vertikalverformungen aus einer Strukturschwächung auch in-situ mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) bestimmen lassen. Im Gegensatz zu den statischen Verformungsmessungen im Laborversuch, ist das FWD ein dynamisches Messgerät, bei dem ein Kraftstoß mittels einer Fallmasse auf die Oberfläche der Verkehrsflächenbefestigung aufgebracht wird. Die sich dabei einstellende kurzzeitige vertikale Verformung der Verkehrsflächenbefestigung wird im Lastzentrum sowie in verschiedenen Abständen von diesem mit Geofonen an ihrer Oberfläche gemessen (FGSV 2012a). Während die Belastungsversuche im Labor völlig spannungsfrei und ohne jeglichen Einfluss klimatischer Randbedingungen erfolgt, sind gerade diese bei in-situ Messungen zu berücksichtigen.

### 5.3.2 Untersuchungen und Ergebnisse

#### Betrachteter Streckenabschnitt 3 (s. Bild 4-1)

Für Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD-Messungen) bei unterschiedlichen Deckentemperaturen und anschließender Bohrkernentnahme, wurde der Streckenabschnitt auf der BAB A14 zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Nord und Leipzig-Mitte ausgewählt (km 85+050 bis km 85+000). Die Autobahn ist in diesem Bereich 6-streifig und zweibahnig ausgebaut und als Regelquerschnitt RQ 35,5 ausgeführt. Dem Verkehr stehen pro Richtung drei Fahrbahnen zur Verfügung. Die Autobahn wurde erstmalig 1999 für den Verkehr freigegeben:

BAB A14, RiFa Dresden, Abschnitt AS Leipzig-Nord – AS Leipzig-Mitte  
Fahrbahnaufbau (80 cm Gesamtdicke Oberbau), km 85+050 bis km 85+000  
(aus Bestandsunterlagen):

- 27 cm Betondecke, B35 gemäß ZTV Beton StB 93  
Bindemittel Zement CEM I, Festigkeitsklasse 32,5 R
- Geotextil alkalibeständig auf Polypropylenbasis
- 15 cm hydraulisch gebundene Tragschicht 0/32 mit erhöhter Festigkeit  
nach ZTV T-StB 95 ohne Kerben, Bindemittel Zement
- 38 cm Frostschuttschicht aus gebrochenem Material 0/45 ( $E_{v2} = 120 \text{ MN/m}^2$ )

#### Visuelle Begutachtung

##### BAB A14, RiFa Magdeburg – Dresden, km 85+050 bis km 85+000

Bild 5-15 zeigt eine Übersichtsaufnahme zwischen km 85+050 und km 85+000. Die am 31.07.2017, am 14.12.2017 und am 09.04.2018 visuell begutachteten Zustände an den Fugen sind in Bild A-32 bis Bild A-41 im Anhang 8 dokumentiert. Im untersuchten Streckenabschnitt wurde hauptsächlich die Schadenskategorie I

- Verfärbung im Bereich der Querfugen / Fugenkreuzungen
- keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildungen

sowie vereinzelt die Schadenskategorie II

- Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen

vorgefunden. Auf dem ausgewählten Streckenabschnitt sind keine Querfugen bzw. Fugenkreuze instandgesetzt.



Bild 5-15: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Nord und Leipzig-Mitte bei km 85+050 bis km 85+000 in Fahrtrichtung (links) und gegen die Fahrtrichtung (rechts)

**Auswertung der FWD-Messergebnisse**

Die FWD-Messungen im Streckenabschnitt zwischen km 80+050 und km 85+000 wurden am 31.07.2017, am 14.12.2017 und am 09.04.2018 durch die HS Anhalt im Beisein von Herrn Dr. Mielich durchgeführt. Die zugehörigen Luft- und Oberflächentemperaturen wurden mit einem Infrarot-Thermometer gemessen und sind in folgender Tabelle aufgeführt.

Datum	Lufttemperatur	Oberflächentemperatur
31.07.2017 (Sommer)	28,4°C - 34,7°C	28,2°C - 31,4°C
14.12.2017 (Winter)	4,6°C - 5,0°C	3,9°C - 5,2°C
09.04.2018 (Frühling)	14,0°C - 20,0°C	12,7°C - 15,4°C

Tab. 5-11: Luft- und Oberflächentemperaturen während den FWD-Messungen

Die FWD-Messungen erfolgten bei Stoßbelastungen von 50 kN, 75 kN und 100 kN in Plattenmitte, an den Querfugen und den Plattenecken auf OK Beton der Hauptfahrspur (s. Bild 5-16).

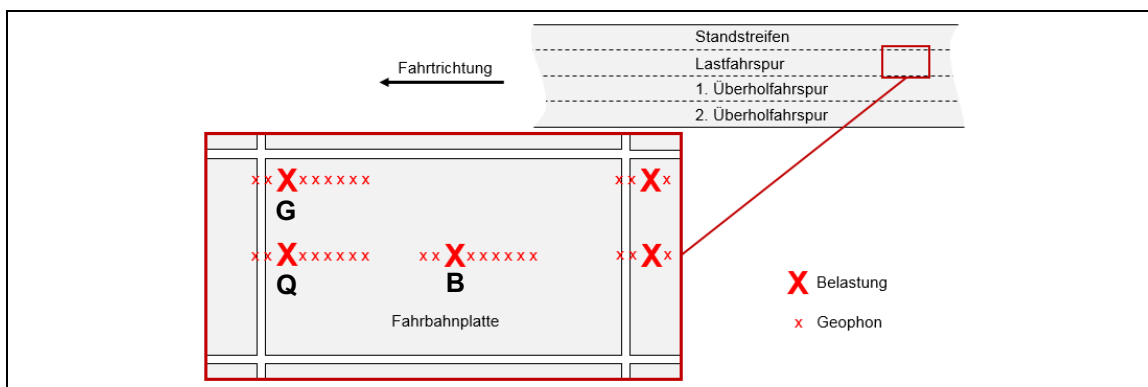


Bild 5-16: Belastungs- und Messpunkte der durchgeführten FWD-Messungen

Bei der Auswertung der FWD-Messungen in Tab. 5-12 sind nur die Deflexionen im Belastungspunkt berücksichtigt und in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit unter Angabe von Minimum, Maximum, Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie Anzahl der gemessenen Werte aufgetragen. Der Belastungsmittelpunkt Q zur Querfuge beträgt 26 cm und vom Belastungsmittelpunkt G zur Längs- und Querfuge ebenfalls 26 cm.

	Winter			Frühling			Sommer		
	B	Q	G	B	Q	G	B	Q	G
Min. [mm]	0,039	0,051	0,063	0,041	0,048	0,055	0,056	0,054	0,048
Max. [mm]	0,046	0,060	0,076	0,045	0,066	0,078	0,076	0,120	0,091
Mittelwert [mm]	0,042	0,056	0,069	0,042	0,057	0,065	0,067	0,083	0,067
Stabw. [mm]	0,002	0,003	0,004	0,001	0,006	0,007	0,007	0,022	0,014
Var. [%]	4,8	5,4	5,8	2,4	10,5	10,8	10,4	26,5	20,9
Anzahl [-]	10	10	10	10	10	10	10	10	10

Tab. 5-12: Auswertung der Deflexionsmessungen in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit unter Angabe von Minimum, Maximum, Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie Anzahl der gemessenen Werte

Aus den jeweils zehn Messungen im Winter, Frühling und Sommer, wurden aus dem Mittelwert und der Standardabweichung die Variationskoeffizienten für die Plattenmitte (B), die Querfuge (Q) und den Bereich des Fugenkreuzes (G) bestimmt (s. Tab. 5-12). Im Winter lagen die Variationskoeffizienten für die drei Belastungspunkte B, G und R mit 4,8 % bis 5,8 % sehr eng beieinander. Das ist ein Indiz dafür, dass die Fahrbahnplatte im Winter auf der gesamten Fläche gleichmäßig auf der Tragschicht aufliegt. Im Sommer, bei sehr heißen Temperaturen, steht die Platte unter Längsdruckspannungen und versucht sich aufzuwölben. Es ist daher zu vermuten, dass alle gemessenen Platten unterschiedlich auf der Tragschicht aufliegen und daher die Variationskoeffizienten zum Teil sehr deutlich ansteigen. Aus der Erfahrung sind Variationskoeffizienten zur Bewertung der Gleichmäßigkeit größer 10 % zu verwerfen.

Bei den Messungen im Winter zeigte sich (s. Tab. 5-12), dass die Deflexionen  $w$  im Belastungspunkt B am geringsten und am Belastungspunkt G am größten sind. Die relative Zunahme der Deflexion im Belastungspunkt Q wurde daher mit  $(w_Q - w_B)/w_B$  und im Belastungspunkt G mit  $(w_G - w_B)/w_B$  ermittelt und für die einzelnen Jahreszeiten in Tab. 5-13 angegeben (Anmerkung:  $(w_Q - w_B)/w_B$  entspricht gemäß FGSV (2017a) dem Tragfähigkeitsverhältnis TV-1).

Platten-Nr.	Winter		Frühling		Sommer	
	Querfuge Q $[(w_Q - w_B)/w_B]$	Fugenkreuz G $[(w_G - w_B)/w_B]$	Querfuge Q $[(w_Q - w_B)/w_B]$	Fugenkreuz G $[(w_G - w_B)/w_B]$	Querfuge Q $[(w_Q - w_B)/w_B]$	Fugenkreuz G $[(w_G - w_B)/w_B]$
189	0,29	0,64	0,41	0,68	0,40	0,25
190	0,28	0,51	0,23	0,44	0,03	-0,07
191	0,28	0,65	0,42	0,73	0,34	0,07
192	0,19	0,53	0,14	0,45	-0,14	-0,21
193	0,46	0,80	0,61	0,66	0,64	0,19
194	0,30	0,58	0,20	0,34	-0,11	-0,21
195	0,49	0,85	0,54	0,66	1,14	0,63
196	0,41	0,56	0,29	0,33	-0,09	-0,30
197	0,38	0,68	0,40	0,55	0,26	-0,01
198	0,35	0,70	0,33	0,55	0,13	-0,14

Tab. 5-13: Relative Zunahme der Deflexion  $w$  in Abhängigkeit vom Ort der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit

Im Winter ist die Zunahme der Deflexion im Bereich des Fugenkreuzes G am größten und liegt zum Teil deutlich über 0,50 (s. Tab. 5-13). Im Sommer als auch im Frühjahr wurde im Vergleich zum Winter ein sehr hoher Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung ermittelt (s. Tab. 5-14). Dieser Kennwert weist darauf hin, dass die Platten infolge der hohen Temperaturen unter hohen Längsdruckspannungen stehen müssen. Zusätzlich weist die Plattenmitte eine Verwölbung auf. Im Winter gehen die Längsdruckspannungen zurück. Dadurch ist der Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung im Vergleich zum Frühling und Sommer kleiner (s. Tab. 5-14).



Platten-Nr.	Winter		Frühling		Sommer	
	Querfuge Q [%]	Fugenkreuz G [%]	Querfuge Q [%]	Fugenkreuz G [%]	Querfuge Q [%]	Fugenkreuz G [%]
189	93,2	88,2	100,0	97,3	100,0	99,8
190	90,3	97,3	99,8	100,0	100,0	99,8
191	93,6	87,2	99,2	98,1	100,0	99,9
192	93,7	94,9	100,0	99,9	100,0	100,0
193	92,4	86,1	99,0	98,6	100,0	99,9
194	93,3	95,9	99,7	99,7	100,0	100,0
195	94,8	88,5	99,1	99,6	100,0	100,0
196	92,4	92,3	100,0	100,0	99,6	99,6
197	94,6	94,1	100,0	99,9	100,0	100,0
198	93,5	93,3	99,0	100,0	100,0	99,8

Tab. 5-14: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit vom Ort der Belastung (Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit

### Bohrkernentnahme und Ergebnisse

Im Anschluss an die letzte FWD-Messung im Frühjahr 2018 wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm und einem Abstand von 8 cm von Bohrlochmitte zur Längs- und Querfuge aus den Platten 189 bis 198 entnommen. Bild 5-17 zeigt eine Übersichtsaufnahme von Platten-Nr. 189 bis 198 und exemplarisch einen Bohrkern bei Platten-Nr. 189. Alle entnommenen Bohrkern weisen Risse mit horizontaler Richtung auf. Die Risse wurden meist auf Dübelhöhe festgestellt, traten aber auch ober- und unterhalb der Dübel auf. Bild A - 42 bis Bild A - 46 im Anhang 8 zeigen die dazugehörigen Bohrkern.



Bild 5-17: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme von Platte Nr. 189 bis Nr. 198 (links) und entnommener Bohrkern

Zusätzlich wurden aus Platten-Nr. 190 drei Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm aus Plattenmitte, Querfuge und Fugenkreuz gewonnen. Der Entnahmeort entsprach dem Belastungsmittelpunkt der FWD-Messungen (s. Bild 5-16). Im Bild 5-18 (links) sind diese mit B, Q und G gekennzeichnet. Alle Bohrkern waren intakt und enthielten keine visuellen Strukturschädigungen (s. Bild 5-19). Auffallend waren die Bohrkern nahe dem Fugenkreuz (s. Bild 5-18, rechts). Der Abstand der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge beträgt 26 cm (G) bzw. 8 cm (R). Beim Bohrkern R wurde eine Strukturschwächung in Form eines Horizontalrisses auf Dübelhöhe und oberhalb des Dübels festgestellt (s. Bild 5-19, rechts). Im Gegensatz dazu war der Bohrkern G vollständig intakt (s. Bild 5-19, 2. Bild von rechts).



Bild 5-18: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme bei Platte Nr. 190 (links) und zugehörige Detailaufnahme der Bohrkernentnahme im Bereich des Fugenkreuzes (rechts). Der Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm (rechts)

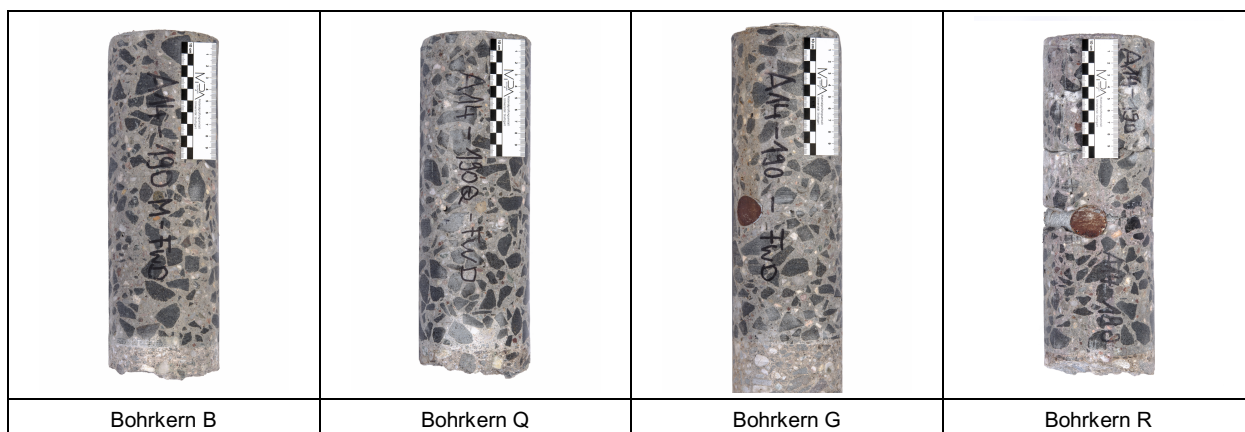


Bild 5-19: Bohrkerne aus der Platten-Nr. 190 mit Bezeichnung des Entnahmeortes nach Bild 5-18

An den intakten Bohrkerne B, Q und G wurde der E-Modul in Anlehnung an DIN 1048-5:1991-06 nach zweimaliger Be- und Entlastung als Sekantenmodul zwischen den Spannungswerten 0,5 MPa und 10 MPa bestimmt. Die Erfassung der Dehnung erfolgte mit drei gleichmäßig angebrachten Messstrecken mit induktiven Messwertaufnehmern über eine Länge von 100 mm. Die Ergebnisse sind in Tab. 5-15 zusammengestellt.

Platten-Nr.	statischer E-Modul in MPa, (%)			
	B Plattenmitte	Q 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Querfuge	G 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge	R 8 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge
190	41.725	28.387 (68)	23.914 (57)	horizontal gebrochen, nicht prüfbar

Tab. 5-15: E-Moduln an den Bohrkerne B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19)

Im Anschluss an die E-Modul Prüfung wurde die Spaltzugfestigkeit und die Druckfestigkeit bestimmt. Zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurden Betonscheiben aus der oberen Randfaser der Bohrkerne herausgearbeitet und entsprechend TP B-StB Teil 3.1.05 geprüft (FGSV 2016b). An dem verbleibenden Reststück wurde die Druckfestigkeit ermittelt. Die Ergebnisse sind in Tab. 5-16 und Tab. 5-17 zusammengestellt.

Platten-Nr.	Spaltzugfestigkeit in MPa			
	B Plattenmitte	Q 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Querfuge	G 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge	R 8 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge
190 – obere Randfaser	4,8	6,4	5,0	horizontal gebrochen, nicht prüfbar
190 – untere Randfaser	5,9	5,0	5,6	

Tab. 5-16: Spaltzugfestigkeit an den Bohrkernen B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19)

Platten-Nr.	Druckfestigkeit in MPa, (%)			
	B Plattenmitte	Q 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Querfuge	G 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge	R 8 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge
190	96,8 (100)	91,3 (94)	78,2 (81)	horizontal gebrochen, nicht prüfbar

Tab. 5-17: Druckfestigkeit an den Bohrkernen B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19)

Der E-Modul nimmt in der Reihenfolge B, Q, G ab (s. Tab. 5-15). Am Bohrkern G beträgt der E-Modul nur noch 57 % des Bohrkerns B aus Plattenmitte. Es werden Spaltzugfestigkeiten von 4,8 bis 6,4 MPa an der oberen Randfaser und 5,0 bis 5,9 MPa an der unteren Randfaser ermittelt (s. Tab. 5-16). Die Entnahmestelle (B, Q, G) sowie auch die Lage im Bohrkern selbst spielt keine Rolle. Bei den Ergebnissen handelt es sich um vergleichsweise hohe Spaltzugfestigkeiten. Zwischen den Entnahmestellen B und Q gibt es kaum einen Einfluss auf die Druckfestigkeit (s. Tab. 5-17). Im Vergleich zur Entnahmestelle in Plattenmitte B nimmt die Druckfestigkeit um 19 % bei der Entnahmestelle G ab. Die Druckfestigkeit entspricht immer noch der eines hochfesten Normalbetons.

### 5.3.3 Diskussion

#### Diskussion – Beurteilung von FWD-Messergebnissen

Wie die aufgeführten Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer im Winter gezeigt haben, nehmen die Vertikalverformungen (Deflexionen) einer AKR-geschädigten Betonfahrbahndecke von Plattenmitte zum Fugenkreuz hin zu.

Diese Feststellung korreliert mit den Ergebnissen von MIELICH & ZWARGER (2019), die ihre Belastungsversuche im Labor völlig spannungsfrei und ohne jeglichen Einfluss klimatischer Randbedingungen an AKR-geschädigten Betonteilen, die u. a. an Fugenkreuze angrenzten, durchführen konnten. Zusätzlich zeigten die Autoren, dass ohne Vorliegen einer Strukturschwächung nur vernachlässigbare Vertikalverformungen ermittelt werden.

In den folgenden Ausführungen soll dieses Ergebnis an einer neu gebauten Betonfahrbahndecke mittels FWD-Messungen überprüft werden. An dem ausgesuchten Streckenabschnitt war das Paketreißen besonders sichtbar, was bedeutet, dass nur ein Teil der vorhandenen Scheinfugen gerissen war und daher mehrere Platten (ein Paket) ohne Fugenriss nebeneinander lagen (s. Bild 5-20).





Bild 5-20: Ungerissene und gerissene Scheinfugen (Anmerkung: Eine Scheinfuge ist eine Sollbruchstelle in der Fahrbahndecke aus Beton, die durch das Einschneiden einer Kerbe an der Oberseite der Decke hergestellt wird)

Durch diesen Umstand lag ein Zustand vor, der die Querkraftübertragung in den Quer- und Fugenkreuzen mit dem Sommerfall, wenn die Platten durch die Längsdruckspannungen gegeneinander gedrückt werden (Zustand 3a, Bild 5-21), vergleichbar machen lässt. Im Gegensatz dazu sollten die gerissenen Fugen die Möglichkeit bieten (Zustand 1a), Unterschiede in den Deflexionsmessungen zu strukturgeschwächten Fahrbahndecken infolge AKR-bedingter Horizontalrissbildung aufzuzeigen (Zustand 1b).

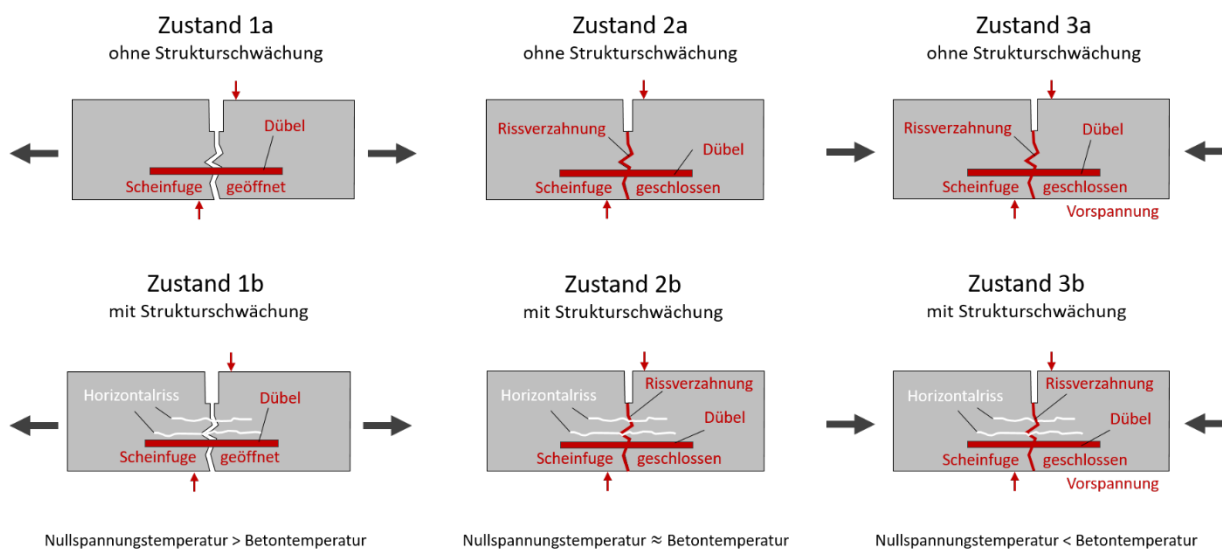


Bild 5-21: Zustand der Betonfahrbahndecke ohne und mit Strukturschwächung sowie Zustand der Scheinfugen (geöffnet oder geschlossen) in Abhängigkeit der Nullspannungs- und Betontemperatur

Die FWD-Messungen fanden am 04.01.2018 durch die HS Anhalt im Beisein von Herrn Dr. Mielich statt. Ihnen ging eine lange Frostperiode voraus. Die Messungen wurden bei einer Oberflächentemperatur zwischen 5,9 °C und 7,4 °C durchgeführt. Auffallend sind die geringen Variationskoeffizienten bis zu max. 5,6 %, die für eine gleichmäßig aufliegende Platte auf der Tragschicht sprechen.

	Winter (Fuge ungerissen)			Winter (Fuge gerissen)		
	B	Q	G	B	Q	G
Min. [mm]	0,065	0,065	0,073	0,072	0,096	0,095
Max. [mm]	0,079	0,078	0,082	0,080	0,101	0,101
Mittelwert [mm]	0,072	0,072	0,077	0,076	0,098	0,098
Stabw. [mm]	0,004	0,004	0,003	0,003	0,002	0,002
Var. [%]	5,6	5,6	3,9	3,9	2,0	2,0
Anzahl [-]	16	16	16	4	4	4

Tab. 5-18: Auswertung der Deflexionsmessungen in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G), der Jahreszeit und dem Zustand der Fugen (ungerissen, gerissen) unter Angabe von Minimum, Maximum, Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie Anzahl der gemessenen Werte

Tab. 5-19 zeigt die Ergebnisse zum Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung im speziellen Fall von ungerissenen Scheinfugen. Dieser wurde zu ungefähr 100 % ermittelt. Üblicherweise sind die Scheinfugen gerissen. In diesem Fall tritt ein Wirksamkeitsindex von 100 % nur dann auf, wenn die Betontemperatur größer ist als die Nullspannungstemperatur der Betonfahrbahndecke (Zustand 3a, Bild 5-21).

Platten-Nr.	Winter (Fuge ungerissen)		Winter (Fuge gerissen)	
	Querfuge [%]	Fugenkreuz [%]	Querfuge [%]	Fugenkreuz [%]
880	100,00	100,00	-	-
881	99,90	100,00	-	-
882	-	-	91,60	91,40
883	99,60	100,00	-	-
884	99,80	100,00	-	-
885	99,80	100,00	-	-
886	99,80	99,90	-	-
887	-	-	91,30	91,70
888	99,80	100,00	-	-
889	99,70	100,00	-	-
890	99,80	100,00	-	-
891	99,80	100,00	-	-
892	99,80	100,00	-	-
893	-	-	92,5	93,7
894	99,90	100,00	-	-
895	99,70	100,00	-	-
896	99,70	99,80	-	-
897	-	-	92,3	93,1
898	100,00	100,00	-	-
899	100,00	-	-	-

Tab. 5-19: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit des Ortes (Querfuge, Fugenkreuz), der Jahreszeit (Winter) und des Zustands der Scheinfugen (ungerissen, gerissen)

Im Gegensatz dazu, wurde bei den gerissenen und ohne Verschmutzung vorhandenen Scheinfugen ein Wirksamkeitsindex von ungefähr 92 % ermittelt. Dieser Fall entspricht dem Zustand 1a in Bild 5-21 und tritt dann ein, wenn die Nullspannungstemperatur der Betondecke größer ist als die Betontemperatur.

In Tab. 5-20 sind die relativen Deflexionen  $w$  in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit zusammengestellt. Bei ungerissenen Scheinfugen liegen diese in der Größenordnung zwischen 0 und 0,15. Bei ungerissenen Scheinfugen und ohne Vorliegen einer Strukturschwächung werden somit nur vernachlässigbare Vertikalverformungen ermittelt.

Platten-Nr.	Winter (Fuge ungerissen)		Winter (Fuge gerissen)	
	Querfuge Q [[ $w_Q - w_B$ ]/ $w_B$ ]	Fugenkreuz G [[ $w_G - w_B$ ]/ $w_B$ ]	Querfuge Q [[ $w_Q - w_B$ ]/ $w_B$ ]	Fugenkreuz G [[ $w_G - w_B$ ]/ $w_B$ ]
880	0,00	0,09	-	-
881	0,03	0,12	-	-
882	-	-	0,33	0,38
883	-0,05	-0,01	-	-
884	0,00	0,12	-	-
885	0,06	0,12	-	-
886	0,06	0,10	-	-
887	-	-	0,30	0,25
888	-0,05	0,03	-	-
889	-0,01	0,05	-	-
890	-0,10	-0,05	-	-
891	0,01	0,10	-	-
892	0,04	0,09	-	-
893	-	-	0,26	0,23
894	0,00	0,05	-	-
895	0,00	0,07	-	-
896	0,01	0,08	-	-
897	-	-	0,28	0,35
898	-0,04	0,08	-	-
899	0,03	0,13	-	-

Tab. 5-20: Relative Zunahme der Deflexion  $w$  in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte PM, Querfuge Q, Fugenkreuz F), der Jahreszeit und des Zustands der Scheinfugen (ungerissen, gerissen)

Bei gerissenen Fugen hat die große Tiefenwirkung des Falling Weight Deflectometers einen Einfluss auf die Vertikalverformungen. Bei der untersuchten Fahrbahndecke lagen diese – ermittelt als relative Zunahme der Deflexion – zwischen 0,20 und 0,40.

Die Messwerte sind nun soweit aufbereitet, dass ein direkter Vergleich zwischen einer AKR-geschädigten und einer neu gebauten Betonfahrbahndecke möglich ist. Es zeigt sich, dass bei einer AKR-bedingten Strukturschwächung Werte für die relative Zunahme der Deflexion im Winter am Fugenkreuz zwischen 0,51 und 0,80 liegen (s. Tab. 5-13). Im Gegensatz dazu liegt diese bei einer neu gebauten Betonfahrbahndecke in der Größenordnung von 0,20 bis 0,50 (s. Tab. 5-20).

### Diskussion – Einfluss der Tiefenwirkung auf die Messergebnisse von FWD-Messungen

Grundsätzlich hat das FWD eine große Tiefenwirkung. Aus diesem Grund resultiert der größte Teil der Deflexion aus der Bettungstragfähigkeit, die bekanntlich jahreszeitlichen Schwankungen unterliegt (s. Bild 5-22). Die größten jahreszeitlichen Schwankungen treten bei ungünstig hydrologischen Bedingungen und bei frostempfindlichem Untergrund auf. Normalerweise ist die Bettungstragfähigkeit im Frühjahr, vor allem in der Tauperiode, immer am geringsten. Im Herbst liegt meist eine höhere Bettungstragfähigkeit vor. Die höchste Bettungstragfähigkeit wird in der Regel im Sommer gemessen, wenn nicht gerade infolge Aufwölbung in Plattenmitte eine geringe Bettungstragfähigkeit vorgetäuscht wird.

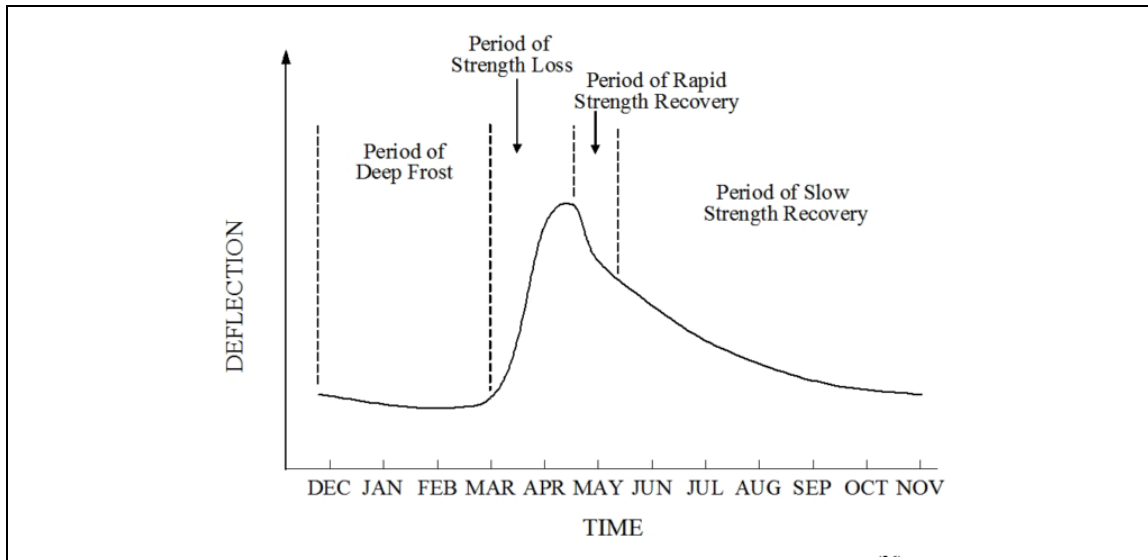


Bild 5-22: Saisonale Verformungen einer Betondecke aufgrund von Temperatur und Feuchtigkeit (aus: LYTTON et al. 1975)

### Diskussion – Auswirkung der AKR-bedingten Strukturschwächung auf die Betoneigenschaften

Es ist bekannt, dass eine AKR eine Verschlechterung der mechanischen Betoneigenschaften (Elastizitätsmodul und Zugfestigkeit) von rd. 50 bis 70 % rechtwinklig zur Plattenebene und vor allem im Bereich der Fugenkreuze bewirken kann (MIELICH 2019b). Im Gegensatz dazu ist die Abnahme der Spaltzug- und Druckfestigkeit, wenn überhaupt, deutlich geringer. Diese Feststellungen wurden bereits mehrfach in den vorherigen Abschnitten erwähnt. Die nachfolgenden Ausführungen sollen anhand von Bohrkernaufnahmen unter dem UV-Licht zeigen, an welchen Stellen im Bohrkern mit einer Schädigung zu rechnen ist und welchen Einfluss diese auf die Versuche zur Bestimmung der Spaltzug- und Druckfestigkeit, des statischen Elastizitätsmoduls und der Zugfestigkeit hat.

Bereits die Risskartierungen an einer AKR-geschädigten Betonfahrbahnplatte in MIELICH & ZWARGER (2019) zeigten, dass die Risse über den Gesamtquerschnitt meist horizontal verlaufen, auf Dübel- und Ankerhöhe auftreten, aber auch ober- und unterhalb von Dübeln und Ankern. Die Risse reichen zum Teil mehrere Zentimeter in die Platte hinein und nehmen visuell betrachtet in der Reihenfolge Plattenmitte, Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz zu. Analog dazu zeigt Bild 5-23 horizontale Rissbildungen an den Bohrkernen, welche im Streckenabschnitt 3 aus der Platten-Nr. 190 in Plattenmitte (B) und mit einem Abstand von 26 cm (Q) und 8 cm (R) von Bohrlochmitte zur Längs- und Querfuge entnommen wurden. Der makroskopisch, horizontal verlaufende Riss, ist bei einem Abstand von 8 cm bereits bei der Bohrkernentnahme zu erkennen (s. Bild 5-23, rechts). Bei einem Abstand von 26 cm sind an der Mantelfläche keine Risse mehr sichtbar (s. Bild 5-23, 3. Bild von links). Feinverteilte Rissbildungen am Bohrkern mit einem Abstand von 26 cm können nur noch unter dem UV-Licht sichtbar gemacht werden (s. Bild 5-23, 4. Bild von links).

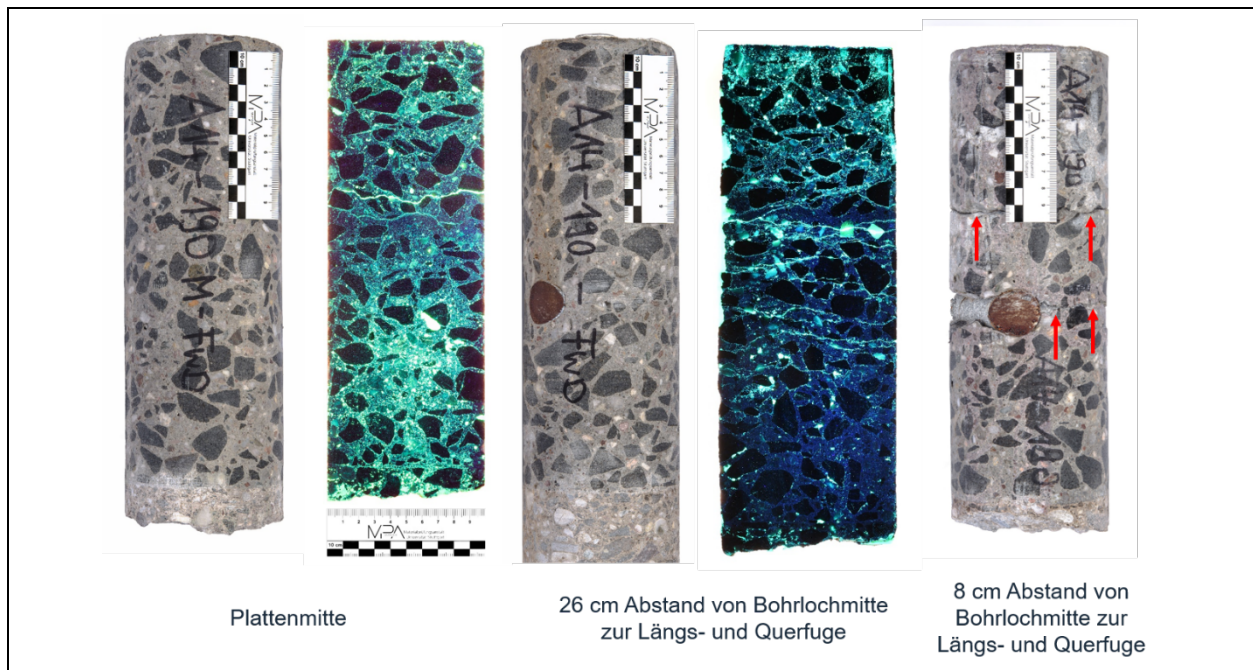


Bild 5-23: Rissbildung mit horizontaler Ausrichtung in Abhängigkeit des Entnahmeortes der Bohrkern

Proben zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp}$ ) werden dort entnommen, wo keine Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung auftreten (s. Bild 5-24). Zudem ist die Belastung im Spaltzugversuch parallel zur Rissbildung und beeinträchtigen daher die Festigkeit nur sehr wenig.

Im Druckversuch rechtwinklig zur Plattenebene werden die Risse geschlossen und mindern die Festigkeit ( $f_c$ ) demzufolge nur sehr wenig ab (s. Bild 5-25). Bei der Bestimmung des E-Moduls ( $E_c$ ) werden die Risse ebenfalls zusammengedrückt, aber das Schließen der Risse wird als größere Dehnung registriert, was bewirkt, dass der E-Modul kleiner wird (s. Bild 5-26).

Bei der Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) wirkt die Last rechtwinklig zur horizontalen Rissbildung und bewirkt geringere Zugfestigkeiten (s. Bild 5-27). Wie oben genannt, werden die Druckfestigkeiten und die Spaltzugfestigkeiten nur sehr wenig abgemindert. Die Zugfestigkeit darf deshalb auch nicht näherungsweise aus der Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit abgeleitet werden.





Bild 5-24: Einfluss der Prüfrichtung im Spaltzugversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp}$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links)

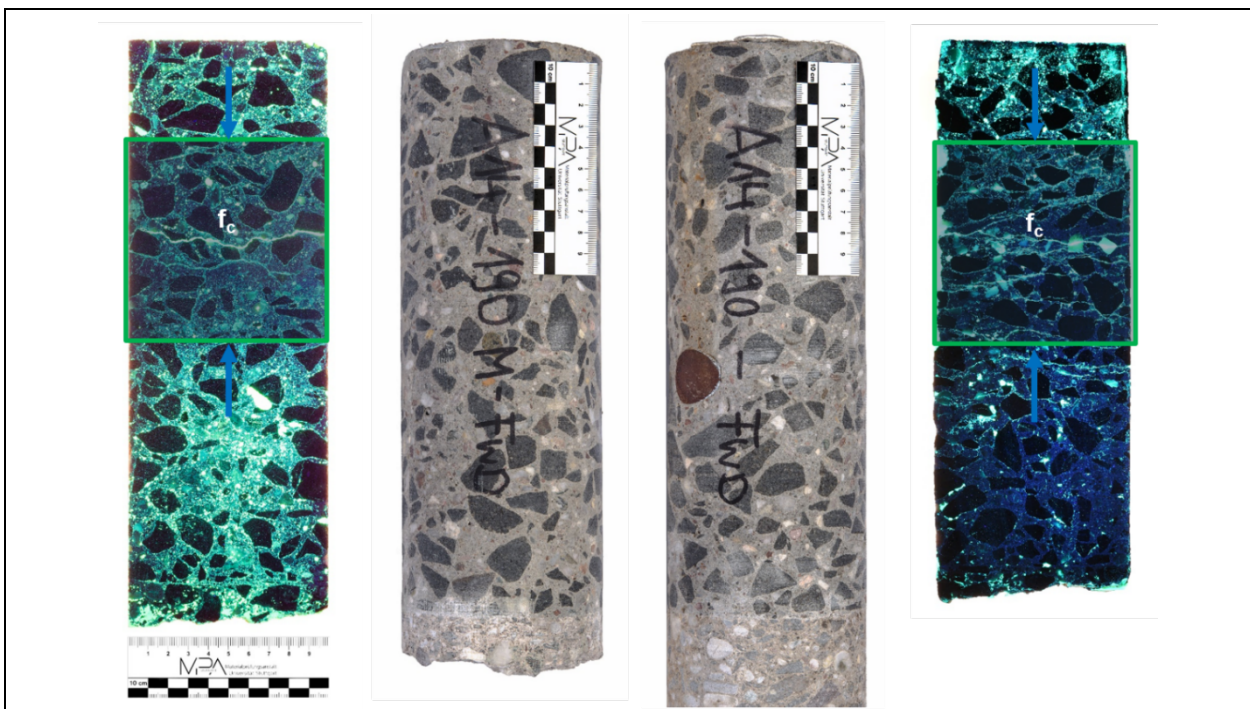


Bild 5-25: Einfluss der Prüfrichtung im Druckversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung der Druckfestigkeit ( $f_c$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links)



Bild 5-26: Einfluss der Prüfrichtung im Druckversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls ( $E_c$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links)

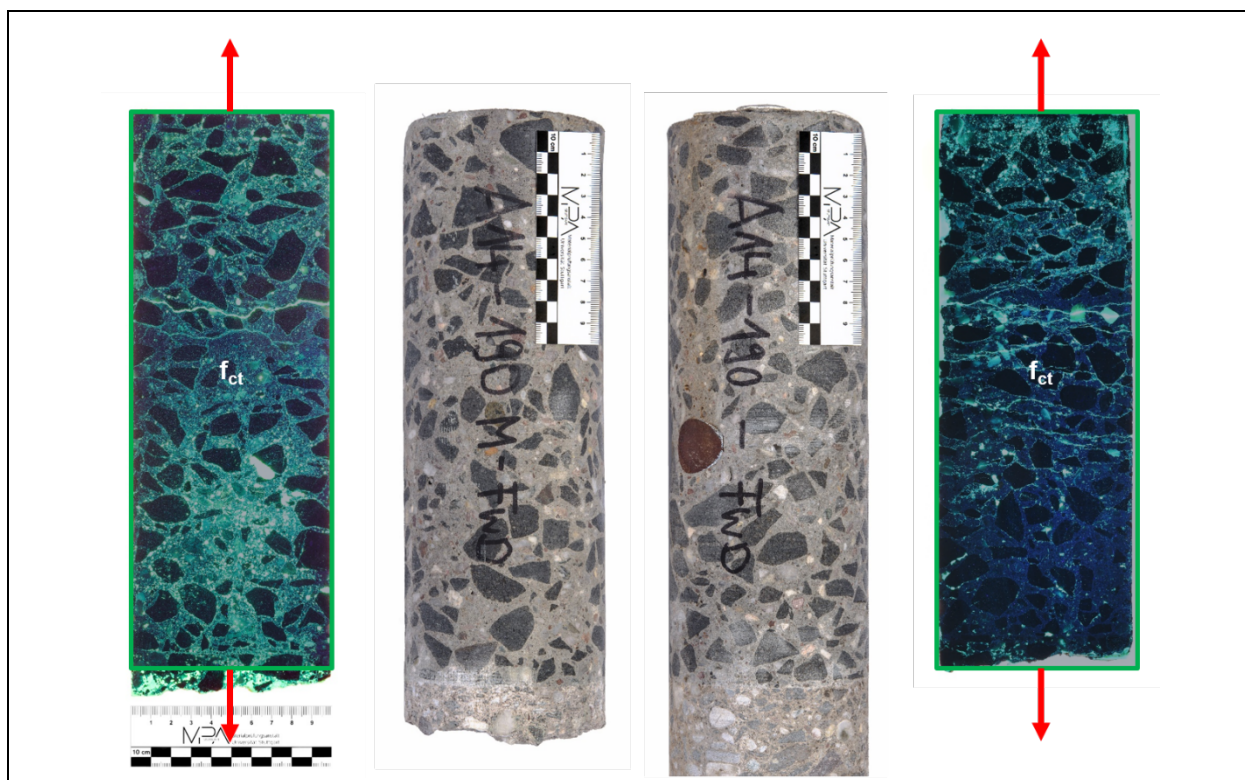


Bild 5-27: Einfluss der Prüfrichtung im Zugversuch (rote Pfeile) zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links)



## Diskussion – Einfluss der AKR-bedingten Strukturschwächung auf die FWD-Messungen

Bereits 2016 stellten KAWAMURA et al. in ihren Untersuchungen fest, dass insbesondere die Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung zur Substanzschwächung infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion führen. Die Autoren führten ebenfalls Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer an Betonplatten auf einem japanischen Flughafen durch. Sie wählten Platten mit geringer (keine Oberflächenrisse, geringe Ansammlung von amorphem Gel) und ausgeprägter AKR-Schädigung mit Oberflächenrissen und Horizontalrissen für ihre FWD-Messungen aus. Dabei verglichen sie die Deflexionen der Platten mit geringer Schädigung mit denen ausgeprägter Schädigung. An den Platten mit ausgeprägter Schädigung stellten sie doppelt so große Deflexionen fest als an den Platten mit geringer Schädigung. KAWAMURA et al. (2016) führten dieses Ergebnis auf Horizontalrisse im Gesamtquerschnitt zurück.

Ist eine Last ausreichend groß und wirkt diese rechtwinklig auf bereits vorhandene Risse in einem Probekörper ein, werden diese zusammengedrückt. Das Schließen der Risse wird als größere Dehnung registriert (MIELICH & ZWERTGER 2019). Im Druckversuch führt das zu einer Abminderung des E-Moduls. Beim Aufbringen eines Kraftstoßes mit dem Falling Weight Deflectometer werden ebenfalls die Risse zusammengedrückt. Das Schließen der Risse wird als Deflexion mittels Geofonen erfasst. Bei einer relativen Betrachtungsweise zwischen Belastungspunkt B (Plattenmitte) und G (im Bereich des Fugenkreuzes), nimmt die Deflexion  $(w_G - w_B)/w_B$  zu und der E-Modul  $(E_{c,B} - E_{c,G})/E_{c,B}$  ab.

Der Wirksamkeitsindex der Platten-Nr. 190 wird zum Zeitpunkt der Messung im Winter zu 97,3 % ermittelt (s. Tab. 5-21). Die Zunahme der Deflexion im Belastungspunkt B beträgt 51 %, die Abnahme des E-Moduls 43 %. Da es sich exakt um den gleichen Belastungspunkt sowohl bei der Bestimmung des E-Moduls als auch bei der Messung mit dem Falling Weight Deflectometer handelt, ist die Zunahme der Deflexion eindeutig den Rissbildungen in der Betonfahrbahndecke zuzuweisen.

Platten-Nr.	Wirksamkeitsindex [%]	$(w_G - w_B)/w_B$ [-]	$(E_{c,B} - E_{c,G})/E_{c,B}$ [-]
190	97,3	0,51	0,43

Tab. 5-21: Wirksamkeitsindex, relative Zunahme der Deflexion und relative Abnahme des statischen Elastizitätsmoduls

### 5.3.4 Zusammenfassung und Ausblick

Eine AKR-bedingte Strukturschwächung macht sich in Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung am stärksten im Bereich der Fugenkreuze bemerkbar. Die Rissbildungen haben damit auch einen erheblichen Einfluss auf die mechanischen Betoneigenschaften (statischer Elastizitätsmodul und zentrische Zugfestigkeit). Basierend darauf sollte überprüft werden, ob eine zerstörungsfreie Detektion der AKR-Schädigung mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) möglich ist.

Grundsätzlich hat das FWD eine große Tiefenwirkung. Daher resultiert der größte Anteil der Deflexion aus der Bettungstragfähigkeit, die bekanntlich jahreszeitlichen Schwankungen unterliegt. Zusätzlich unterliegen die FWD-Messungen klimatischen Einflüssen in der Betondecke aus Temperatur und Feuchtigkeit. Mit diesem saisonalen Einfluss ergeben sich Verformungen der Betondecke durch Aufschüsselung oder Aufwölbung.

Erschwerend kommt hinzu, dass AKR-bedingte Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung überwiegend im Bereich der Scheinfuge zwischen 0,25-0,30·h (Kerbtiefe Querfuge) und h/2 (Dübelhöhe) auftreten. Angetroffen werden die Risse auch auf Dübelhöhe bzw. unterhalb der Dübel. Wenn die Betontemperatur schließlich größer wird als die Nullspannungstemperatur, kommt es zu hohen Längsdruckspannungen im Bereich der Scheinfuge. Die Fahrbahndecke aus Beton ist somit vorgespannt. Vertikale Verformungen, die sich bei den Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer aus den Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung ergeben müssten, werden dann nicht mehr erfasst.

Im Rahmen der Versuche war nur eine begrenzte Anzahl an FWD-Messungen möglich. Die ersten Ergebnisse sind aber dahingehend vielversprechend, dass eine AKR-bedingte Strukturschwächung unter bestimmten Randbedingungen nachgewiesen werden kann, und zwar dann, wenn den FWD-Messungen eine längere Frostperiode vorausging und die Nullspannungstemperatur größer ist als die Betontemperatur. In diesem Fall können dann Verformungen, die aus einer AKR-bedingten Strukturschwächung in der

Betondecke resultieren, erfasst werden. Zur Überprüfung der FWD-Messungen sollten immer punktuell Bohrkernuntersuchungen nach MIELICH (2019b) durchgeführt werden

## 5.4 Restschädigungspotential mittels Klimawechsellagerung

### 5.4.1 Allgemeines

Für eine AKR-provozierende Lagerung eignen sich Performance-Prüfungen, die am F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde (FIB) in Weimar (STARK et al. 2006, SEYFARTH et al. 2009) sowie am Forschungsinstitut der Zementindustrie in Düsseldorf (SIEBEL et al. 2006, MÜLLER et al. 2008) entwickelt wurden. Beide Prüfverfahren wurden in der Zwischenzeit in eine Technische Prüfvorschrift überführt (FGSV 2018d, FGSV 2018e). Die Beurteilung des AKR-Schädigungspotentials von Betonzusammensetzungen erfolgt bei beiden Verfahren auf Grundlage der erreichten Dehnungen nach einer bestimmten Anzahl von Prüfzyklen. Um den zukünftigen Zustand AKR-geschädigter Fahrbahndeckenbetone abschätzen zu können, wurden beide Verfahren bereits auch in MÜLLER et al. (2012) und BREITENBÜCHER et al. (2010) eingesetzt.

Zur Beurteilung des Restschädigungspotentials wurde die FIB-Klimawechsellagerung (FGSV 2018e) ausgewählt. Bei dieser Prüfung werden die Proben über mehrere Zyklen in einer Klimasimulationskammer gelagert, welche mit einem Befeuchtungs- und Trocknungssystem in Kombination mit einem Kühl- und Heizsystem mit Feuchte-, Temperatur- und Zeitregelung ausgestattet ist (s. Bild 5-28). Insgesamt werden die Proben über 8 Zyklen geprüft, was einer reinen Lagerungsdauer von 168 Tagen entspricht. Zur Simulation der Alkalizufuhr von außen werden die Proben während der Lagerung in der Klimasimulationskammer mit einer 0,6 molaren NaCl-Lösung beaufschlagt.

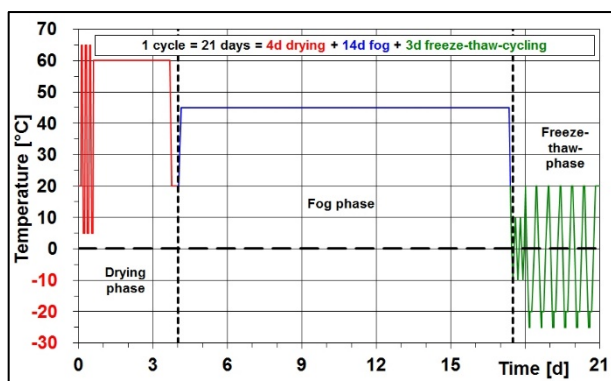


Bild 5-28: AKR-Klimawechsellagerungszyklus

Vor Beginn der Klimawechsellagerung sowie nach jeder Nebel/Frost-Tauwechselphase wurden Dehnungsmessungen durchgeführt und aufgezeichnet. Nach Aussage des F.A. Finger-Instituts für Baustoffkunde, wurde ein Dehnungsgrenzwert von 0,6 mm/m festgelegt. Dieser ergibt sich aus den Empfehlungen des AK 2 „Bauwerksdiagnose“ (2002) resultierenden Dehnungsgrenzwert von 0,8 mm/m, welcher um den Anteil der reinen Temperaturdehnung (0,2 mm/m) reduziert wurde. Im Gegensatz dazu nehmen Prüfkörper unter Einwirkung von Taumitteln neben dem gelösten Taumitteln auch mehr Wasser auf. Das hat eine höhere hygrische Dehnung zur Folge, sodass der Dehnungsgrenzwert für den Fall einer zu untersuchenden Taumittelleinwirkung auf 0,7 mm/m angehoben wird.

Um eine AKR-bedingte Änderung mechanischer Betoneigenschaften zu erfassen, wurde vor und nach der Klimawechsellagerung der statische Elastizitätsmodul erfasst. Aufgrund einer Vielzahl von Untersuchungen an Betonprobekörpern aus Fahrbahndeckenbetonen und den sehr guten Erfahrungswerten bezüglich Prüfstreuungen, wurde die Ermittlung des statischen E-Moduls nach DIN 1048-5:1991-06 und nicht nach der seit Juni 2014 eingeführten DIN EN 12390-13:2014-06 durchgeführt. Der statische E-Modul wurde nach zweimaliger Be- und Entlastung als Sekantenmodul zwischen den Spannungswerten 0,5 MPa und 10 MPa bestimmt. Die Erfassung der Dehnung erfolgte an zwei gegenüberliegenden Messstrecken mit induktiven Messwertaufnehmern über eine Messlänge von 100 mm.

Die induktiven Messwertaufnehmer waren an den seitlichen Flächen in Richtung der Einwirkungsseite, die sich aus dem Bestand bzw. der Klimawechsellagerung ergibt, angebracht.

#### 5.4.2 Streckenabschnitt 1

##### Bohrkernentnahme und Probenvorbereitung

Bereits im Jahr 2016 wurden aus dem Abschnitt 1 (s. Bild 4-1) Bohrkerne durch die Bundesanstalt für Straßenwesen entnommen. Ein Teil dieser Bohrkerne wurden an der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart untersucht. Es sollte das AKR-Restschädigungspotential mittels Klimawechsellagerung unter Beachtung der vertikalen (rechtwinklig zur Plattenebene) und horizontalen Ausrichtung (parallel zur Plattenebene) der Prüfkörper ermittelt werden.

Angabegemäß wurden im untersuchten Streckenabschnitt, der sich zwischen km 95+720 und 95+000 befindet (RiFa Dresden), alle drei AKR-bedingten Schadenskategorien vorgefunden. Für mehr Informationen wird an dieser Stelle auf den Untersuchungsbericht 903 2721 000 der Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart verwiesen (MIELICH & ÖTTL 2020).

Zur Gewinnung von Prüfkörpern aus den Betonbohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (s. Bild 5-29, links) wurden diese zunächst längs zur Fahrtrichtung halbiert. Aus den beiden so erhaltenen Halbschalen wurden dann jeweils zwei Prüfkörper mit den Abmessungen 10 x 10 x 26 cm<sup>3</sup> parallel zur Plattenebene und zwei Probekörper rechtwinklig zur Plattenebene (s. Bild 5-29, rechts) gewonnen.



Bild 5-29: Gewinnung von prismatischen Prüfkörpern (rechts) aus Bohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (links)

Für die Klimawechsellagerung wurden die Probekörper gemäß FGSV (2018d) vorbereitet. Es wurden 8 Zyklen geprüft und die Prüfkörper sowohl mit Wasser als auch zur Simulation der Alkalizufuhr von außen mit einer NaCl-Lösung beaufschlagt. Vor- und nach der Klimawechsellagerung wurde der statische Elastizitätsmodul bestimmt (s. Abschnitt 5.4.1).

## Ergebnisse

Beiden Diagrammen (s. Bild 5-30) ist gemeinsam, dass die Dehnungen der Proben unter Einwirkung von NaCl-Lösung größer sind als unter Einwirkung von Wasser. Auch haben die Diagramme gemeinsam, dass die Dehnungen, ermittelt an Prüfkörpern, die rechtwinklig zur Plattenebene entnommen wurden, größer sind als die, die parallel zur Plattenebene entnommen wurden. Diese Feststellung trifft sowohl unter Einwirkung von Wasser als auch unter Einwirkung von NaCl-Lösung zu.

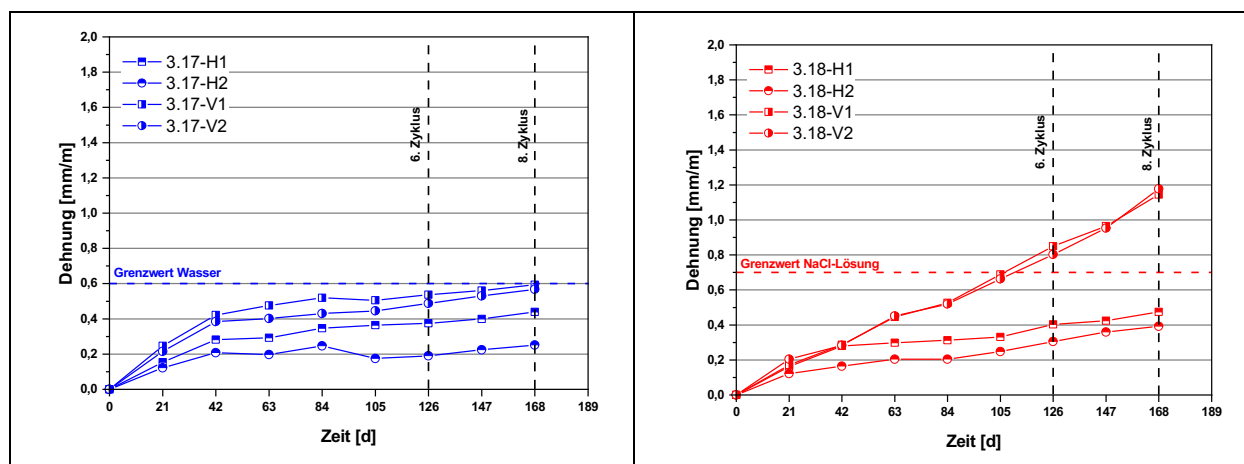


Bild 5-30: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser (links) und unter Einwirkung von NaCl-Lösung (rechts)

Unter Einwirkung von NaCl-Lösung (3.18-V1 und 3.18-V2) übersteigen die Dehnungen nach acht Zyklen den festgelegten Grenzwert von 0,7 mm/m. Die Dehnungsanstiege zwischen dem 6. und 8. Zyklus sind für beide Prüfkörper als kritisch anzusehen. Im Gegensatz dazu erreichen die Prüfkörper 3.18-H1 und 3.18-H2 unter Einwirkung von NaCl-Lösung den festgelegten Grenzwert nicht. Damit ergeben sich für die rechtwinklig zur Plattenebene entnommenen Prüfkörper 3.18-V1 und 3.18-V2 unter Einwirkung von NaCl-Lösung deutliche Hinweise auf ein Restdehnungspotential, nicht aber für die Prüfkörper 3.18-H1 und 3.18-H2, die parallel zur Plattenebene entnommen wurden.

Unter Einwirkung von Wasser bleiben die Dehnungen bis zum Abschluss der Klimawechsellagerung (achter Zyklus) unter dem festgelegten Grenzwert von 0,6 mm/m.

Nach acht Zyklen Klimawechsellagerung nahm der Elastizitätsmodul von Prüfkörpern parallel zur Plattenebene und Einwirkung von Wasser um 8 % und 10 % ab. Im Gegensatz dazu nimmt der Elastizitätsmodul bei Prüfkörpern die rechtwinklig zur Plattenebene entnommen wurden um 20 % und 21 % ab (s. Tab. 5-22).

Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]
3.17-H1	35.257 (100)	32.427 (92)	3.17-V1	42.983 (100)	33.967 (79)
3.17-H2	46.626 (100)	41.859 (90)	3.17-V2	41.300 (100)	32.947 (80)

Tab. 5-22: Statischer E-Modul vor und nach der Bestimmung des Restschädigungspotentials mittels Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser

Die Abnahme des Elastizitätsmoduls von Prüfkörper parallel zur Plattenebene und bei Einwirkung von NaCl-Lösung beträgt 16 % und 21 %, während die Abnahme von Prüfkörpern, die rechtwinklig zur Plattenebene entnommen wurden, bis zu 56 % und 61 % beträgt (s. Tab. 5-23).

Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]	interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
3.18-H1	37.419 (100)	29.614 (79)	3.18-V1	41.650 (100)	18.256 (44)
3.18-H2	43.839 (100)	36.843 (84)	3.18-V2	41.403 (100)	15.988 (39)

Tab. 5-23: Statischer E-Modul vor und nach der Bestimmung des Restschädigungspotentials mittels Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung

### Diskussion und Schlussfolgerung Streckenabschnitt 1

Am Streckenabschnitt 1 (s. Bild 4-1) wurde an Bohrkernen das Restschädigungspotential mittels Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung bestimmt. Zusätzlich wurde der statische E-Modul vor und nach der Bestimmung des Restschädigungspotentials ermittelt. Im Rahmen der Untersuchungen (MIELICH & ÖTTL 2020) wurden insgesamt 18 Bohrkern mit einem Durchmesser von 360 mm und 72 Prüfkörper mit den Abmessungen 10 x 10 x 26 cm<sup>3</sup> geprüft. Für alle durchgeführten Versuche lassen sich folgende Ergebnisse ableiten:

- Der charakteristische E-Modul  $E_{c,05}$  bei einem 5 % Quantil und einem Vertrauensniveau von 90 % an Prüfkörpern, die parallel zur Plattenebene und aus dem oberen Drittel der Fahrbahndecke entnommen wurden, beträgt 34.566 MPa.
- Der charakteristische E-Modul  $E_{c,05}$  bei einem 5 % Quantil und einem Vertrauensniveau von 90 % an Prüfkörpern, die parallel zur Plattenebene und aus dem unteren Drittel der Fahrbahndecke entnommen wurden, beträgt 43.301 MPa.
- Bei gleicher Betonzusammensetzung weisen Prüfkörper, die parallel zur Plattenebene und aus dem oberen Drittel der Fahrbahndecke entnommen wurden, einen kleineren statischen E-Modul auf als Prüfkörper, die aus dem unteren Drittel entnommen wurden.
- Der charakteristische E-Modul  $E_{c,05}$  bei einem 5 % Quantil und einem Vertrauensniveau von 90 % an Prüfkörpern, die rechtwinklig zur Plattenebene aus der Fahrbahndecke entnommen wurden, beträgt 40.597 MPa.
- Das Restschädigungspotential, ermittelt als Dehnung an Prüfkörpern, die rechtwinklig zur Plattenebene entnommen wurden, ist stets größer, als die die parallel zur Plattenebene entnommen wurden. Diese Feststellung trifft sowohl unter Einwirkung von Wasser als auch unter Einwirkung von NaCl-Lösung zu.

Die Ergebnisse zeigen deutlich, dass die Ausrichtung der Prüfkörper bei einschichtigen Bauweisen eine zentrale Rolle spielt. Die Prüfkörper sollten daher bei der Bestimmung des Restschädigungspotentials zukünftig rechtwinklig zur Plattenebene und nicht wie bisher üblich parallel dazu ausgerichtet sein. Die Grenzwerte der AKR-provozierenden Lagerungen müssen aufgrund der Ausrichtung der Prüfkörper evtl. angepasst werden. Die Frage der Übertragbarkeit der Ergebnisse auf zweischichtig hergestellte Betonfahrbahndecken wurde in diesem Forschungsprojekt nicht beantwortet.

#### 5.4.3 Streckenabschnitt 2b

##### Bohrkernentnahme und Probenvorbereitung

Wie bereits unter Abschnitt 5.2.1 beschrieben, wurden bei km 85+735 und km 86+400 je eine Fahrbahnplatte im Hauptfahrstreifen (HF) und im 2. Überholfahrstreifen (2. ÜFS) für die Bohrkernentnahme festgelegt. Ein Bohrkern stammte aus Plattenmitte, ein Weiterer wurde mit einem Abstand von 50 cm der Bohrlochmitte zur Querruge und ein Dritter mit einem Abstand von 50 cm von Bohrlochmitte zur Längs- und Querruge entnommen. Flankiert wurden diese Bohrkern von jeweils zwei weiteren Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm

Alle Bohrkernentnahmestellen im Streckenabschnitt bei km 85+735 sind in Bild 5-3 dargestellt. Die Entnahmestellen der Bohrkern (Durchmesser 360 mm) sind mit einem Kreuz und die Bohrkern (Durchmesser 100 mm) mit einem Punkt gekennzeichnet. Bild A-11 bis Bild A-16 im Anhang 6 zeigen die dazugehörigen Bohrkern. Die Entnahmestellen der Bohrkern im Streckenabschnitt bei km 86+400 zeigt Bild 5-4.

Aus dem oberen und unteren Drittel der großen Bohrkerns wurden parallel zur Plattenebene jeweils 2 Prismen mit den Abmessungen 100 x 100 x 260 mm<sup>3</sup> herausgearbeitet (s. Bild 5-31).

Für die AKR-provozierende Lagerung mit der Klimawechsellaagerung wurden die Probekörper gemäß (FGSV 2018d) vorbereitet. Es wurden 8 Zyklen geprüft und die Prüfkörper sowohl mit Wasser als auch zur Simulation der Alkalizufuhr von außen mit einer NaCl-Lösung beaufschlagt. Vor- und nach der Klimawechsellaagerung wurde der statische Elastizitätsmodul bestimmt (s. Abschnitt 5.4.1).



Bild 5-31: Gewinnung von prismatischen Prüfkörpern (rechts) aus Bohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (links)

## Ergebnisse

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Dehnungsverläufe bei Anwendung der Klimawechsellaagerung sowie die im Anschluss ermittelten E-Moduln aufgeführt. Der Fokus lag auf den Ergebnissen, die im Hauptfahrstreifen erzielt wurden. Die Ergebnisse zum 2. Überholfahrstreifen sind im Anhang zusammengestellt.

Bild 5-32 zeigt die Dehnungsverläufe von Prüfkörpern aus Plattenmitte, dem Bereich der Querfuge und dem Bereich des Fugenkreuzes (Platten-Nr. 0259) unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung. Die Dehnungskurven weisen nicht auf ein Restschädigungspotential hin und lassen keinen weiteren AKR-bedingten Schadensfortschritt erwarten. Bis zum Abschluss der Klimawechsellaagerung (achter Zyklus) verbleiben die Dehnungen unter den festgelegten Grenzwerten von 0,6 mm/m bzw. 0,7 mm/m, obwohl die Platte aus denen die Prüfkörper stammen, ursprünglich in die Schadenskategorie II bzw. III eingestuft wurde.



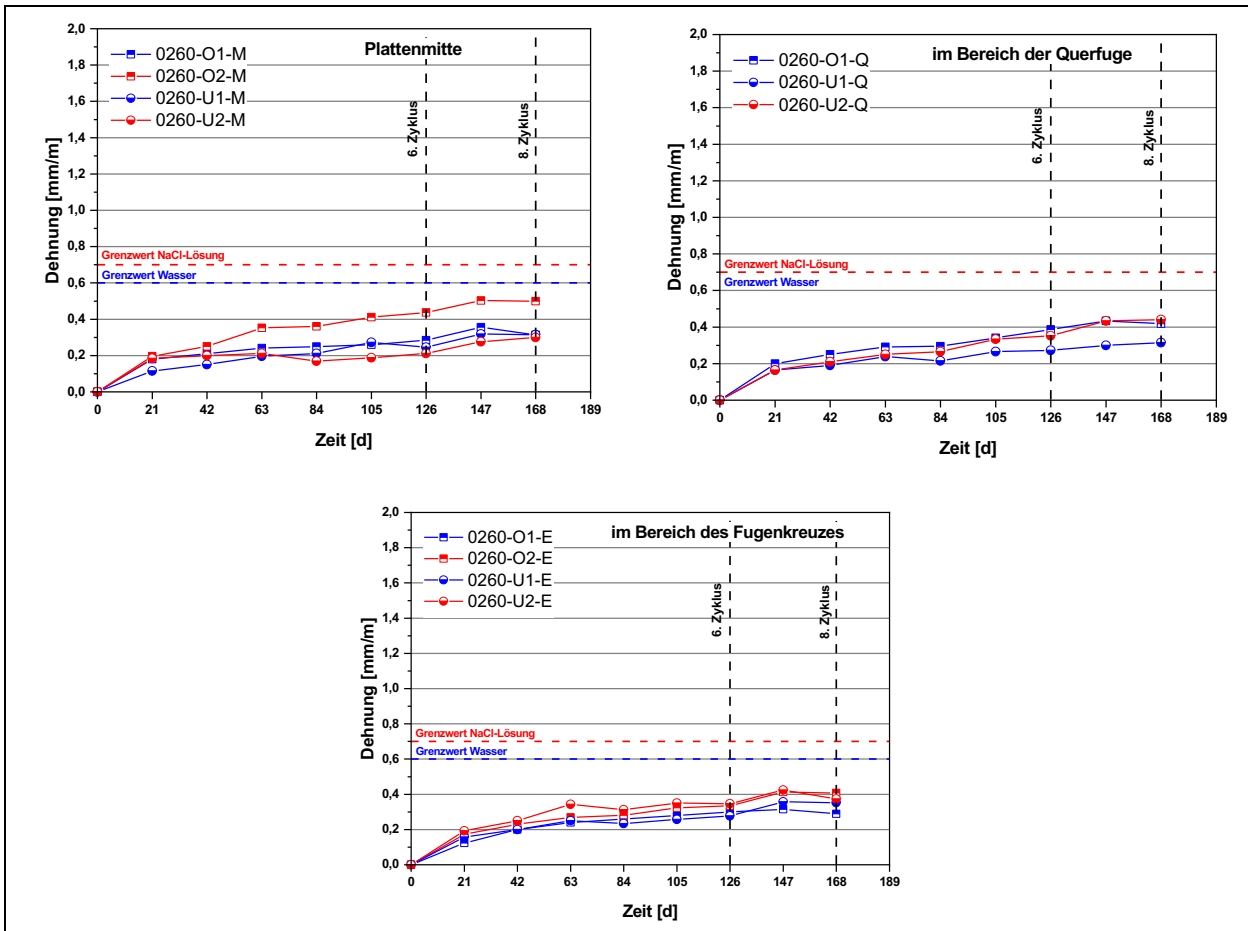


Bild 5-32: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte M, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 0260)

Auch im Fall der Prüfkörper aus Platten-Nr. 0508-grün verbleiben die Dehnungskurven unter den festgelegten Grenzwerten von 0,6 mm/m bzw. 0,7 mm/m (s. Bild 5-33). Somit lassen auch diese Dehnungskurven keinen AKR-bedingten Schadensfortschritt erwarten.

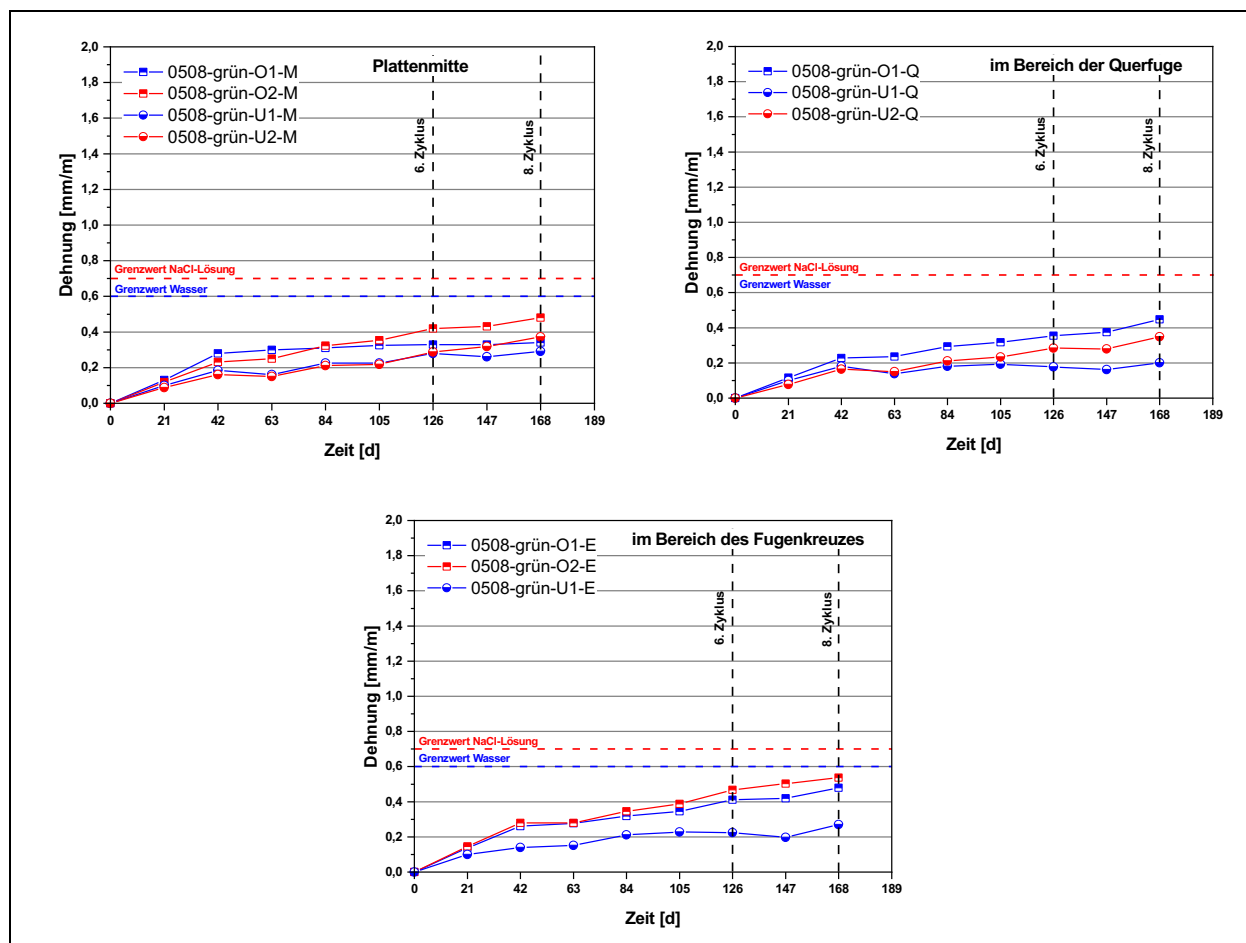


Bild 5-33: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte M, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 0508-grün)

Nach acht Zyklen Klimawechsellagerung wird der Elastizitätsmodul um maximal 11 % unter Einwirkung von Wasser und um maximal 21 % unter Einfluss der NaCl-Lösung gegenüber den Werten vor Klimawechsellagerung abgemindert. Die absoluten Elastizitätsmoduln sind unter Einwirkung von NaCl-Lösung in allen Fällen kleiner als unter Einwirkung von Wasser (s. Tab. 5-24). Die maximale Differenz der absoluten Elastizitätsmoduln unter Einwirkung von Wasser (0260-U1-M) bzw. NaCl-Lösung (0260-U2-M) wird zu 5272 MPa ermittelt. Die Abminderung entspricht rd. 12 %.

interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
0260-O1-M	36.518 (100)	40.799 (112)	0260-O2-M	37.774 (100)	35.676 (94)
0260-U1-M	38.718 (100)	42.647 (110)	0260-U2-M	42.620 (100)	37.375 (88)
0260-O1-Q	37.674 (100)	39.879 (106)	0260-O2-Q	38.643 (100)	35.564 (92)
0260-U1-Q	39.911 (100)	40.593 (102)	0260-U2-Q	43.288 (100)	entfällt
0260-O1-E	37.513 (100)	36.709 (98)	0260-O2-E	38.776 (100)	36.289 (94)
0260-U1-E	43.522 (100)	38.902 (89)	0260-U2-E	44.222 (100)	34.890 (79)

Tab. 5-24: Statischer E-Modul vor und nach Klimawechsellagerung unter Einfluss von Wasser und NaCl-Lösung an Prüfkörpern aus dem Hauptfahrstreifen der Platten-Nr. 0260

Bei Platten-Nr. 0508 wird der Elastizitätsmodul unter Einwirkung von Wasser max. 18 % abgemindert, unter Einfluss von NaCl-Lösung um 19 %. Auch bei dieser Platte sind die absoluten Elastizitätsmoduln unter Einwirkung von NaCl-Lösung kleiner als unter Einwirkung von Wasser (s. Tab. 5-25). Die größte Differenz

besteht zwischen Probe 0508-grün-U1-Q und 0508-grün-U2-Q (4799 MPa). Die Abminderung entspricht rd. 11 %.

interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	interne Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
0508-grün-O1-M	45.244 (100)	42.970 (95)	0508-grün-O2-M	43.860 (100)	40.602 (93)
0508-grün-U1-M	49.881 (100)	40.874 (82)	0508-grün-U2-M	48.218 (100)	40.779 (85)
0508-grün-O1-Q	46.589 (100)	47.889 (103)	0508-grün-O2-Q	46.294 (100)	43.542 (94)
0508-grün-U1-Q	48.029 (100)	44.200 (92)	0508-grün-U2-Q	48.402 (100)	39.401 (81)
0508-grün-O1-E	45.919 (100)	44.403 (97)	0508-grün-O2-E	42.836 (100)	41.064 (96)
0508-grün-U1-E	46.339 (100)	entfällt	0508-grün-U2-E	47.941 (100)	39.233 (82)

Tab. 5-25: Statischer E-Modul vor und nach Klimawechsellaagerung unter Einfluss von Wasser und NaCl-Lösung an Prüfkörpern aus dem Hauptfahrstreifen der Platten-Nr. 0508-grün

### Diskussion und Schlussfolgerung Streckenabschnitt 2b

Bereits in MIELICH et al. (2015) wurde vorgestellt, dass erst ab einer Änderung von 15 % des statischen Elastizitätsmoduls nach Klimawechsellaagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung dividiert durch den statischen Elastizitätsmodul unter Einwirkung von Wasser eine AKR-Schädigung nachweisbar ist. Bei den damaligen Versuchen lagen dann auch die Dehnungen über dem entsprechenden Grenzwert für die Einwirkung einer NaCl-Lösung. Im vorliegenden Streckenabschnitt ist das sowohl bei Platten-Nr. 0260 als auch bei Platten-Nr. 0508 nicht der Fall, obwohl alkaliempfindliche Gesteinskörnung nachgewiesen und die Schadenskategorien II/III bzw. Schadenskategorie I festgestellt wurde.

Möchte man den künftigen Zustand einer AKR-geschädigten Betonfahrbahndecke abschätzen, muss überprüft werden, ob die Klimawechsellaagerung mit externer Alkalizufuhr zu einer größeren Schädigung führt, als die, die bereits in der Fahrbahndecke vorhanden ist (Ist-Zustand).

Zu berücksichtigen ist aber, dass zyklisch auftretende last- und lastunabhängige Beanspruchungen bei gleichzeitiger AKR über den Gesamtquerschnitt (rechtwinklig zur Plattenebene) eine höhere Gefügestörung bewirken als parallel zur Plattenebene. Der Elastizitätsmodul ist dann rechtwinklig zur Plattenebene kleiner als parallel zur Plattenebene (MIELICH 2019b). Der Autor zeigte ebenfalls, dass der Elastizitätsmodul in der Reihenfolge Plattenmitte, Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz abnimmt.

Tab. 5-26 vergleicht daher die ermittelten E-Moduln unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper parallel zur Plattenebene mit E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand). Es ist zu erkennen, dass die absoluten E-Moduln nach Klimawechsellaagerung in der Plattenmitte ungefähr gleich sind wie der E-Modul im Ist-Zustand. Im Bereich der Querfuge zeigt sich, dass der E-Modul nach Klimawechsellaagerung größer ist als der E-Modul im Ist-Zustand. Dieser Unterschied nimmt im Bereich des Fugenkreuzes noch weiter zu. Es ist daher mit Prüfkörpern parallel zur Plattenebene und einer Klimawechsellaagerung nicht möglich, den AKR-bedingten Ist-Zustand abzubilden bzw. eine Prognose der Schadensentwicklung aufzuzeigen. Das zeigten auch schon die Dehnungsverläufe, anhand derer mit keinem weiteren AKR-bedingten Schadensfortschritt zu rechnen ist, obwohl die Platten-Nr. 0260 bereits visuell in die Schadenskategorie II/III eingeteilt wurde.

Der Entnahmeort der Prüfkörper parallel zur Plattenebene ist auf das Ergebnis nach Klimawechsellaagerung unerheblich (s. Tab. 5-26). Im Gegensatz dazu ist in-situ mit einer Abnahme des E-Moduls rechtwinklig zur Plattenebene in der Reihenfolge Plattenmitte, Querfuge, Fugenkreuz zu rechnen.

Entnahmeort	Kennzeichnung	statischer Elastizitätsmodul [MPa]		Kennzeichnung
		parallel zur Plattenebene	rechtwinklig zur Plattenebene	
Plattenmitte	0260-O1-M-NaCl	35.676	36.367	0260-M2-rot
	0260-U1-M-NaCl	37.375		
im Bereich der Querfuge	0260-O1-Q-NaCl	35.564	24.152	0260-Q2-rot
	0260-U1-Q-NaCl	entfällt		
im Bereich des Fugenkreuzes	0260-O1-E-NaCl	36.289	23.303	0260-E1-rot
	0260-U1-E-NaCl	34.890		

Tab. 5-26: E-Moduln nach Klimawechsellaagerung unter Einwirkung von Wasser für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand)

In Tab. 5-27 hat der Entnahmeort der Prüfkörper parallel zur Plattenebene auf das Ergebnis der Klimawechsellaagerung keinen Einfluss. Visuell wurde die Platten-Nr. 0508 in die Schadenskategorie I eingeteilt. Die ermittelten E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene im Bestand sind alle auf einem gleich hohen Niveau (rd. 44.000 MPa bis 47.000 MPa). Ein AKR-bedingter Einfluss auf den E-Modul lässt sich auch nach 18 Jahren Liegedauer nicht ableiten.

In dem Fall der Platten-Nr. 0508 hat die Klimawechsellaagerung unter Einfluss einer NaCl-Lösung einen geringen Einfluss. Obwohl die Abnahme des E-Moduls auf rd. 40.000 MPa kleiner ist als die E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene, wird sich ein AKR-bedingter Schadensfortschritt dennoch nicht ableiten lassen, da diese E-Moduln immer noch auf einem sehr hohen Niveau verbleiben.

Entnahmeort	Kennzeichnung	statischer Elastizitätsmodul [MPa]		Kennzeichnung
		parallel zur Plattenebene	rechtwinklig zur Plattenebene	
Plattenmitte	0508-O1-M-NaCl	40.602	47.421	0508-M1-grün
	0508-U1-M-NaCl	40.779		
im Bereich der Querfuge	0508-O1-Q-NaCl	43.542	47.178	0508-Q1-grün
	0508-U1-Q-NaCl	39.401		
im Bereich des Fugenkreuzes	0508-O1-E-NaCl	41.064	44.257	0508-E2-grün
	0508-U1-E-NaCl	39.233		

Tab. 5-27: E-Moduln nach Klimawechsellaagerung unter Einwirkung von Wasser für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand)

#### 5.4.4 Streckenabschnitt 3

##### Bohrkernentnahme und Probenvorbereitung

Im Streckenabschnitt 3 zwischen km 85+050 und km 85+000 wurden aus dem Hauptfahrstreifen bei Platten-Nr. 193 drei Bohrkerne mit einem Durchmesser von 360 mm entnommen. Ein Bohrkern stammte aus Plattenmitte, ein Weiterer wurde mit einem Abstand von 50 cm der Bohrlochmitte zur Querfuge und ein Dritter mit einem Abstand von 50 cm von Bohrlochmitte zur Längs- und Querfuge entnommen. Flankiert wurden diese Bohrkerne von jeweils zwei weiteren Bohrkernen mit einem Durchmesser von 100 mm (s. Bild 5-34).

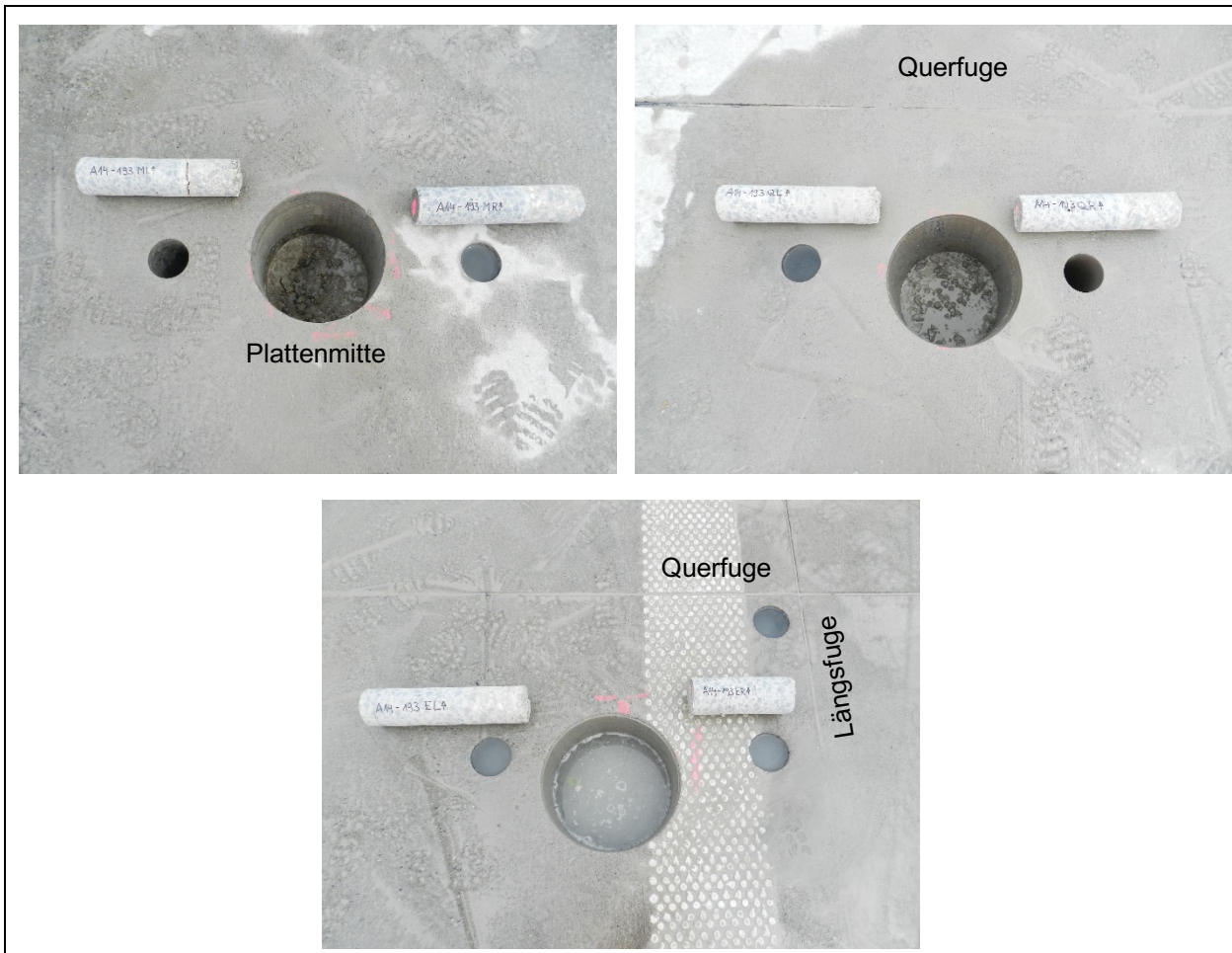


Bild 5-34: Bohrkern aus Plattenmitte sowie aus dem Bereich der Querfuge und des Fugenkreuzes

Aus dem oberen und unteren Drittel der großen Bohrkerns wurden parallel zur Plattenebene jeweils 2 Prismen mit den Abmessungen  $100 \times 100 \times 260 \text{ mm}^3$  herausgearbeitet (s. Beispiel Bild 5-35).



Bild 5-35: Beispiel der Entnahme prismatischer Prüfkörper (rechts) aus einem Bohrkern mit Durchmesser 360 mm (links)

Für die AKR-provozierende Lagerung mit der Klimawechsellaagerung wurden die Probekörper gemäß (FGSV 2018d) vorbereitet. Es wurden 8 Zyklen geprüft und die Prüfkörper sowohl mit Wasser als auch zur Simulation der Alkalizufuhr von außen mit einer NaCl-Lösung beaufschlagt. Vor- und nach der Klimawechsellaagerung wurde der statische Elastizitätsmodul bestimmt (s. Abschnitt 5.4.1).

## Ergebnisse

Allen drei Diagrammen ist gemeinsam, dass unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung die Dehnungen bis zum Abschluss der Klimawechsellagerung (achter Zyklus) unter dem festgelegten Grenzwert von 0,6 mm/m bzw. 0,7 mm/m bleiben (s. Bild 5-34). Tendenziell sind die Dehnungen ermittelt an Prüfkörpern aus dem oberen Drittel der Fahrbahnplatte größer, als die aus dem unteren Drittel. Dies trifft sowohl unter Einwirkung von Wasser als auch unter Einwirkung von NaCl-Lösung zu. Für die Dehnungsverläufe spielt es keine Rolle, ob die Prüfkörper aus der Plattenmitte, der Querfuge oder aus dem Bereich des Fugenkreuzes stammen.

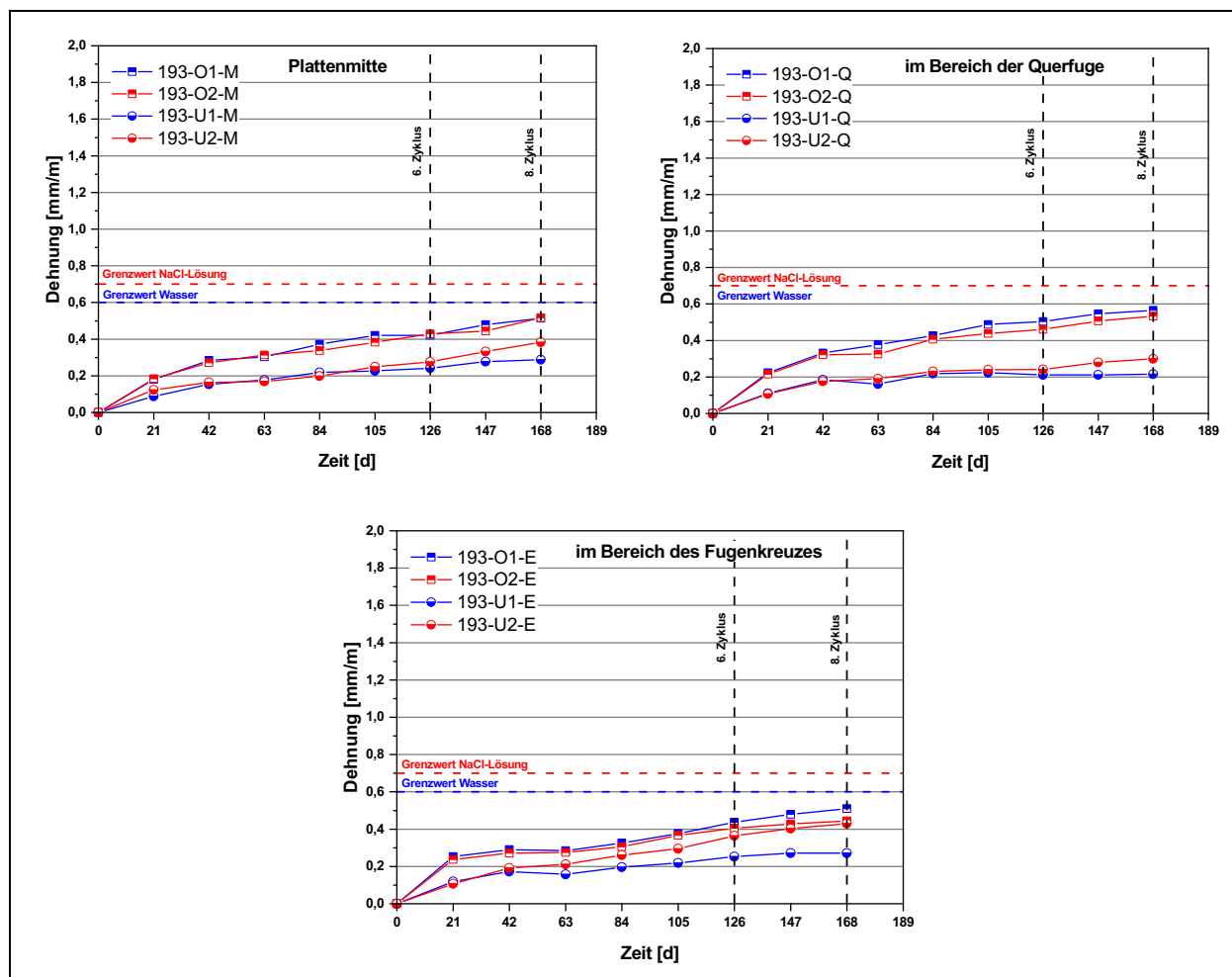


Bild 5-36: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte B, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 193)

Nach acht Zyklen Klimawechsellagerung nahm der Elastizitätsmodul von Prüfkörpern parallel zur Plattenebene und bei Einwirkung von Wasser um 6 % und 15 % ab. Unter der Einwirkung von NaCl-Lösung nimmt der Elastizitätsmodul um 15 % bzw. 14 % ab (s. Tab. 5-28).

Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
193-O1-M	43.525 (100)	40.973 (94)	193-O2-M	44.377 (100)	37.647 (85)
193-U1-M	48.765 (100)	41.347 (85)	193-U2-M	47.821 (100)	41.099 (86)

Tab. 5-28: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus der Plattenmitte

Im Bereich der Querfuge nimmt der Elastizitätsmodul nach Klimawechsellagerung sowohl unter Einwirkung von Wasser als auch unter Einwirkung von NaCl-Lösung ab. Unter Einwirkung von Wasser reduziert sich

der Elastizitätsmodul um 15 % und 9 %, unter Einwirkung von NaCl-Lösung um 12 % und 24 %. (s. Tab. 5-29).

Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
193-O1-Q	44.642 (100)	38.076 (85)	193-O2-Q	42.464 (100)	37.557 (88)
193-U1-Q	46.803 (100)	42.492 (91)	193-U2-Q	47.303 (100)	36.101 (76)

Tab. 5-29: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus dem Bereich der Querfuge

Stammen die Prüfkörper aus dem Bereich des Fugenkreuzes, reduziert sich der Elastizitätsmodul unter Einwirkung von Wasser um 3 % und 10 % und unter Einwirkung von NaCl-Lösung um 12 %. (s. Tab. 5-30).

Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit Wasser [MPa]	Kennzeichnung	stat. E-Modul vor KWL [MPa]	stat. E-Modul nach KWL mit NaCl [MPa]
193-O1-E	45.220 (100)	43.924 (97)	193-O2-E	44.609 (100)	39.401 (88)
193-U1-E	49.202 (100)	44.452 (90)	193-U2-E	48.334 (100)	42.619 (88)

Tab. 5-30: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus dem Bereich des Fugenkreuzes

Für alle drei Tabellen (s. Tab. 5-29 bis Tab. 5-31) wird eine Reduzierung nach Klimawechsellagerung festgestellt. Es zeigt sich aber auch, dass der Elastizitätsmodul unter Einwirkung von Wasser (193-U1-M und 193-O1-Q) mehr abnimmt als unter Einfluss von NaCl-Lösung (193-U2-M und 193-O2-Q). In diesen Fällen ist der Elastizitätsmodul vor der Klimawechsellagerung der Prüfkörper, die unter Einwirkung von Wasser geprüft wurden größer, als bei den Prüfkörpern, die später unter Einwirkung von NaCl-Lösung geprüft wurden. Grundsätzlich ist aber zu erkennen, dass die absoluten E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung stets kleiner sind als die unter Einwirkung von Wasser. Die größte Differenz besteht zwischen Probe 193-U1-Q und 193-U2-Q (6391 MPa). Die Abminderung entspricht rd. 15 %.

### Diskussion und Schlussfolgerung Streckenabschnitt 3

Möchte man den künftigen Zustand einer AKR-geschädigten Betonfahrbahndecke abschätzen, muss überprüft werden, ob die Klimawechsellagerung mit externer Alkalizufuhr zu einer größeren Schädigung führt, als die die bereits in der Fahrbahndecke vorhanden ist (Ist-Zustand).

Zu berücksichtigen ist aber, dass zyklisch auftretende last- und lastunabhängige Beanspruchungen bei gleichzeitiger AKR über den Gesamtquerschnitt (rechtwinklig zur Plattenebene) eine höhere Gefügestörung bewirken als parallel zur Plattenebene. Der Elastizitätsmodul ist dann rechtwinklig zur Plattenebene kleiner als parallel zur Plattenebene (MIELICH 2019b). Der Autor zeigte ebenfalls, dass der Elastizitätsmodul in der Reihenfolge Plattenmitte, Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz abnimmt.

Tab. 5-31 vergleicht daher die ermittelten E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper parallel zur Plattenebene mit E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand). Es ist zu erkennen, dass die absoluten E-Moduln nach Klimawechsellagerung kleiner sind als der E-Modul im Ist-Zustand. Im Bereich der Querfuge ist bereits zu erkennen, dass der E-Modul nach Klimawechsellagerung größer ist als der E-Modul im Ist-Zustand. Dieser Unterschied nimmt im Bereich des Fugenkreuzes noch weiter zu. Es ist daher mit Prüfkörpern parallel zur Plattenebene und einer Klimawechsellagerung nicht möglich, den Ist-Zustand abzubilden bzw. eine Prognose der Schadensentwicklung aufzuzeigen.

Entnahmeort	Kennzeichnung	statischer Elastizitätsmodul [MPa]		Kennzeichnung
		parallel zur Plattenebene	rechtwinklig zur Plattenebene	
Plattenmitte	193-O2-M-NaCl	37.647	44.829	193-MR
	193-U2-M-NaCl	41.099		
im Bereich der Querfuge	193-O2-Q-NaCl	37.557	31.249	193-QR
	193-U2-Q-NaCl	36.101		
im Bereich des Fugenkreuzes	193-O2-E-NaCl	39.401	23.404	193-ER
	193-U2-E-NaCl	42.619		

Tab. 5-31: E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand)

### 5.4.5 Zusammenfassung und Ausblick

Zyklisch auftretende last- und lastunabhängige Beanspruchungen bei gleichzeitiger AKR über den Gesamtquerschnitt (rechtwinklig zur Plattenebene), bewirken eine höhere Gefügestörung als parallel zur Plattenebene. Diese Gefügestörung nimmt in der Reihenfolge Plattenmitte, Längsfuge, Querfuge, Fugenkreuz zu (MIELICH 2019b).

Eine systematische Prognose der Schadensentwicklung ist daher mittels dem AKR-Prüfverfahren „FIB-Klimawechsellagerung“ nicht möglich, wenn die Prüfkörper parallel zur Plattenebene entnommen werden. In diesem Fall stellt sich nicht die Gefügestörung im Prüfkörper ein, wie sie bereits in der Fahrbahnplatte vorhanden ist.

Trotzdem ist positiv hervorzuheben, dass mit der Klimawechsellagerung eine Bewertung dahingehend möglich ist, ob ein AKR-bedingter Schadensfortschritt noch zu erwarten oder ob weiteres Restschädigungspotential vorhanden ist. Dafür spielt aber die Ausrichtung der Prüfkörper eine zentrale Rolle. Die Ausrichtung der Prüfkörper sollte zukünftig rechtwinklig und nicht wie bisher üblich parallel zur Plattenebene erfolgen. Der Frage, ob es sinnvoll ist durch diese wesentliche Änderung die Grenzwerte anzupassen, wurde in diesem Forschungsprojekt nicht beantwortet. Vermutlich muss sogar darüber nachgedacht werden, ob überhaupt Dehnungsgrenzwerte im Hinblick auf die Schadensentwicklung zielführend sind oder ob nicht mechanische Betoneigenschaften wie z.B. der statische Elastizitätsmodul für die Bewertung einer Schadensentwicklung herangezogen werden müssten. Ein Vorteil dieser Betrachtungsweise wäre, dass sich die nachgestellte Schadensentwicklung im Labor mit dem Ist-Zustand vergleichbar machen lässt.

## 5.5 Beispiel für eine Zustandserfassung

### 5.5.1 Streckenabschnitt 4

Im Rahmen einer Erhaltungsmaßnahme im Jahr 2019 war es möglich, auf dem Streckenabschnitt 4 (s. Bild 4-1) eine Zustandserfassung (visuell, kombiniert mit Bohrkernentnahmen und FWD-Messungen) einer AKR-geschädigten Fahrbahndecke durchzuführen. Der Streckenabschnitt befindet sich zwischen der Anschlussstelle Leipzig und des Autobahndreieckes Schkeuditz auf der BAB A14 zwischen km 87+000 und km 95+000, RiFa Magdeburg. Für die Zustandserfassung mit FWD-Messungen und anschließender Bohrkernentnahme wurde der Abschnitt zwischen km 91+000 und 91+055 ausgesucht. Für den gesamten Streckenabschnitt 4 lagen keine Bestandsunterlagen vor. Es war lediglich bekannt, dass es sich um einen AKR-verdächtigen Abschnitt handelt. Die Autobahn ist in diesem Bereich 6-streifig und zweibahnig ausgebaut und als Regelquerschnitt RQ 35,5 ausgeführt. Dem Verkehr stehen pro Richtung drei Fahrbahnen zur Verfügung. Die Autobahn wurde erstmalig 1999 für den Verkehr freigegeben.

### 5.5.2 Visuelle Begutachtung

Die visuelle Begutachtung fand am 06.05.2019 statt. Bild 5-37 zeigt eine Übersichtsaufnahme zwischen km 91+000 und km 91+055 und eine Detailaufnahme von Platte Nr. 1388. Im untersuchten Abschnitt wurde hauptsächlich die Schadenskategorie I

- Verfärbung im Bereich der Quertugen / Fugenkreuzungen
- keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildungen

und vereinzelt die Schadenskategorie II

- mit Rissbildungen in den Rüttelgassen
- mit Rissbildungen in den Quertugen

vorgefunden. Auf dem ausgewählten Streckenabschnitt sind keine Quertugen bzw. Fugenkreuze instandgesetzt.





Bild 5-37: Übersichtsaufnahme vom untersuchten Abschnitt zwischen km 91+000 und km 91+055 (links) und Detail bei Platten-Nr. 1388 (rechts) mit Rissbildungen in den Querfugen und Rüttelgassen

### 5.5.3 Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer

Ursprünglich hätten die FWD-Messungen im Winter durchgeführt werden sollen, konnten aber erst mit der Einrichtung der 4+0 Verkehrsführung am 06.05.2019 im Streckenabschnitt 4 zwischen km 91+000 und km 91+055 durchgeführt werden. Die Messungen wurden durch Herrn Lüdike von der HS Anhalt durchgeführt. Die Lufttemperatur betrug zwischen 9,0°C und 13,2°C sowie für die Oberflächentemperaturen zwischen 13,8°C und 15,4°C.

Die FWD-Messungen erfolgten bei Stoßbelastungen von 50 kN, 75 kN und 100 kN in Plattenmitte, an den Querfugen und den Plattenecken auf OK Beton der Hauptfahrspur (s. Bild 5-16).

In Tab. 5-32 ist der Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit des Ortes (Querfuge, Fugenkreuz), die relative Zunahme der Deflexion  $w$  in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) sowie der Zustand und ermittelte E-Modul der Bohrkerne (s. Abschnitt 5.5.4) zusammengefasst.

Für die elf Messungen in Plattenmitte, der Querfuge und im Fugenkreuz, wurden aus dem Mittelwert und der Standardabweichung der Variationskoeffizient berechnet. Dieser beträgt für die Plattenmitte 11,8 %, für die Querfuge 13,3 % und für das Fugenkreuz 7,4 %. Aus den Variationskoeffizienten lässt sich ableiten, dass die Fahrbahnplatte ungleichmäßig aufliegt. Erfahrungsgemäß werden für alle drei Bereiche (Plattenmitte, Querfuge, Fugenkreuz) Variationskoeffizienten von rd. 5% ermittelt, wenn die Fahrbahnplatte gleichmäßig auf dem Untergrund aufliegen würde und nicht unter Längsdruckspannungen steht.

Der hohe Wirksamkeitsindex von nahezu 100 % für die Querfugen und Fugenkreuze bestätigt (s. Tab. 5-32), dass die Platten bereits unter Längsdruckspannungen stehen. Das zeigt auch die Deflexion im Fugenkreuz bezogen auf die Plattenmitte ( $(w_G - w_B)/w_B$ ). Trotz der festgestellten Horizontalrisse und der abgeminderten E-Moduln unter dem Belastungspunkt ( $(E_{c,B} - E_{c,G})/E_{c,B}$ ), wird kaum eine Abminderung der Deflexion zwischen Plattenmitte und Fugenkreuz festgestellt. In diesem Falle hätte mit Werten deutlich über 0,50 gerechnet werden müssen. Somit können die Messungen zur Zustandserfassung für den betrachteten Streckenabschnitt verworfen werden.

Platten-Nr.	Wirksamkeitsindex		Deflexion		Bohrkern	
	Querfuge [%]	Fugenkreuz [%]	Querfuge Q [(w <sub>Q</sub> -w <sub>B</sub> )/w <sub>B</sub> ]	Fugenkreuz G [(w <sub>G</sub> -w <sub>B</sub> )/w <sub>B</sub> ]	Zustand [-]	E-Modul (E <sub>c,B</sub> -E <sub>c,G</sub> )/E <sub>c,B</sub>
1384	99,9	100,0	1,00	0,64	intakt	0,41
1385	100,0	99,3	0,13	0,09	horizontaler Riss	-
1386	100,0	100,0	0,35	0,26	horizontaler Riss	-
1387	99,9	99,9	0,35	0,27	horizontaler Riss	-
1388	100,0	100,0	0,42	0,17	intakt	0,49
1389	99,8	100,0	0,43	0,10	horizontaler Riss	-
1390	100,0	100,0	0,33	0,05	horizontaler Riss	-
1391	100,0	99,8	0,39	0,11	horizontaler Riss	-
1392	99,5	100,0	0,28	-0,01	horizontaler Riss	-
1393	99,7	99,4	0,11	0,00	horizontaler Riss	-
1394	99,4	100,0	0,27	0,03	horizontaler Riss	-

Tab. 5-32: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit des Ortes (Querfuge, Fugenkreuz), relative Zunahme der Deflexion  $w$  in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) sowie Zustand und E-Modul an Bohrkernen

#### 5.5.4 Bohrkernentnahme und Ergebnisse

Im Anschluss an die FWD-Messungen wurden Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm aus den Platten 1384, 1386, 1388, 1390, 1392 und 1394 entnommen. Die Bohrkernentnahme fand nach dem in MIELICH (2019b) vorgeschlagenen Entnahmeplan statt. Bild 5-38 zeigt exemplarisch eine Fahrbahnplatte mit den Markierungen für die Bohrkernentnahme in Plattenmitte (B) sowie mit einem Abstand von 26 cm (G) und 8 cm (R) der Bohrlochmitten zu den Längs- und Querfugen. Eine Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme ab Platten-Nr. 1384 und ein Detail der Bohrkernentnahme im Bereich eines Fugenkreuzes zeigt Bild 5-39.

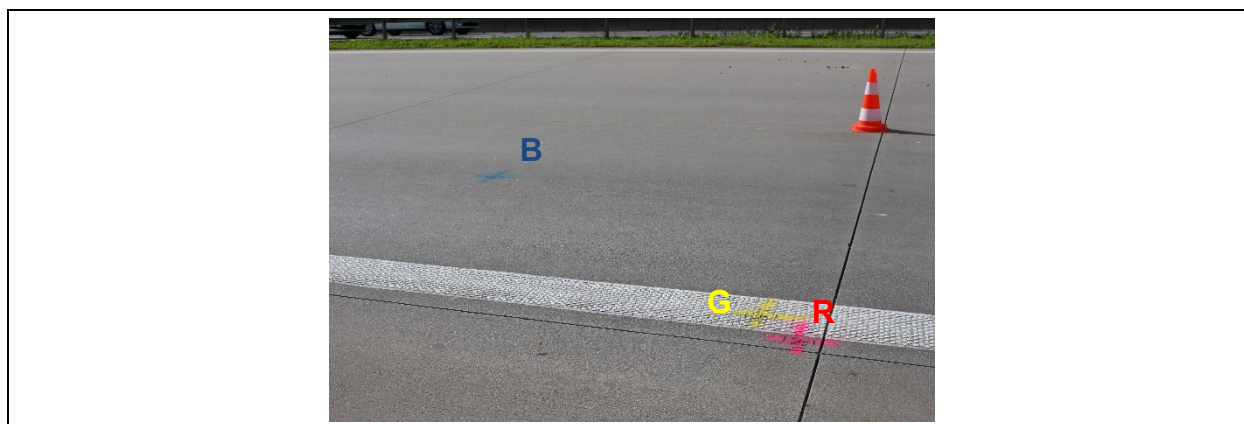


Bild 5-38: Beispielhafte Entnahmestellen im Streckenabschnitt 4 nach dem in MIELICH (2019b) vorgeschlagenen Entnahmeplan

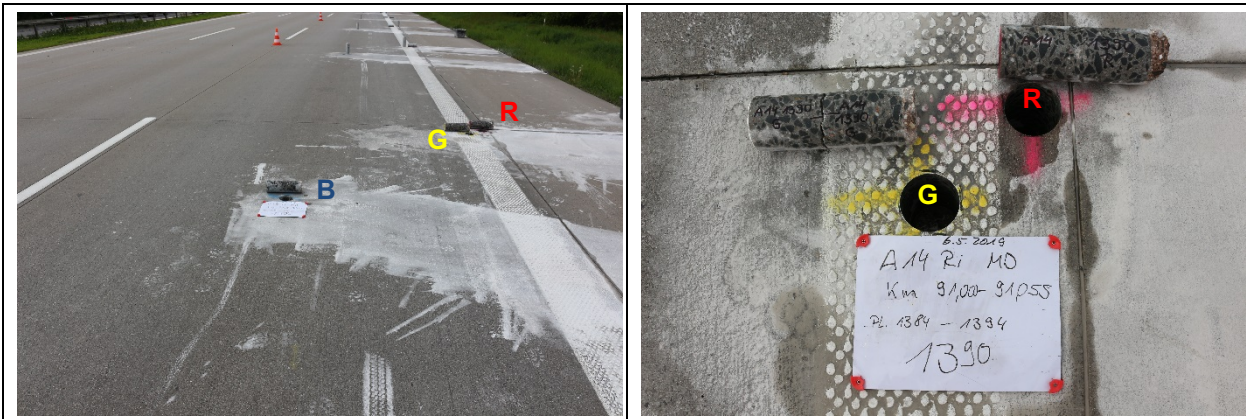


Bild 5-39: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme und Detail der Bohrkernentnahme im Bereich des Fugenkreuzes. Der Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm (rechts)

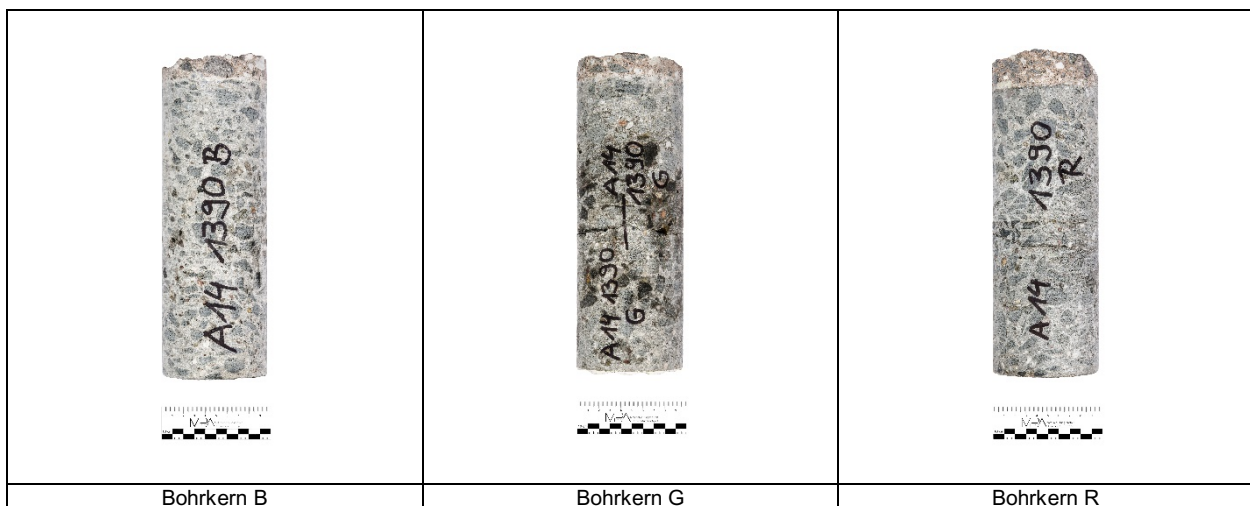


Bild 5-40: Bohrkerne aus Platte Nr. 1390 (A14-1390B aus Plattenmitte, A14-1390G und A14-1390R aus dem Bereich des Fugenkreuzes mit einem Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge von 26 cm und 8 cm)

Das Bild 5-40 zeigt die drei Bohrkern B, G und R aus der Platte Nr. 1390. An der Manteloberfläche war zu erkennen, dass die Fahrbahndecke einschichtig hergestellt wurde. Als grobe Gesteinskörnung war ein Rhyolith an der Mantelfläche zu erkennen. Größere Gesteinskörner waren überwiegend gleichmäßig verteilt. Das Größtkorn betrug 22 mm.

Bei allen Bohrkernen aus Plattenmitte stammend, war das Betongefüge dicht und fest. Bis auf zwei Bohrkern (Platten-Nr. 1384 und 1386) wiesen alle weiteren Bohrkern aus dem Bereich G Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung auf bzw. waren durchgebrochen. Im Bohrloch selbst wurde an der Bohrlochwandung die Rissbildung wiedergefunden, so dass der Riss tatsächlich in der Fahrbahndecke entstanden sein muss und nicht durch die Scherbeanspruchung während des Bohrens.

An den Bohrkernen B und G wurde der E-Modul in Anlehnung an DIN 1048-5:1991-06 nach zweimaliger Be- und Entlastung als Sekantenmodul zwischen den Spannungswerten 0,5 MPa und 10 MPa bestimmt. Die Erfassung der Dehnung erfolgte mit drei gleichmäßig angebrachten Messstrecken mit induktiven Messwertaufnehmern über eine Länge von 100 mm.

Im Anschluss an die E-Modul Prüfung wurde die Spaltzugfestigkeit und die Druckfestigkeit bestimmt. Zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit wurden Betonscheiben aus der oberen Randfaser der Bohrkern herausgearbeitet und entsprechend TP B-StB Teil 3.1.05 geprüft (FGSV 2016b). An dem verbleibenden Reststück wurde die Druckfestigkeit ermittelt.

Platten-Nr.	statischer E-Modul in MPa, (%)		
	B (vgl. Bild 5-38, links) Plattenmitte	G (vgl. Bild 5-38, links) 26 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge	R (vgl. Bild 5-38, links) 8 cm Abstand Bohrlochmitte zur Längs- Querfuge
1384	44.361 (100)	26.362 (59)	gebrochen, nicht prüfbar
1386	42.742 (100)	gebrochen, nicht prüfbar	gebrochen, nicht prüfbar
1388	44.528 (100)	22.599 (51)	gebrochen, nicht prüfbar
1390	40.998 (100)	gebrochen, nicht prüfbar	gebrochen, nicht prüfbar
1392	42.980 (100)	gebrochen, nicht prüfbar	gebrochen, nicht prüfbar
1394	41.112 (100)	gebrochen, nicht prüfbar	gebrochen, nicht prüfbar

Tab. 5-33: E-Moduln an Bohrkernen aus Plattenmitte und mit einem Abstand von 26 cm und 8 cm der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge unter Angabe der Plattennummer

Es wurden Spaltzugfestigkeiten in der oberen Randfaser von 3,3 bis 5,3 MPa ermittelt. Die Druckfestigkeit lag zwischen 69,8 und 93,2 MPa. In Tab. 5-33 sind die E-Moduln, ermittelt in Plattenmitte (B) und mit einem Abstand von 26 cm (G) und 8 cm (R) der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge zusammengestellt. Es zeigt sich allerdings, dass ein Großteil der Bohrkern aus dem Bereich der Fugenkreuze horizontal durchgebrochen und somit nicht mehr prüfbar waren. Es ist daher anzunehmen, dass eine Rissbildung mit horizontaler Ausrichtung bereits mindestens 26 cm in die Fahrbahnplatte hineinreicht.

Der Mittelwert der E-Moduln aus Plattenmitte wurde zu 42.787 MPa bei einem Variationskoeffizienten von 3,2 % ermittelt. Bei diesem hohen E-Modul und dem sehr geringen Variationskoeffizienten ist von einem Bereich geringer bzw. keiner Schädigung auszugehen. Bei einem Abstand von 26 cm von Quer- und Längsfuge wird eine Abnahme des E-Moduls von 41 bis 49 % ermittelt, oder der Beton war bereits durch einen Riss mit horizontaler Ausrichtung geschädigt.

Die Ergebnisse der zerstörenden Prüfung zeigen zum wiederholten Mal, dass die Abnahme der Spaltzug- als auch der Druckfestigkeit sehr gering ist, die des E-Moduls dagegen sehr groß. Die bisherige, rein visuell festgestellte Schadenszunahme verlief relativ langsam. Es ist aber zu vermuten, dass ein zunehmender Schädigungsgrad nicht linear verlaufen würde, sondern dass mit einer signifikanten Schadenszunahme zu rechnen ist. Das lässt sich aus den Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung erkennen, die bereits mind. 26 cm in die Platte hineinreichen.

### 5.5.5 Zusammenfassung und Ausblick

Zum Zeitpunkt der Messungen mit dem Falling Weight Deflectometer standen die Fahrbahnplatten bereits deutlich unter Längsdruckspannung. Die vorhandene Strukturschwächung konnte deshalb nicht zweifelsfrei erfasst werden. Wie bereits im Abschnitt 5.3 vorgeschlagen, hätten die Messungen zwingend im Winter durchgeführt werden müssen, und zwar dann, wenn eine längere Frostperiode den Messungen voraus geht.

Aus den visuellen Untersuchungen am Streckenabschnitt 4 ergibt sich, dass das festgestellte Schadensbild an der Fahrbahnoberfläche mit Schadenskategorie SK I (Verfärbung im Bereich der Querfugen/Fugenkreuzungen, keine über Schwindrisse hinausgehende Rissbildungen) und SK II (Rissbildungen in Fugenkreuzbereichen), nicht mit der Menge und der Verteilung der horizontalen Risse im Inneren einer geschädigten Fahrbahnplatte übereinstimmt. Das bedeutet, dass das visuelle Schadensbild der Schadenskategorien SK I und SK II den Grad der Schädigung deutlich unterschätzt.

Die festgestellten Risse über den Gesamtquerschnitt verlaufen meist horizontal und reichen zum Teil mehrere Zentimeter in die Fahrbahndecke hinein und nehmen visuell betrachtet von der Plattenmitte Richtung Fugenkreuz zu.

Grundsätzlich ermöglichen horizontale Rissbildungen in der Fahrbahndecke Vertikalverformungen durch den überrollenden Schwerverkehr, vor allem auf dem Laststreifen. Permanente Vertikalverformungen führen vermutlich zum Fortschreiten der Horizontalrisse in den Beton hinein, bis Eckabbrüche die Folge

sind. Zusätzlich führen die Vertikalverformungen mit der Zeit zu Gefügestörungen, welche sich bei der Bestimmung mechanischer Betoneigenschaften unterschiedlich bemerkbar machen.

Die Untersuchungen an den Bohrkernen ergaben, dass die Abnahme der Druck- und Spaltzugfestigkeit gering ist, die des E-Moduls groß. Beim Druckversuch werden die Risse geschlossen und beeinträchtigen demzufolge die Festigkeit wenig. Bei der Bestimmung des E-Moduls werden die Risse ebenfalls zusammengedrückt. Aber das Schließen der Risse wird als größere Dehnung registriert, was bewirkt, dass der E-Modul kleiner wird. Der Elastizitätsmodul (rechtwinklig zur Fahrbahnoberfläche) nimmt von Plattenmitte Richtung Fugenkreuz ab und somit der Grad der Schädigung zu.

Eine Betonfahrbahndecke versagt auf Zug und nicht auf Druck. Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit werden durch die AKR aber nur sehr wenig beeinträchtigt. Die zentrische Zugfestigkeit darf deshalb auch nicht näherungsweise aus Druck- und Spaltzugfestigkeit abgeschätzt werden und sollte deshalb in zentrischen Zugversuchen ermittelt werden.

Die experimentellen Resultate sind nur für den untersuchten Streckenabschnitt gültig. Es hat sich aber bereits gezeigt, dass diese Erkenntnisse auch an einem weiteren Streckenabschnitt festgestellt wurden (MIELICH 2019b). Eine größere Datenbasis wäre zukünftig wünschenswert. Dabei sollten vor allem Erfahrungen an zweischichtig gebauten Fahrbahndecken gesammelt werden. Es wird aber eine Frage der Bereitstellung der Mittel sein, um solche Erfahrungen sammeln zu können.

## **5.6 Visuelle Abschätzung der Restnutzungsdauer bei AKR-geschädigten Beton**

Zur Bewertung der strukturellen Substanz von AKR-geschädigten Betonbefestigungen hat die MPA der Universität Stuttgart Berechnungen auf Basis der RDO Beton (FGSV 2009d) durchgeführt (s. Abschnitt 5.2). Die erforderlichen Festigkeitsgrößen Spaltzugfestigkeit und statischer Elastizitätsmodul wurden anhand der aus dem AKR-geschädigten Abschnitt 2b entnommenen Bohrkern ermittelt. Die Vorgehensweise der Berechnung ist gegenläufig zu dem klassischen Anwendungsfall: Hierbei wird die Dimensionierung der Oberbaukonstruktion nicht nach der Nutzungsdauer ausgelegt, sondern anhand der tatsächlich vorhandenen Substanz die Restnutzungsdauer berechnet. Die Abschätzung der Restnutzungsdauer ist jedoch auf diese Weise nicht möglich, da die Spaltzugfestigkeit keine Verringerung aufweist. Diese ist im Berechnungsverfahren maßgebend für die Nutzungsdauer der Betonbefestigung. Eine zuverlässige Ermittlung der strukturellen Substanz bzw. Restnutzungsdauer des Betons wäre daher nur möglich, wenn andere wesentliche Eingangsparameter wie die Deckendicke, Schichtsteifigkeiten sowie Ermüdungs- und Zugfestigkeiten in der Bewertung ausreichend berücksichtigt werden könnten.

Aus dem vorliegenden Grund wird in dieser Arbeit, ohne den substanziellen Strukturverlust ausreichend beschreiben zu können, die AKR-Schadensentwicklung an der Oberfläche ermittelt und darauf aufbauend das Ende der Nutzungsdauer nach statistisch bzw. wirtschaftlich sinnvollen Kriterien bestimmt. Die BAST hat der Universität Stuttgart für die Entwicklung einer AKR-spezifischen Verlaufsfunktion ZEB-Daten von den BAB A14 und A38 aus den Jahren 2010, 2014 und 2018 zur Verfügung gestellt. Diese wurden bei der A14 von km 83+000 bis km 96+500 und bei der A38 von km 180+000 bis km 219+500 in geringerem Umfang nach AKR-Schadensmerkmalen ausgewertet.

Im Folgenden wird der Ablauf der Auswertung erläutert und die Abgrenzung der Begrifflichkeiten dargelegt. Für die Erstellung der Verhaltensfunktion ist es im ersten Schritt zweckmäßig, die Überlegungen zu Schadensmerkmalen der AKR zu vertiefen. Erst im zweiten Schritt kann anhand der vorliegenden Auswertungsergebnisse eine Verhaltensfunktion gebildet werden, welche das Schadensmuster unter den gegebenen Rahmenbedingungen bestmöglich widerspiegelt. Da die Daten nur für drei Zeiträume mit einem Abstand von jeweils vier Jahren in unterschiedlicher Bildqualität vorliegen, müssen drei eindeutige Messwerte zur Funktionsbestimmung in den Datensätzen vorzufinden sein. Im nächsten Schritt muss eine Bedingung zur Bestimmung des Ausfallzeitpunkts der geschädigten Befestigung definiert werden. Die dabei getroffenen Annahmen und Modellvereinfachungen werden für die weitere Anwendung erklärt und durch den Vergleich mit in-situ Erfahrungen bzw. wissenschaftlichen Erkenntnissen auf Plausibilität geprüft. Im letzten Schritt wird das Modell auf andere geschädigte Autobahnabschnitte übertragen und soll zukünftig bei der Erhaltungsplanung zur Abschätzung der wirtschaftlichen Nutzungsdauer beitragen.



### Schadensmerkmal

Für eine Auswertung der visuellen Bildinformationen müssen Schadensmerkmale formuliert werden, welche den Straßenzustand ausreichend bewerten können und zudem eindeutig als Folge der Alkali Kieselsäure-Reaktion zu identifizieren sind. Insbesondere soll berücksichtigt werden, dass die Qualität der Frontkamerabilder aus der ZEB keine exakten Untersuchungen der Oberfläche nach Rissen oder Ähnlichem zulassen. Die Richtlinie „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b, Entwurf) ist somit für diese Zwecke nicht anwendbar, da die Schadenskategorien nicht eindeutig aus den Bildern zu bestimmen sind.

Eine AKR-Schädigung des Betons entsteht an den Plattenrändern, da an diesen Stellen neben den betoneigenen Voraussetzungen auch für die chemische Reaktion nötigen äußeren Einflüsse, wie Wasser sowie Frost und Tausalz, über die Fugen und Risse in den Oberbau eingetragen werden (s. auch Abschnitt 5.3, 5.4 und 5.5). Die Schadensbilder an den Plattenrändern sind jedoch zu vielfältig, teilweise gar nicht oder in einem nicht-erfassten Zeitfenster sichtbar. Aus diesen Gründen kann die Schadensentwicklung hilfsweise nur indirekt über die Zählung der Asphaltausbesserungen erfolgen. Asphalt wird aufgrund des hohen Bedarfs an Erhaltungsmaßnahmen und unter anderem aus Kostengründen sowie der kurzen Einbauzeit für die Instandhaltung und Instandsetzung an AKR-geschädigten Betonbefestigungen verwendet. Aus diesem Grund können die mit Schnellmörtel reparierten Stellen bei der Auswertung vernachlässigt werden.

Die äußeren Einflüsse auf die Tragstruktur, insbesondere durch die Beanspruchungen aus Schwerverkehr in Kombination mit den Druckspannungen in den sommerlichen Hitzeperioden, können trotz geringer Schadenskategorie das abrupte Ende der Gebrauchstauglichkeit bewirken und machen den Schaden an der Oberfläche der Betonbefestigung sichtbar. Eine besondere Belastung stellt die Befahrung der Fugenkreuzbereiche durch den Schwerverkehr in den beiden Hauptfahrspuren oder an einer Ausfahrt, z.B. Bild 5-41, dar.



Bild 5-41: Beschleunigungsstreifen im Jahr 2018, RFB Nord bei km 92+200 (Bild aus dem IT-ZEB-Server, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019)

Auch eine vorübergehend geänderte Spurführung bspw. während einer Baustellenphase kann ursächlich für frühzeitige Eckabbrüche sein (s. Bild 5-42).



Bild 5-42: Gegenüberstellung geänderte Spurführung aufgrund einer Baustelle in den Jahren 2010 (links) und 2014 (rechts), RFB Süd bei km 90+400 (Bilder aus dem IT-ZEB-Server, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019)

Aus den oben genannten Gründen werden in dieser Arbeit für die Erstellung einer Verhaltensfunktion Asphaltausbesserungen im Fugenbereich und im Bereich von Kantenschäden auf Grundlage der verfügbaren ZEB-Daten der BASt aus den Jahren 2010, 2014 und 2018 gezählt.

Diese Betrachtungsweise ist dahingehend kritisch zu bewerten, dass sie nur eine Aussage über den Oberflächenzustand und nicht über die darunterliegenden Schichten enthält. Somit ist bei einem Oberbau, welcher aus einem AKR-empfindlichen Unter- sowie AKR-unempfindlichen Oberbeton besteht, nicht auszuschließen, dass bis zum Bruch keine Anzeichen einer AKR-Schädigung zu erkennen sind. Es ist daher zu empfehlen, zusätzlich zu der Anwendung dieser Methodik, auch Untersuchungen auf entsprechende Zusammensetzungen des Oberbaus anzustreben (s. auch Abschnitt 5.3, 5.4 und 5.5). Eine Spezifizierung dieser Methode wäre auf diese Weise durch die Anreicherung weiterer Informationen denkbar.

### Ergebnisse der Auswertung nach AKR-Schadensmerkmalen

Anhand der Auswertungsergebnisse wurde ein 500 m - Abschnitt gefunden, welcher die Bedingungen zur eindeutigen Verlaufsbestimmung erfüllt: Es existiert in allen drei Jahren eine unterschiedliche Anzahl an Asphaltausbesserungen. Die Ergebnisse haben gezeigt, dass neben den vorwiegenden Schäden der Platteneckabbrüche auch eine nicht zu vernachlässigende Anzahl an Kantenschäden auftritt. Um dieses Schadensbild im Verhaltensmodell abzubilden, wird die Häufigkeit der Asphaltausbesserungen in gebrochenen Fugenkreuzen ausgedrückt und durch Umrechnung eines Kantenschadens in zwei gebrochene Fugenkreuzbereiche ergänzt. Der Umrechnungsfaktor ist als Annahme zu verstehen und auswertungsbedingt festgelegt worden. Der beschriebene 500 m - Abschnitt liegt zwischen km 84+500 und km 85+000 auf der A14 und wird darstellungsbedingt in Bild 5-43 (rot markiert) mit der Kilometrierung „85“ angegeben. Die restlichen Auswertungsergebnisse sind dem Anhang 3 zu entnehmen.

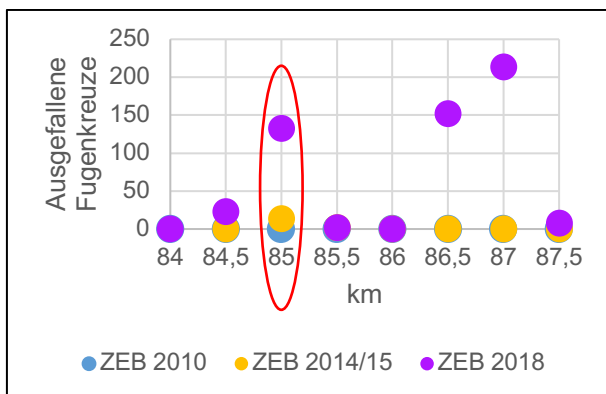


Bild 5-43: Auswertung der instandgesetzten Fugenkreuze auf Abschnitt 3

Eine Besonderheit der AKR-Schädigung ist das inhomogene Schadensbild an der Oberseite der Betondecke. Die lokal unterschiedlich starke Schadensausprägung kann der obigen Abbildung entnommen werden: Bei den 500 m - Abschnitten „84,5“, „85“, „86“, „86,5“, „86,5“ und „87“ sind eine Vielzahl an Asphaltausbesserungen durchgeführt worden. Hingegen sind bei den Teilabschnitten „84“, „84,5“, „87“ sowie „87,5“ wenig und bei „85“, „85,5“ und „86“ keine AKR-Schäden in den Jahren bis 2018 instandgesetzt worden. Die visuelle Begutachtung der MPA kann dieses Schadensbild teilweise bestätigen. Für den Bereich bei km 85+000 bis km 85+050 wurden am 31.07.2017 hauptsächlich die Schadenskategorien I und II vorgefunden. Auf dem ausgewählten Streckenabschnitt sind keine Querfugen bzw. Fugenkreuze instandgesetzt.

Trotz dieser großen Schwankungen der Schadensintensität zeigt das Bild 5-44 anhand der Höchst-, Tief- und Mittelwerte der durchschnittlich ausgefallene Fugenkreuze bezogen auf 500 m - Auswertungsteilstücke des Bauabschnitts 3, dass die drei ermittelten Punkte des maßgebenden 500 m - Abschnitt (in Bild 5-43 rot markiert) den durchschnittlichen Ausfallgrad des gesamten Abschnitts 3 widerspiegeln.

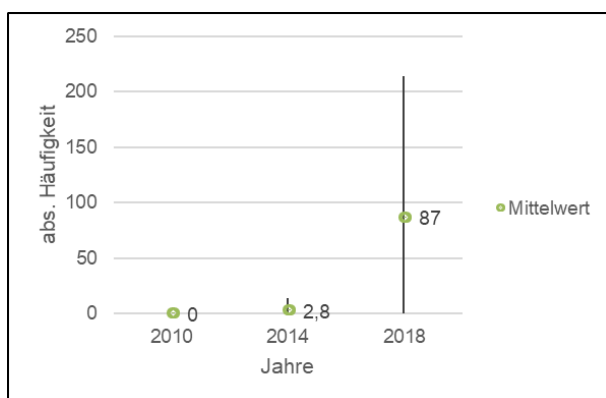


Bild 5-44: Durchschnittlich ausgefallene Fugenkreuze bezogen auf 500 m - Auswertungsteilstücke des Bauabschnitts 3 (km 83 + 980 bis km 86 + 970)

Im Jahr 2010 sind keine ausgebesserten Schäden aufgrund der AKR vorzufinden. Im Jahr 2014 sind sieben ausgefallene Fugenkreuzbereiche des betrachteten 500 m - Abschnitts (in Bild 5-43 rot markiert) erneuert worden, welches den Höchstwert der Teilabschnitte in Bauabschnitt 3 beschreibt. Auch im Jahr 2018 liegt der betrachtete 500 m - Abschnitt mit 133 Ausfällen über dem Mittelwert von 87 ausgefallenen Fugenkreuzbereichen.

Um die Repräsentativität des Teilabschnitts zu prüfen, wird der benötigte Stichprobenumfang des 500 m-Abschnitts „n“ berechnet. Die Stichprobengröße ist ein Werkzeug der Statistik und möchte von der Stichprobe auf die Grundgesamtheit des Abschnitts folgern (s. Gl. 5-16).

$$n = \frac{N \times s^2 \times z^2}{s^2 \times z^2 + (N - 1) \times e^2} \quad \text{Gl. 5-16}$$

Diese setzt sich aus der Größe der Grundgesamtheit N, der mittleren Fehlerabweichung e und der Standardabweichung s zusammen. Die Fehlerabweichung beschreibt die zulässige Abweichung vom tatsächlichen Ergebnis.

Eine Abweichung ist bei einer Stichprobenuntersuchung nicht auszuschließen und wird mit 5 % angenommen. Die maximale Population wird für Abschnitt 3 mit  $8 \times 1500 = 12.000$  möglichen Fugenkreuzen beschrieben und ergibt bei einem angenommenen Konfidenzintervall von 95 % ( $z = 1,96$ ) eine Mindeststichprobengröße von 373 zu untersuchenden Fugenkreuzbereichen. Ein 500 m - Abschnitt umfasst 1500 Fugenkreuzbereiche und ist somit aus Gründen der Statistik unter Annahme der gleichen Verhaltensklasse für den gesamten Abschnitt 3 repräsentativ. Zur eindeutigen Bestimmung der AKR-Verhaltensfunktion kann der ermittelte 500 m - Abschnitt daher herangezogen werden.



Bei einer Übertragung der Verhaltensfunktion auf andere Bauabschnitte muss aufgrund eines Wechsels der Verhaltensklasse mit Prognoseunsicherheiten gerechnet werden.

### Eingreifkriterium

Da die Verhaltensfunktion ohne Eingreifkriterium keine Erhaltungsstrategie zulässt, werden in diesem Schritt Überlegungen zu einem möglichen Ausfallkriterium angestrebt. Diese basieren auf folgendem Grundsatz: Die Gesamtheit der Fugenkreuze müsste bei gleichen Randbedingungen und Einwirkungen zeitgleich ausfallen. Da die äußeren Einwirkungen aus Verkehr und Klima größtenteils gleich sind, unterscheiden sich diese im Wesentlichen in Herstellungs-, Material- und Erhaltungsaspekten. Herstellungsbedingte Einflüsse können vielseitig sein, beispielsweise können Schwankungen in der Betonzusammensetzung zu einem beschleunigten Reaktionsablauf führen (Kunz 2018). Insbesondere eine unzureichende Fugenpflege steht unter Verdacht aufgrund des für die chemische Reaktion benötigten  $H_2O$ , ein beschleunigender Faktor für die AKR im Beton zu sein.

Eine in der Statistik übliche Beschreibung für die Abweichung des Sollmaßes bei der Fertigung von Werkstücken ist die Normalverteilung. Der Ansatz der Normalverteilung folgt dem Grundsatz, dass die substantielle Struktur des Betons durch die Alkali Kieselsäure-Reaktion vorgeschwächt wird und durch die hohe Belastung des Schwerverkehrs zum vorzeitigen Ende der Nutzungsdauer führt. Aufgrund der Vielzahl von unabhängigen Fugenkreuze zeigt das Oberflächenbild die Streuung einer „nicht idealen“ Herstellung.

Die Dichtefunktion der Normalverteilung ist aus Gl. 5-17

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} \exp\left(-\frac{(x - \mu)^2}{2\sigma^2}\right) \quad \text{Gl. 5-17}$$

Mit:

$\mu$  : Erwartungswert:

$\sigma$  : Standardabweichung

abzulesen. Die zugehörige Verteilungsfunktion ergibt sich aus der Dichtefunktion durch Kumulation. Diese ist in geschlossener Form nicht lösbar.

Um die Annahme einer Normalverteilung zu bekräftigen, wird eine großflächige Auswertung aus der Schweiz als Referenz herangezogen. Eine Verifizierung der Verhaltensfunktion stellt dieser Vergleich ausdrücklich nicht dar. Die Auswertung ist Bild 5-45 zu entnehmen und zeigt das Bauwerksalter der betroffenen Bauwerke zum Zeitpunkt der Erfassung.

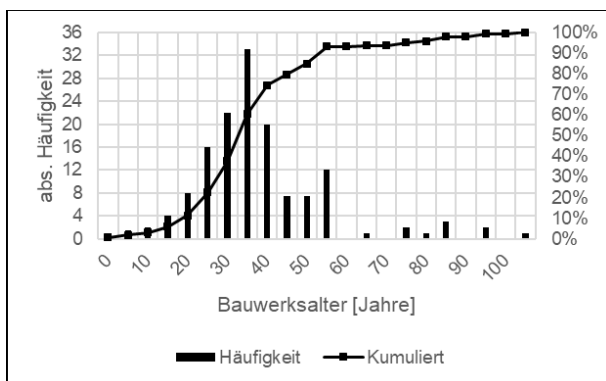


Bild 5-45: Altersstruktur der untersuchten Bauwerke in der Schweiz mit charakteristischem „AAR<sup>2</sup>“-Schadensbild (nach MERZ et al. 2006)

<sup>2</sup> In der Schweiz wird der Begriff „Alkali-Aggregat-Reaktion“ (AAR) für die Beschreibung des AKR-Schadensmechanismus im Beton verwendet.

Das dortige Bundesamt für Strassen (ASTRA) hat entlang der Nationalstrassen für die Bauwerkstypen: Tunnel und Galerien, Mauern, Wasserbau, Brücken und Diverse, wie Hangverankerungen, das Alter der AAR-geschädigten Bauwerke visuell oder bei Bedarf labortechnisch begutachtet. Zur Absicherung der statistischen Relevanz wurden von den insgesamt ca. 430 untersuchten Bauwerke nur die eindeutig auf eine Alkali-Aggregat-Reaktion zurückzuführenden Bauwerke erfasst (MERZ et al. 2006):

Eine Übertragung des Erwartungswerts und der Standardabweichung dieser in der Schweiz ermittelten Normalverteilung ist insbesondere aufgrund der geographischen, bspw. andere Gesteinskörnungen, rechtlichen, wie nationalen Richtlinien zur Betonherstellung, und bauwerkstypbedingten Einflüsse, hinsichtlich der zusätzlichen Belastung durch Verkehr und Witterung, auf die AKR-geschädigten Betonstraßen in Deutschland nicht möglich. Zudem muss beachtet werden, dass in dieser Arbeit die AKR-Verhaltensfunktion ein explizites Schadensmerkmal beschreibt und bei der Erhebung nur das Alter von offensichtlich geschädigten Bauwerken aufgeführt wird. Diese enthalten keine Angaben über den Stand der Schadensentwicklung.

Eine Zusammenfassung über wesentliche Kenndaten des maßgebenden 500 m - Abschnitts gibt die nachfolgende Tab. 5-34.

Richtungsfahrbahn	Süd
Kilometrierung	km 84+500 bis km 85+000
Herstellungsjahr	1999
Straßenaufbau	Nicht bekannt, Hinweis aus Bestandsunterlagen von Abschnitt km 85+050 bis km 85+000: 27 cm Betondecke, 15 cm HGT, 38 cm Frostschutzschicht Betonzusammensetzung: B35 gemäß ZTV Beton StB 93 Bindemittel Zement CEM I, Festigkeitsklasse 32,5 R
Normalverteilung	Erwartungswert: 24,37 Jahre Standardabweichung: 3,98 Jahre

Tab. 5-34: Kenndaten des maßgebenden Abschnitts

Die Übersicht ist insbesondere für eine Weiterentwicklung der AKR-Verlaufsfunction interessant, da dieser die Randbedingungen über Herstellungsjahr, Straßenaufbau und äußere Einflüsse aus Klima und Verkehr der Verhaltensfunktion zu entnehmen sind. Der Abschnitt wurde als homogen angenommen, kann jedoch tatsächlich aufgrund fehlender Bestandsunterlagen davon abweichen. Zudem liegen keine Informationen zu historischen Erhaltungsmaßnahmen wie beispielsweise der „Fugenpflege“ oder „Hydrophobierung“ vor, welche den Verlauf der Funktion verändern könnten. Weiter wäre interessant, welche rechnerische Nutzungsdauer bei der Dimensionierung für diesen Oberbau angesetzt wurde.

Die Verteilungsfunktion der Normalverteilung wird unter diesen Voraussetzungen an die Summenhäufigkeit der Zählungen der Asphaltausbesserungen des repräsentativen 500 m-Abschnitts aus den Jahren 2010, 2014 und 2018 mit der Methode der kleinsten Quadrate angepasst. Dieses Verfahren der Statistik basiert auf der Minimierung der Abweichungen zwischen Normalverteilung und Datensätzen. Anhand der drei Zählwerte kann eine eindeutige Funktion ohne Residuen bestimmt werden (BLOBEL & LOHRMANN 1998). Aus Bild 5-46 ist die typische Charakteristik des AKR-Schadensverlaufs zu erkennen.

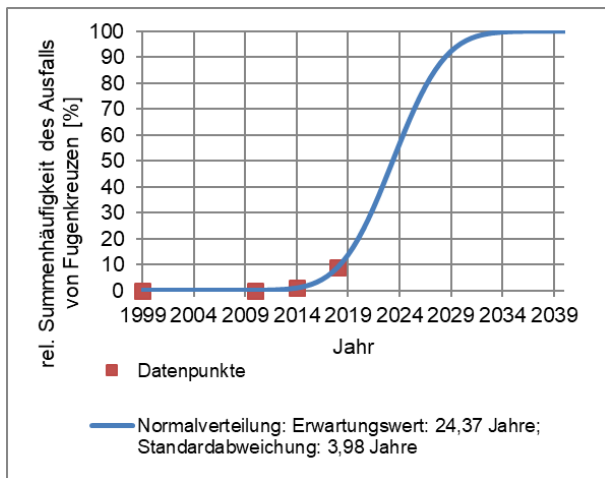


Bild 5-46: Angenäherte Normalverteilung an die Auswertungsdaten der Jahre 2010, 2014 und 2018 unter Berücksichtigung des Herstellungsjahrs anhand des repräsentativen 500 m-Abschnitts

Die erste Phase des repräsentativen 500 m-Abschnitts beschreibt den Zeitraum nach Herstellung der alten Betonbefestigung von 1999 bis 2009: Es sind keine Asphaltausbesserungen an der Betonoberfläche zu erkennen. Darauf folgt in der Regel ein Übergangszeitraum, welcher in diesem Fall ca. zwischen 2009 und 2014 liegt: Es sind verschiedene Schadenskategorien in diesem 500 m - Abschnitt festzustellen. Das bedeutet Rissbildungen, Oberflächenverfärbungen, und die ersten Plattenabbrüche im Fugenkreuzbereich sind aus Gründen des Substanzverlusts durch AKR entstanden. Eine AKR-Schadensdiagnose ist anhand den Schadenskategorien spätestens zu diesem Zeitpunkt möglich. Erwähnenswert ist jedoch, dass erhebliche lokale Unterschiede der Schadenskategorien zu erkennen sind (s. Bild 5-43). Rückblickend ist anhand der ZEB-Bilder zu beobachten, dass Platteneckabbrüche ohne Ankündigung einer vorherigen Verfärbung entstehen (MIELICH 2019a). Im letzten signifikanten Zeitraum ab 2014 sind die Schadenskategorien II und III zu erwarten bzw. starke Beeinträchtigungen des Straßenverkehrs durch Instandsetzungen von Plattenecken und -rändern.

Die Auswertung der ZEB-Bilder von der A14 und A38 und in-situ Erfahrungen haben gezeigt, dass dabei abschnittsweise die Zahl der ausgefallenen Fugenkreuze bei AKR-geschädigten Betonfahrbahnen stark schwankt (s. Bild 5-44).

Die Normalverteilung des AKR-Schadensbilds ist abhängig vom zeitlichen Verlauf und es gilt die Annahme, dass benachbarte Fugenkreuze keine Auswirkungen hinsichtlich der Ausfallrate aufeinander haben. Ein Fugenkreuz besteht aus vier angrenzenden Betonplatten, welches zum nächstgelegenen durch mindestens eine gemeinsame Platte verbunden ist. Die Betonplatten werden erst nach Erstarren des Betons mit Fugen, in der Regel Scheinfugen, getrennt und es kann davon ausgegangen werden, dass diese eine ähnliche Herstellungsqualität aufweisen.

Zur Überprüfung dieser Hypothesen wurde ein Simulationsprogramm in Microsoft Excel geschrieben, um das oberflächliche Erscheinungsbild mit den ZEB-Daten zu vergleichen. Das Ablaufdiagramm des Hilfsprogramms kann Bild 5-47 entnommen werden.

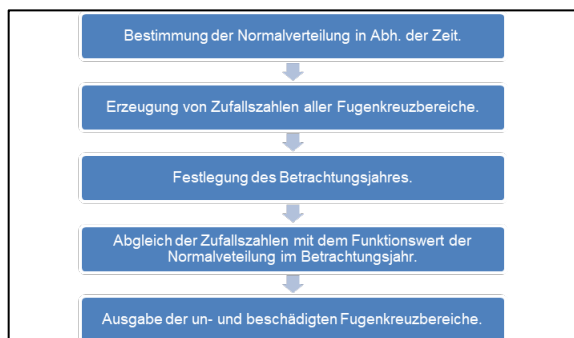


Bild 5-47: Ablaufdiagramm zur Simulation eines AKR-Schadensbilds

Im ersten Schritt wird die zeitabhängige AKR-Normalverteilung mit dem Erwartungswert und der Standardabweichung in das Programm eingegeben. Unabhängig hiervon wird im zweiten Schritt für jedes Fugenkreuz eine Zufallszahl berechnet. Bei Auswertung einer hohen Anzahl an Fugenkreuzen muss beachtet werden, dass sich bedingt durch die verwendete Erzeugungsmethode eine Gleichverteilung der Zufallszahlen einstellt und ein Wechsel der Berechnungsmethode aus Gründen des Zufallscharakters zu empfehlen ist. Im weiteren Schritt muss ein Betrachtungsjahr festgelegt werden, um anschließend den Funktionswert der Normalverteilung des Betrachtungsjahres mit den Zufallszahlen vergleichen zu können: Fugenkreuzbereiche mit Zufallszahlen kleiner gleich dem Funktionswert gelten als ausgefallen. Im letzten Schritt wird das Ergebnis in Form eines Diagramms ausgegeben und kann als Grundlage für eine Plausibilitätsprüfung der AKR-Verhaltensfunktion verwendet werden.

Die Gegenüberstellung der Simulation der AKR-Verhaltensfunktion mit verschiedenen ZEB-Bildern hat ergeben, dass aufgrund der getroffenen Annahmen deutliche Abweichungen zum tatsächlichen Schadensbild entstehen können. Bild 5-48 zeigt hingegen eine beispielhafte Gegenüberstellung des AKR-Schadensbilds und ein ZEB-Bild an der Ausfädelungsstelle zum Parkplatz „Birkenwald“ der RFB Süd im Jahr 2018 mit einer sehr guten Übereinstimmung.

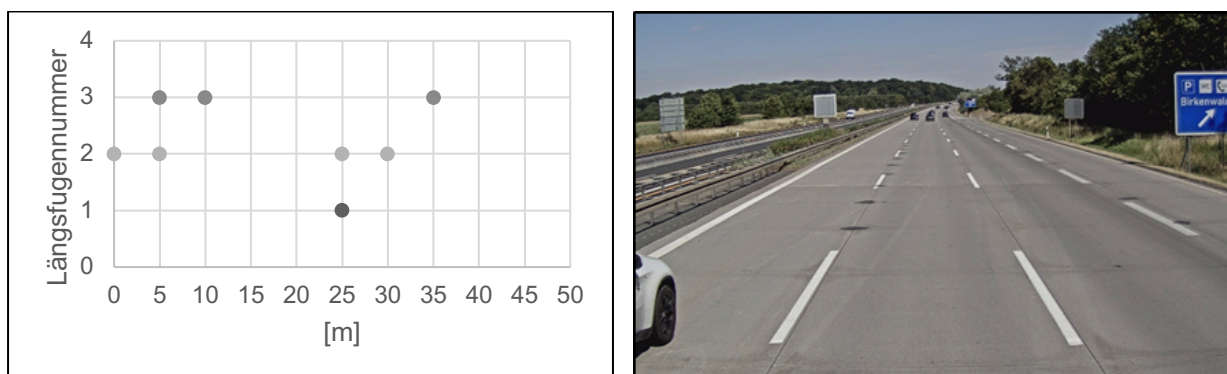


Bild 5-48: Gegenüberstellung der nach 19 Jahren ausgefallenen Fugenkreuze (aus Simulation) (links) und ZEB-Bild an Ausfädelungsstelle zum Parkplatz „Birkenwald“ der RFB Süd im Jahr 2018 (rechts, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019)

Die Betonplatten der Fahrbahn sind in der Regel 5 m lang. Da die Breite der Betonplatten bei Autobahnen in Abhängigkeit des gegebenen Regelquerschnitts variieren, werden im Programm Reihen anstatt Metern auf der y-Achse aufgetragen. Inwiefern die Breite und damit einhergehend die Fahrspur einen Einfluss auf das Brechen der Fugenkreuze hat, ist nicht bekannt. Der betrachtete Querschnitt der AKR-geschädigten Fahrbahn ist ein RQ 35,5: Der Standstreifen misst eine Breite von 2,50 m, der Hauptfahrstreifen 4,25 m, der erste Überholfahrstreifen 3,50 m und der zweite Überholfahrstreifen sowie der Randstreifen 4,25 m. Da die Asphaltplomben in der Regel aufgrund des Schwerverkehrs auf dem Hauptfahrstreifen und ersten Überholfahrstreifen auftreten, werden nur die Fugenkreuze mit jeweils vier angrenzenden Betonplatten bei der Simulation berücksichtigt. Zusätzlich wird bei der Simulation vereinfacht davon ausgegangen, dass dieselben Randbedingungen in den betrachteten Fahrspuren vorzufinden sind.

In-situ Erfahrungen haben gezeigt, dass die Zunahme gebrochener und somit ausgebesserter Fugenkreuze nicht stetig, sondern sprunghaft verläuft. Dieses Verhalten ist insbesondere auf die Hitzeperiode im Sommer zurückzuführen. Hier entstehen aufgrund von Temperaturspitzen zusätzliche Spannungen im Beton, welche zum schlagartigen Brechen der substanziell geschwächten Fugenkreuzbereiche führen kann. Bild 5-49 zeigt beispielhaft eine deutliche Schadenszunahme binnen 7 Monaten.



Bild 5-49: Rasante Schadensentwicklung an unbekannter Stelle der BAB A14 vor (links) und nach dem Sommer (rechts) (MARQUORDT 2014)

Diese Erfahrungswerte aus der beispielhaften Simulation und tatsächlichen in-situ-Erfahrungen kann mit der Dichtefunktion der Normalverteilung bestätigt werden. Zu Vergleichswecken wird eine Abschätzung der ausgefallenen Fugenkreuze in diskreter Darstellungsweise durchgeführt (s. Bild 5-50).

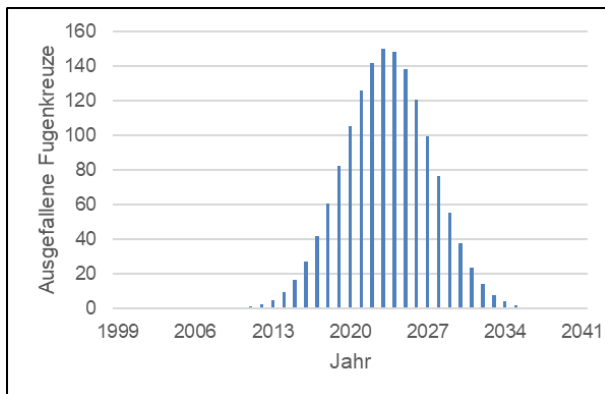


Bild 5-50: Häufigkeitsverteilung in diskreter Darstellungsweise mit Erwartungswert 24 Jahre und Standardabweichung 4 Jahre

Der Dichtefunktion ist zu entnehmen, dass beispielsweise im Jahr 2019 rund 82 Fugenkreuzbereiche auf einem Abschnitt von 500 m zu erwarten wären. Entscheidend dabei ist, dass die Schadensfläche und andere AKR-Indikatoren in der AKR-Verhaltensfunktion nicht berücksichtigt werden.

Anhand der Normalverteilung kann ein eindeutiges Eingreifkriterium definiert werden. Das Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer ist zum Zeitpunkt der höchsten Zunahme an Asphaltausbesserungen festzulegen. Ab diesem Zeitpunkt sind unverhältnismäßig viele Reparaturarbeiten zu erwarten. Der Wendepunkt der Dichtefunktion gibt Aufschluss über den Zeitpunkt der stärksten Zunahme. Zur besseren Veranschaulichung kann die Dichtefunktion abgeleitet und der Eingreifzeitpunkt demzufolge am ersten Hochpunkt abgelesen werden (s. Bild 5-51).

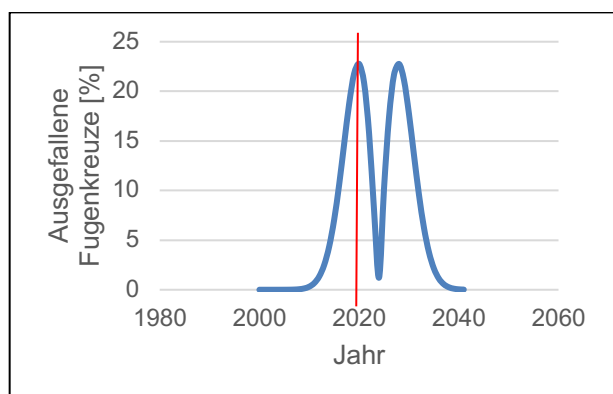


Bild 5-51: Steigung bzw. Ableitung der Dichtefunktion mit Erwartungswert 24 Jahre und Standardabweichung 4 Jahre

In diesem Zusammenhang ist jedoch nicht der konkrete Eingreifzeitpunkt des repräsentativen 500 m-Abschnitts von Bedeutung, sondern vielmehr die relative Häufigkeit ausgefallener Fugenkreuze, um daraus ein allgemein gültiges Eingreifkriterium zu finden. Folglich kann das Eingreifkriterium durch Übertragung des Eingreifzeitpunkts (Jahr 2020) in die Normalverteilung des repräsentativen 500 m-Abschnittes (s. Bild 5-46) bestimmt und mit ca. 20 % an der y-Achse abgeschätzt werden.

### Übertragung auf unterschiedliche Autobahnabschnitte

Im obigen Abschnitt wurde die Zunahme der Asphaltplomben, welcher durch die Steigung der Normalverteilung definiert ist, ausgearbeitet. Zudem wurde anhand dieser Steigung ein Ausfallkriterium ermittelt. Um die Normalverteilung mit derselben Steigung auf andere Abschnitte zu übertragen, muss die Standardabweichung dieselbe sein und kann durch Anpassung des Erwartungswerts erfolgen. Es ist zweckmäßig, dass die Normalverteilung erst nach Feststellung einer signifikanten Anzahl an gebrochenen Fugenkreuzen ermittelt werden kann. Aus diesem Grund wurden die Verhaltensfunktionen erst in den Jahren 11 (2010) und 15 (2014) nach der Herstellung an die Bauabschnitte angepasst. Anhand der jeweiligen Normalverteilung und des allgemeingültigen Eingreifkriteriums können die Nutzungsdauern bestimmt werden. Die Tab. 5-35 stellt die ermittelten Parameter der Bauabschnitte dar.

	Erwartungswert [Jahre]	Standardabweichung [Jahre]
Abschnitt 2b	23,75	3,98
Abschnitt 3	25,26	3,98
Abschnitt 4	31,73	3,98

Tab. 5-35: Normalverteilungen der betrachtenden Bauabschnitte

Die Annahme derselben Steigung ist bei Übertragung der Verhaltensfunktion auf andere Bauabschnitte kritisch zu betrachten, da davon ausgegangen werden muss, dass alle Bauabschnitte, bis auf Abschnitt 3, von den Kenndaten in Tab. 5-34 abweichen. Beispielsweise liegen für Abschnitt 2b Bestandsunterlagen vor, denen zu entnehmen ist, dass der Straßenaufbau inhomogen ist und zudem von dem des Abschnitts 3 abweicht. Eine Übertragung des Ansatzes auf eine unter AKR-Verdacht stehende Betonfahrbahn noch vor Brechen der ersten Fugenkreuze ist derzeit nur unter Akzeptanz sehr starker Prognoseabweichungen möglich. Um eine genauere Abschätzung durchzuführen, muss eine deutlich höhere Datenlage ausgewertet werden.

Eine Datenaggregation hat zum Ziel, dass die Prognosefähigkeit verbessert wird. Jedoch verschlechtert sich dadurch die Aussagekraft der einzelnen Einflüsse, wie z.B. des verwendeten Schichtaufbaus. Falls die Datenlage wider Erwarten gut ist, können aus der Normalverteilung Anpassungen, bspw. material- oder ortsspezifischer Natur, erfolgen. Grundsätzlich können diese aufgrund der Einflusskomplexität der AKR von den gängigen Berechnungsmethoden abweichen und sich neue Zusammenhänge ergeben.

## 6 Nutzungsdauerabschätzung Beton

### 6.1 Erhebung bemessungsrelevanter Eingangsparameter

#### Betrachteter Streckenabschnitt 3 (s. Bild 4-1)

Die Rohdaten zu den Kontrollprüfungen der fertiggestellten Betonfahrbahndecke wurden von der Bundesanstalt für Straßenwesen zur Verfügung gestellt. Insgesamt handelte es sich um Rohdaten von 41 Bohrkernen. Für die Schichtdicke konnten aus den Rohdaten folgende Ergebnisse ermittelt werden:

- Mittlere Schichtdicke: 298 mm
- Standardabweichung: 20,0 mm
- Anzahl: 41
- k-Faktor: 1,594
- charakteristische Mindestdeckendicke (10 % Quantil): 266 mm

Für die Spaltzugfestigkeit an der oberen Randfaser ergaben sich folgende Ergebnisse:

- Mittlere Spaltzugfestigkeit: 4,14 MPa
- Standardabweichung: 0,48 MPa
- Anzahl: 41
- k-Faktor: 2,006
- charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit (5 % Quantil): 3,18 MPa

Für die Spaltzugfestigkeit an der unteren Randfaser ergaben sich folgende Ergebnisse:

- Mittlere Spaltzugfestigkeit: 5,20 MPa
- Standardabweichung: 0,74 MPa
- Anzahl: 41
- k-Faktor: 2,006
- charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit (5 % Quantil): 3,71 MPa

#### Betrachteter Streckenabschnitt 4 (s. Bild 4-1)

Zur Ermittlung der Eingangsparameter für die Dimensionierung nach RDO Beton wurden am Streckenabschnitt 4, AS Leipzig – AD Schkeuditz BAB A14, 18 Bohrkern mit einem Durchmesser von 100 mm im Standstreifen und gleichmäßig verteilt auf 8 km Streckenlänge entnommen. Das 8 km lange Streckenlos war in drei Bauabschnitte aufgeteilt. Das Bild 6-1 zeigt den Bauanfang des Streckenloses (links) sowie einen entnommenen Bohrkern im Standstreifen bei km 87+000 (Plattensnummer 0001).

An den entnommenen Bohrkernen konnten für die Schichtdicke folgende Ergebnisse ermittelt werden:

- Mittlere Schichtdicke: 316 mm
- Standardabweichung: 16,3 mm
- Anzahl: 17
- k-Faktor: 1,820
- charakteristische Mindestdeckendicke (10 % Quantil): 286 mm





Bild 6-1: Baumaßnahme AS Leipzig – AD Schkeuditz BAB A14, Beginn des Streckenloses bei km 87+000 (links) und dazugehöriger Bohrkern bei Plattennummer 0001

Das Bild 6-2 zeigt die Mantelfläche eines Bohrkerns der Baumaßnahme. An der Manteloberfläche war ein Rhyolith als grobe Gesteinskörnung zu erkennen. Größere Gesteinskörner waren sowohl im Wasch- als auch im Unterbeton überwiegend gleichmäßig verteilt. Das Größtkorn im Waschbeton betrug 8 mm und im Unterbeton 32 mm. Das Betongefüge war dicht und fest.

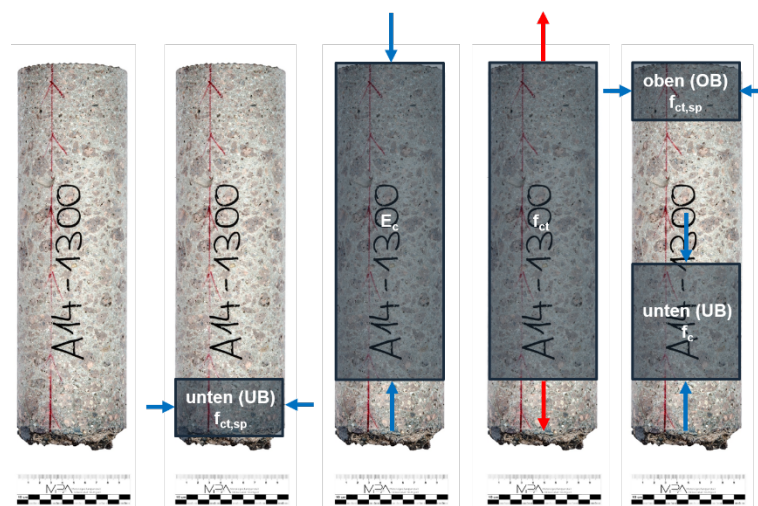


Bild 6-2: Mantelfläche eines Bohrkerns, welcher aus der Fahrbahndecke der Baumaßnahme A14 gewonnen wurde, sowie exemplarisch die Prüfkörperentnahme für die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp}$ ), des statischen Elastizitätsmoduls ( $E_c$ ), der zentralen Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) und der Druckfestigkeit ( $f_c$ ) unter Angabe der Richtung der Lastaufbringung im Versuch (Pfeile)

In Bild 6-3 wurde der Elastizitätsmodul in Abhängigkeit der Druckfestigkeit aufgetragen. Der E-Modul wurde an Bohrkernen bestimmt. Alle Ergebnisse liegen in sehr engen Grenzen (Var. = 3,8 %). Das deutet auf eine gleichmäßige Verteilung der Gesteinskörnung hin.

In Bild 6-4 ist die Zugfestigkeit über die Druckfestigkeit aufgetragen. Die Zugfestigkeit unterliegt großen Streuungen (> 10 %), wobei der Bruch im Zugversuch sowohl im Waschbeton und Unterbeton als auch im Verbund zwischen Wasch- und Unterbeton aufgetreten ist. Das Minimum der Zugfestigkeit wurde zu 1,5 MPa und das Maximum zu 2,7 MPa bestimmt. Die Anforderung an die Verbundfestigkeit  $f_v$  von 1,56 MPa, ermittelt nach DIN EN 13877-2:2013-06, wurde in einem Fall nicht erfüllt.



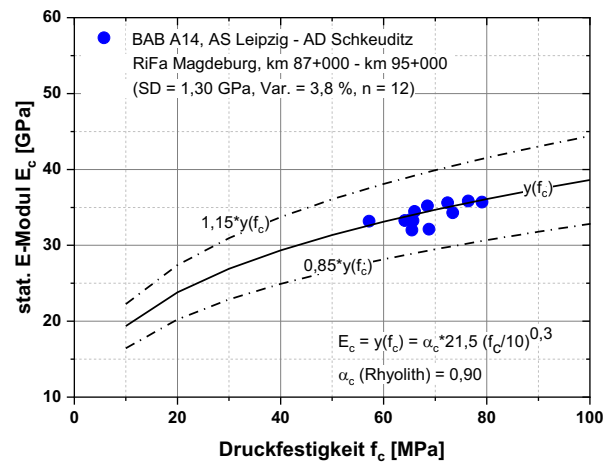


Bild 6-3: Abhängigkeit zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit unter Angabe der Standardabweichung (SD), des Variationskoeffizienten (Var.) und Anzahl der geprüften Proben (n), ermittelt an Bohrkernen, die gleichmäßig verteilt im Standstreifen auf 8 km Streckenlänge entnommen wurden

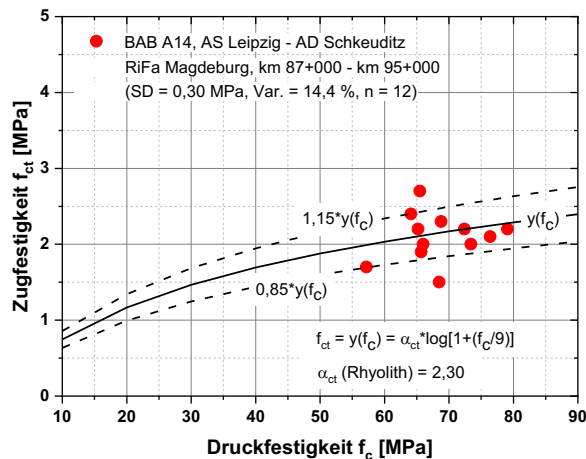


Bild 6-4: Abhängigkeit zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit unter Angabe der Standardabweichung (SD), des Variationskoeffizienten (Var.) und Anzahl der geprüften Proben (n), ermittelt an Bohrkernen, die gleichmäßig verteilt im Standstreifen auf 8 km Streckenlänge entnommen wurden

Tab. 6-1 zeigt die Auswertung der Spaltzugprüfung für Wasch- und Unterbeton getrennt nach den drei Bauabschnitten des Abschnitts 4. Bis auf eine Ausnahme (3. Bauabschnitt Waschbeton) liegen die Streuungen unter 10 %. In diesen Bereichen ist von einer hochwertig und gleichmäßig hergestellten Betonfahrbahndecke auszugehen. Für das gesamte Streckenlos konnte für die obere Randfaser folgende, bemessungsrelevante charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit berechnet werden:

- Mittlere Spaltzugfestigkeit: 4,60 MPa
- Standardabweichung: 0,51 MPa
- Anzahl: 12
- k-Faktor: 2,449
- charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit (5 % Quantil): 3,34 MPa

Analog dazu konnte für die untere Randfaser folgende, bemessungsrelevante charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit berechnet werden:

- Mittlere Spaltzugfestigkeit: 5,22 MPa
- Standardabweichung: 0,64 MPa
- Anzahl: 12
- k-Faktor: 2,449
- charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit (5 % Quantil): 3,65 MPa

	1. Bauabschnitt		2. Bauabschnitt		3. Bauabschnitt	
	WB	UB	WB	UB	WB	UB
MW [MPa]	4,6	5,2	4,4	5,5	4,7	5,2
Stabw. [MPa]	0,44	0,34	0,28	0,50	0,61	0,43
Var. [%]	9,6	6,5	6,4	9,1	13,0	8,3
n [-]	6	6	4	5	5	6

Tab. 6-1: Auswertung der Spaltzugprüfung für Waschbeton (WB) und Unterbeton (UB) unter Angabe des Bauabschnitts, Mittelwert (MW), Standardabweichung (Stabw.), Variation (Var.) und Anzahl der Prüfkörper

Neben den ermittelten Eingangsdaten für die Dimensionierung nach RDO Beton (charakteristische Mindestdeckendicke und charakteristische Mindestspaltzugfestigkeit), können an dem untersuchten Streckenabschnitt folgende Schlussfolgerungen getroffen werden:

- Die Ergebnisse zu den Festbetoneigenschaften (statischer Elastizitätsmodul, Spaltzugfestigkeit und zentrische Zugfestigkeit) der fertiggestellten Betonfahrbahndecke lässt erkennen, dass bei einer konventionellen Mischprozessführung gekoppelt mit einem qualitätsgerechten Einbau, die Herstellung einer hochwertigen und gleichmäßig hergestellten Betonfahrbahndecke möglich ist.
- Bei einer hochwertigen und gleichmäßig hergestellten Betonfahrbahndecke sollten die Streuungen des statischen E-Moduls  $\leq 5\%$  sowie die der Spaltzugfestigkeit und der zentrischen Zugfestigkeit  $\leq 10\%$  betragen.

## 6.2 Nutzungsdauerabschätzung mittels RDO Beton 09

Bei der Erhaltungsmaßnahme des AKR-geschädigten Streckenabschnittes 3 (s. Bild 4-1) erfolgte die Dimensionierung der neuen Betondecke nach RStO 12. Bei konsequenter Anwendung der RStO 12 ist in der Regel von einem Nutzungszeitraum von 30 Jahren auszugehen. Der Oberbau erfolgte in Betonbauweise auf Schottertragschicht und einer Schicht aus frostunempfindlichen Material (RStO 12, Tafel 2, Zeile 3.1). Bei einer Belastungsklasse Bk100 beträgt die Dicke der Betondecke bei dieser Bauweise 29 cm.

Die Dimensionierung der neuen Betondecke des Streckenabschnittes 4 erfolgte nach RDO Beton. In der Baubeschreibung die vom Sächsischen Landesamt für Straßenbau und Verkehr bereitgestellt wurde ging hervor, dass ein Sollwert für die charakteristische Spaltzugfestigkeit (5 % Quantil) von 3,0 MPa gefordert wurde.

Für beide Streckenabschnitte 3 und 4 soll zur Ermittlung der normativen Nutzungsdauer von 30 Jahren die RDO Beton (FGSV 2009d) sinngemäß Anwendung finden. Als Eingangsparameter für die Dimensionierung wurde die Tab. 5-3 und Tab. 5-4 zugrunde gelegt.

Aus Tab. 6-2 ergibt sich, dass die Nachweise auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für die Längs- (GZT(E)L) als auch für die Querfuge (GZT(E)Q) nicht eingehalten werden. In beiden Fällen ist der Auslastungsgrad  $> 1,0$  und somit das einwirkende Moment  $M_E$  größer ist als das aufnehmbare Moment  $M_R$ . Die normative Nutzungsdauer von 30 Jahren für die RStO-Maßnahme (Streckenabschnitte 3) wird somit nicht erreicht. Im Gegensatz dazu zeigt die Nachrechnung der RDO-Maßnahme, dass alle sechs Nachweisfälle erfüllt werden (Auslastungsgrad  $< 1,0$ ) und somit die normative Nutzungsdauer erreicht wird.

Abschnitt	E-Modul [MPa]	Spaltzugfestigkeit [MPa]	d [mm]	GZT(Q)L [-]	GZT(Q)Q [-]	GZG(Q)L [-]	GZG(Q)Q [-]	GZT(E)L [-]	GZT(E)Q [-]
Abschnitt 3	37.000	3,18	266	0,96	0,84	0,92	0,83	1,10	1,26
Abschnitt 4	37.000	3,34	286	0,82	0,72	0,78	0,71	0,77	0,82

E-Modul: zugeordneter Zug-Elastizitätsmodul  $E_{ctm}$  für eine Straßenbetonklasse StC 30/37 – 3,0  
 $f_{ctk,core}$ : charakteristische Spaltzugfestigkeit (unterer 5%-Quantilwert)  
d: charakteristische Schichtdicke (unterer 10%-Quantilwert)  
GZT(Q)L: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(Q)Q: quasistatischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Querfuge  
GZG(Q)L: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Längsfuge  
GZG(Q)Q: quasidynamischer Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit, Querfuge  
GZT(E)L: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Längsfuge  
GZT(E)Q: Nachweis auf Ermüdungsfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit, Querfuge

Tab. 6-2: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle bei einer Nutzungsdauer von 30 Jahren nach RDO Beton 09 für die Streckenabschnitte 3 und 4, in Abhängigkeit des Zug-Elastizitätsmodul  $E_{ctm}$ , der charakteristischen Spaltzugfestigkeit und der charakteristischen Dicke

## Fazit

Die Nachrechnungen haben ergeben, dass bei Baumaßnahmen nach RStO 12 ein rechnerischer Nutzungszeitraum von 30 Jahren nicht unbedingt erreicht wird. Grund dafür ist, dass bei einer konventionellen Dimensionierung keine hinreichende Beachtung der Nutzungsdauer erfolgt. Streuungen in der Materialqualität/-performance im Kontext mit einer entsprechenden Dauerhaftigkeit sind nicht bewertbar. Im Gegensatz dazu ist bei einer konsequenten Anwendung der RDO Beton eine Kompensation von Streuungen in der Materialqualität/-performance durch die Mehrdicke kompensierbar. Somit ist die Nachhaltigkeit einer Baumaßnahme nach RDO Beton bereits in der Planungs- als auch in der Ausführungsphase beeinflussbar. Vor allem die Prozessqualität und technische Qualität in der Ausführungsphase bilden das Fundament der Nachhaltigkeit.

## 6.3 Betonausfallrate mittels Hazardfunktion

Die Beschreibung der Betonplattenausfallrate (BPA) mittels Hazardfunktionen nach WIELAND et al. (2017) erlaubt einen Ansatz zur mechanisch und statistisch abgesicherten Prognose und Bewertung der strukturellen Substanz und damit der Restnutzungsdauer von Betonbefestigungen. Im Rahmen dieser Untersuchungen wird diese Methodik für die beiden neu gebauten Abschnitte 3 und 4 in Betonbauweise als Verhaltensfunktion (s. Abschnitt 8.4) angesetzt. Die Ausfallrate für einen bestimmten Bewertungszeitpunkt wird „als der prozentuale Anteil von Platten mit Tragfähigkeitsversagen, also Platten mit Einzelrissen oder signifikanten Netzzissen“ (WIELAND et al. 2017) beschrieben. Das Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer (Zeitpunkt, ab dem Erhaltungsmaßnahmen im Verhältnis zum Neubau nicht mehr wirtschaftlich sind) der Oberbaukonstruktion wird derzeit bei einer Ausfallrate von 10 % definiert. Das Ende der technischen Nutzungsdauer, bei dem die Funktion der Straßenbefestigung nicht mehr gegeben ist, liegt bei Bundesautobahnen bei einer Ausfallrate von 20 % (WIELAND et al. 2017). Die genannten Werte basieren auf empirischen Erfahrungen.

Die grafische Darstellung dieser Betonplattenausfallrate wird durch eine S-Kurve beschrieben (s. beispielhaft in Bild 6-5). Für die Berechnung des Zustandsverlaufs und Definition von Erhaltungsmaßnahmen im Rahmen der hier durchgeführten Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ist nur der „erste Teil“ der Kurve bis zum Wendepunkt interessant, da sich in diesem Bereich die Ausfallraten von 10 % bzw. 20 % befinden. Ein beispielhafter Verlauf einer Hazardfunktion, bei der der Wendepunkt bei ca. 50 % Ausfallrate zu erkennen ist, ist in Bild 6-5 dargestellt. Dies bedeutet, dass der Funktionsverlauf durch die in LCD2 verwendete Potenzfunktion  $y = a + b \cdot A\ddot{U}^c$  im relevanten Bereich angenähert werden kann.

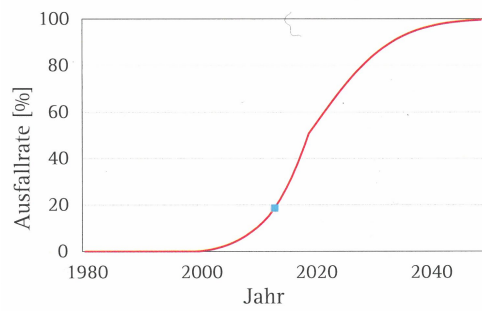


Bild 6-5: Beispiel einer Hazardfunktion aus WIELAND et al. (2017)

Ähnlich der Verhaltensfunktion der Ausfallwahrscheinlichkeit von Asphalt wird auch hier angenommen, dass sich Instandsetzungsmaßnahmen an der Betondecke nicht auf die strukturelle Substanz und damit auf die Ausfallrate vom Betonplatten auswirken. Sobald der Grenzwert erreicht ist, findet eine grundlegende Erneuerung des betrachteten Betonabschnittes statt.

## 7 Nutzungsdauerabschätzung Asphalt

### 7.1 Performance der Asphaltbefestigungen

Die AKR-geschädigte Betonfahrbahndecke auf der BAB A14 (AK Schkeuditz bis AS Leipzig Nord) wurde in drei Bauabschnitten in Asphaltbauweise auf einer Gesamtlänge von rd. 12 km erneuert. Der für die Erneuerung erforderliche Konstruktionsaufbau in zwei Bauabschnitten wurde gemäß den RStO 12 festgelegt. Darüber hinaus wurde ein Bauabschnitt mit den RDO Asphalt 09 rechnerisch dimensioniert. Informationen zu den einzelnen Bauabschnitten in Asphaltbauweise sind Tab. 7-1 zu entnehmen (s. auch Tab. 4-1).

Abschnitt 1 nach Bild 4-1 Splittmastixasphalt/Kompakter Einbau	Baujahr 2016	RStO 12	rd. 6 km	RF Magdeburg - Nossen
Abschnitt 2a nach Bild 4-1 Lärmarmen Gussasphalt	Baujahr 2017	RStO 12	rd. 3 km	RF Magdeburg - Nossen
Abschnitt 2b nach Bild 4-1 Splittmastixasphalt/Kompakter Einbau	Baujahr 2017	RDO 09	rd. 3 km	RF Nossen - Magdeburg

Tab. 7-1: Übersicht der Bauabschnitte in Asphaltbauweise

Im Folgenden werden die ermittelten Schichtdicken und Materialkennwertfunktionen getrennt nach Abschnitten dargestellt. Die Ergebnisse der einzelnen Versuche können Anhang 10 entnommen werden.

#### 7.1.1 Schichtdickenbestimmung und Materialkennwertfunktionen

##### Abschnitt 1

##### Schichtdickenbestimmung und Befestigungsaufbau

Für die Materialuntersuchungen wurden insgesamt 41 Bohrkern entnommen. Die Auswertung der am Bohrkern festgestellten Schichtdicken gemäß TP D-StB (FGSV 2012c) der Asphalttschichten ist nachfolgendem Bild 7-1 zu entnehmen.

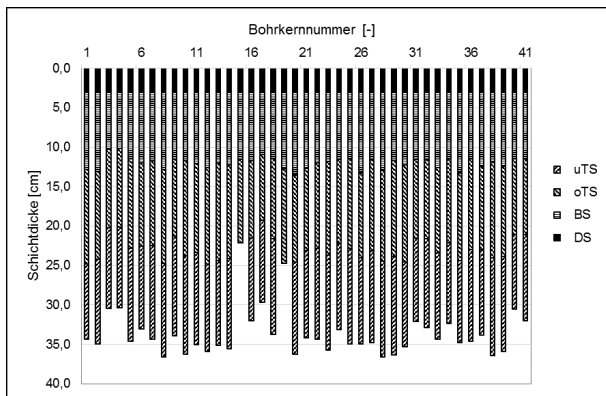


Bild 7-1: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 1

Die Asphaltdeckschicht und Asphaltbinderschicht sind im „Heiß auf Heiß“-Einbau hergestellt worden. Da sich eine definierte Schichtgrenze bei diesem Einbauverfahren nur sehr unpräzise feststellen lässt, wurde die Dicke der Asphaltdeckschicht konstant mit 3,0 cm angenommen. Die Einzeldicken der Asphaltbinderschicht ergeben sich dann aus der Differenz der Schichtdicke bis zur oberen Asphalttragschicht abzüglich der 3,0 cm Asphaltdeckschicht. An den Bohrkernen 15 und 19 konnte die untere Asphalttragschicht aufgrund von Problemen bei der Bohrkernentnahme nicht aufgeschlossen werden und stand somit nicht für die Materialuntersuchungen zur Verfügung.

Die mittlere Gesamtdicke des Asphaltpaketes wurde mit 34,2 cm festgestellt. Das 10 %-Quantil, unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs, wurde mit 31,1 cm und die Standardabweichung mit 1,86 cm

ermittelt. Die mittleren Dicken der Asphalt-schichten betragen 3,0 cm für die DS, 9,0 cm für die BS und 11,0 cm sowie 11,2 cm für die obere und untere TS. In Bild 7-2 ist die statistische Auswertung der Schichtdickenmessung des Asphaltpaketes grafisch dargestellt.

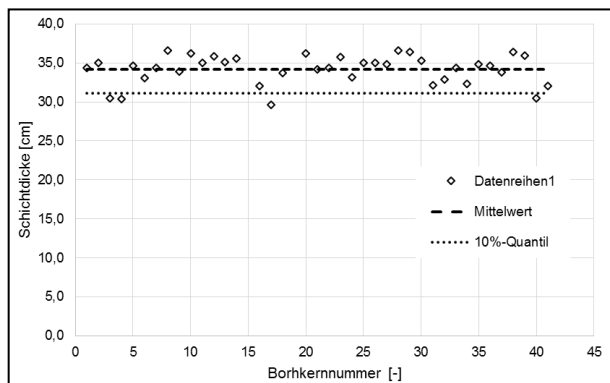


Bild 7-2: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 1

### Schichtenverbund

Die Prüfung des Schichtenverbundes erfolgte nach den TP Asphalt-StB Teil 80: Abscherversuch (FGSV 2007b) an 7 Bohrkernen. Maßgebend für die Annahme eines vollständig vorhandenen Schichtenverbundes oder eines rechnerisch anzusetzenden abgeminderten Schichtenverbundes sind die einzuhaltenden Mindestwerte der im Versuch maximal erreichten Scherkräfte gemäß den ZTV Asphalt 07/13 zwischen den einzelnen Asphalt-schichten und Asphalt-lagen. Aufgrund der kompakten Einbauweise von Asphalt-deck- und Asphalt-binderschicht erfolgte die Prüfung des Schichtenverbundes ausschließlich zwischen der Asphalt-binder- und der Asphalt-tragschicht sowie zwischen den Asphalt-tragschicht-lagen.

An folgenden Bohrkernen wurde der nach ZTV Asphalt 07/13 einzuhaltende Mindestwert der im Versuch maximal erreichten Scherkraft unterschritten oder der Schichtenverbund war bereits bei der Bohrkernentnahme nicht vorhanden:

- Bohrkern: 6 (Bau-km: 1+250)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 17 (Bau-km: 3+815)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 18; S7 (Bau-km: 4+048)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 36 (Bau-km: 1+026)  
(kein Schichtenverbund zwischen oTS und uTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 38 (Bau-km: 2+850)  
(Mindestwert der zu erreichenden maximalen Scherkraft zwischen oTS und uTS unterschritten)
- Bohrkern: 39 (Bau-km: 3+534)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 40 (Bau-km: 4+912)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS bei der Bohrkernentnahme)

### Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen

Entsprechend der TP Asphalt-StB Teil 26 (FGSV 2018c) dient als funktionaler Ansatz für die Hauptkurve (Masterfunktion) nachfolgende Gleichung:

$$|E|_i = |E|_{min} + \frac{|E|_{max} - |E|_{min}}{1 + e^{(b_1 \cdot x_i^* + b_0)}} \quad \text{Gl. 7-1}$$

Mit:

$$x_i^* = \log_{10} \left( e^{m \left( \frac{1}{T_i + 273,15} - \frac{1}{T_R + 273,15} \right)} \cdot f_i \right) \quad \text{Gl. 7-2}$$

Mit:

$|E|_{min}, |E|_{max}$ : Grenzwerte des absoluten E-Moduls

$|E|_i$ : absoluter E-Modul

$T_R$ : Referenztemperatur

$T_i$ : Temperatur

$f_i$ : Frequenz

$m$ : Parameter für Temperaturshift

$b_i, b_0$ : Regressionsparameter

Unter Verwendung von Gl. 7.1 lässt sich die Hauptkurve durch Logarithmieren linearisieren, sodass die Variabilität der Steifigkeitsdaten basierend auf den Versuchsdaten statistisch modelliert und diese für das probabilistische Verfahren diskretisiert werden können.

In der nachfolgenden Tab. 7-2 sind die Materialparameter der Hauptkurven für die Asphaltsschichten von Abschnitt 1 aufgeführt. In Bild 7-3 sind die zugehörigen Funktionen grafisch dargestellt.

		DS	BS	oTS	uTS
E_min	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0
E_max	[N/mm <sup>2</sup> ]	23187	29189	34063	34152
b1	[-]	-0,71968	-0,68413	-0,70676	-0,68465
b0	[-]	2,024434	1,684509	1,469678	1,380823
Tr	[°C]	20	20	20	20
m	[-]	22763	24933	22402	22569

Tab. 7-2: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 1

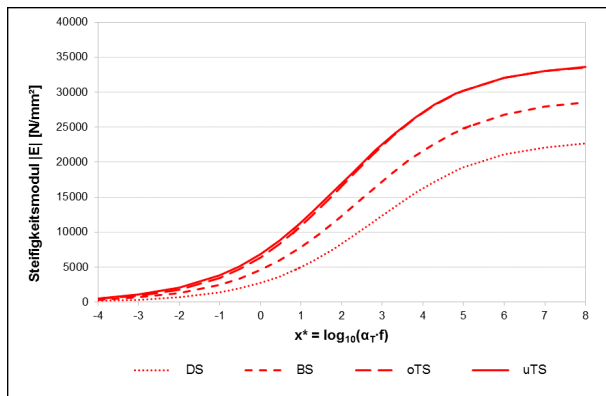


Bild 7-3: Masterfunktion – Abschnitt 1

### Ermüdungsfunktionen

Als funktionaler Ansatz für die Beschreibung des Ermüdungsverhaltens der einzelnen Asphaltsschichten dient nachfolgende Gleichung gemäß TP Asphalt-StB Teil 24 (FGSV 2018b):

$$N_{zul} = a_1 \cdot \varepsilon_{el,Anf}^{a_2}$$

Gl. 7-3

Mit:

$\varepsilon_{el,Anf}$ : elastische Anfangsdehnung

$N_{zul}$ : max. ertragbare Lastwechselzahl

$a_1, a_2$ : Regressionsparameter

In Tab. 7-3 sind die Parameter der Ermüdungsfunktion von Abschnitt 1, sowie in Bild 7-4 die grafische Darstellung dieser enthalten.

		uTS
<b>a1</b>	[-]	0,791
<b>a2</b>	[-]	-3,967
<b>R<sup>2</sup></b>	[-]	0,900

Tab. 7-3: Parameter der Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 1

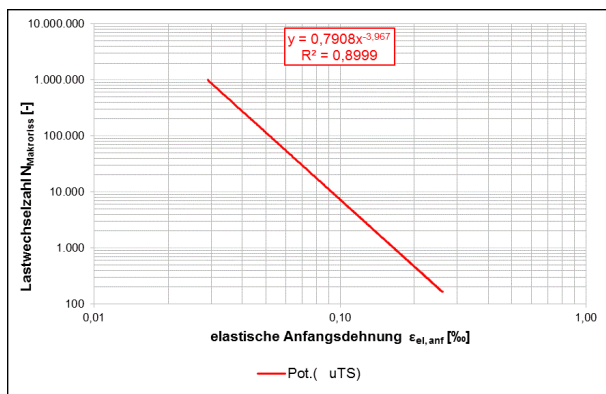


Bild 7-4: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 1



## Abschnitt 2a

### Schichtdickenbestimmung und Befestigungsaufbau

Für die Materialuntersuchungen wurden insgesamt 26 Bohrkern entnommen. Die Auswertung der am Bohrkern festgestellten Schichtdicken der Asphaltsschichten gemäß TP D-StB (FGSV 2012c) ist nachfolgendem Bild 7-5 zu entnehmen.

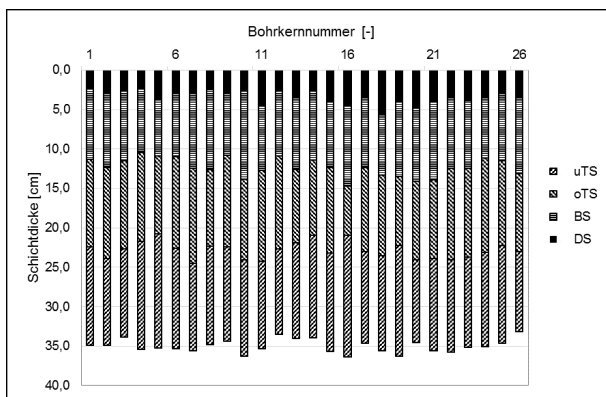


Bild 7-5: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 2a

Die mittlere Gesamtdicke des Asphaltpaketes wurde mit 35,0 cm festgestellt. Das 10 %-Quantil, unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs, wurde mit 33,0 cm und die Standardabweichung mit 0,84 cm ermittelt. Die mittleren Dicken der Asphaltsschichten betragen 3,4 cm für die DS, 8,9 cm für die BS und 10,6 cm sowie 12,1 cm für die obere und untere TS. In Bild 7-6 ist die statistische Auswertung der Schichtdickenmessung des Asphaltpaketes grafisch dargestellt.

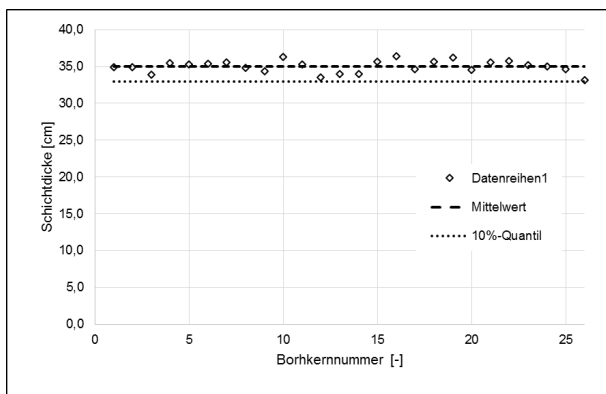


Bild 7-6: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 2a

### Schichtenverbund

Die Prüfung des Schichtenverbundes erfolgte nach TP Asphalt-StB Teil 80: Abscherversuch (FGSV 2007b) an vier Bohrkernen zwischen allen Asphaltsschichten. Der nach ZTV Asphalt 07/13 einzuhaltende Mindestwert der im Versuch maximal erreichten Scherkraft wurde bei keinem Bohrkern unterschritten.

Lediglich an folgenden Bohrkernen war der Schichtenverbund bei der Bohrkernentnahme nicht vorhanden:

- Bohrkern: 19 (Bau-km: 1+003)  
(kein Schichtenverbund zwischen BS und oTS sowie oTS und uTS bei der Bohrkernentnahme)
- Bohrkern: 24 (Bau-km: 2+573)  
(kein Schichtenverbund zwischen oTS und uTS bei der Bohrkernentnahme)

## Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen

Analog zu Abschnitt 1 erfolgten die Untersuchungen an den Asphaltsschichten von Abschnitt 2a. In Tab. 7-4 sind die Parameter der Hauptkurven aufgelistet und Bild 7-7 beinhaltet die grafischen Darstellungen.

		DS	BS	oTS	uTS
E_min	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0
E_max	[N/mm <sup>2</sup> ]	26296	34191	34282	40606
b1	[-]	-0,58734	-0,64774	-0,6717	-0,64358
b0	[-]	1,6384	1,570947	1,282724	1,671782
Tr	[°C]	20	20	20	20
m	[-]	23051	21850	22092	25169

Tab. 7-4: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 2a

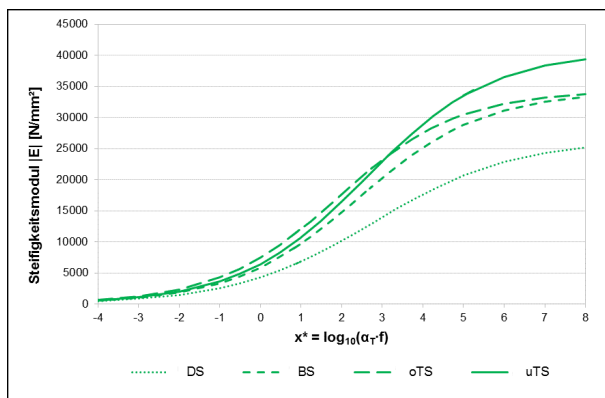


Bild 7-7: Masterfunktion – Abschnitt 2a

## Ermüdungsfunktionen

Entsprechend der Vorgehensweise von Abschnitt 1 wurde auch das Ermüdungsverhalten der Asphaltsschichten von Abschnitt 2a ermittelt. In der nachfolgenden Tab. 7-5 sind die Parameter der Ermüdungsfunktion, sowie in Bild 7-8 die grafische Darstellung dieser enthalten.

		DS	BS	oTS	uTS
a1	[-]	5,207	4,767	4,650	3,097
a2	[-]	-3,878	-3,405	-2,946	-3,219
R <sup>2</sup>	[-]	0,983	0,941	0,963	0,947

Tab. 7-5: Parameter der Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2a

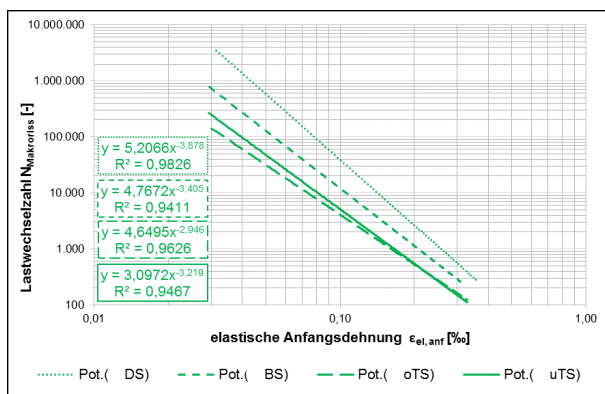


Bild 7-8: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2a

**Abschnitt 2b**

**Schichtdickenbestimmung und Befestigungsaufbau**

Für die Materialuntersuchungen wurden insgesamt 31 Bohrkern entnommen. Die Auswertung der am Bohrkern festgestellten Schichtdicken (gemäß TP D-StB) der Asphaltsschichten ist nachfolgendem Bild 7-9 zu entnehmen.

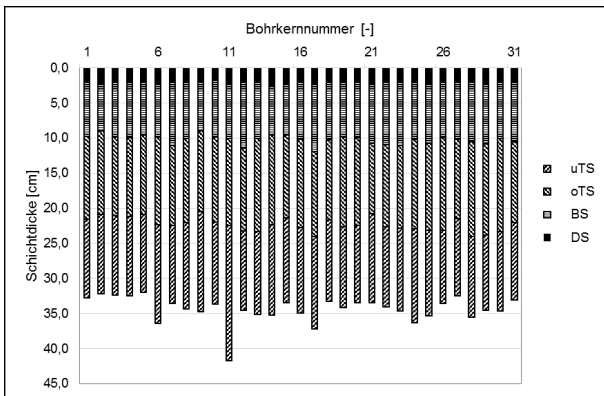


Bild 7-9: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 2b

Die mittlere Gesamtdicke des Asphaltpaketes wurde mit 34,4 cm festgestellt. Das 10 %-Quantil, unter Berücksichtigung des Stichprobenumfangs, wurde mit 31,1 cm und die Standardabweichung mit 1,87 cm ermittelt. Die mittleren Dicken der Asphaltsschichten betragen 2,1 cm für die DS, 8,1 cm für die BS und 12,1 cm sowie 12,1 cm für die obere und untere TS. In Bild 7-10 ist die statistische Auswertung der Schichtdickenmessung des Asphaltpaketes grafisch dargestellt.

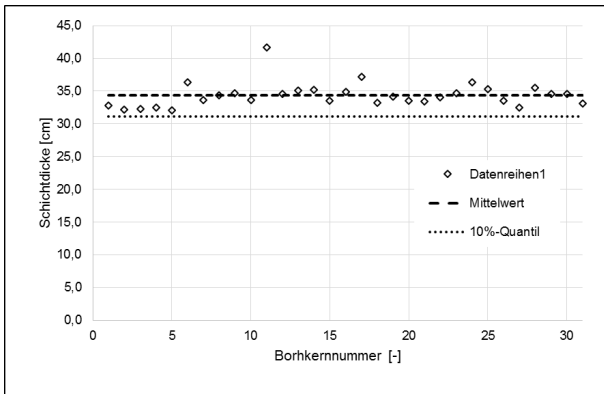


Bild 7-10: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 2b

**Schichtenverbund**

Die Prüfung des Schichtenverbundes erfolgte nach TP Asphalt-StB Teil 80: Abscherversuch (FGSV 2007b) an fünf Bohrkernen. An keinem der untersuchten Bohrkern wurde der nach den ZTV Asphalt 07/13 einzuhaltende Mindestwert für die zu erreichende Scherkraft unterschritten. Auch bei der Bohrkernentnahme wurde kein Mangel am Schichtenverbund festgestellt.

**Steifigkeitsmodul-Temperaturfunktionen**

Analog zu den anderen Abschnitten erfolgten die Untersuchungen an den Asphaltsschichten von Abschnitt 2b. In Tab. 7-6 sind die Parameter der Hauptkurven aufgelistet und Bild 7-11 beinhaltet die grafischen Darstellungen.

		DS	BS	oTS	uTS
E_min	[N/mm <sup>2</sup> ]	0	0	0	0
E_max	[N/mm <sup>2</sup> ]	22592	37644	30893	31569
b1	[-]	-0,66151	-0,70915	-0,84475	-0,72259
b0	[-]	1,882859	1,931842	1,109226	0,994923
Tr	[°C]	20	20	20	20
m	[-]	21248	25071	18680	16627

Tab. 7-6: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 2b

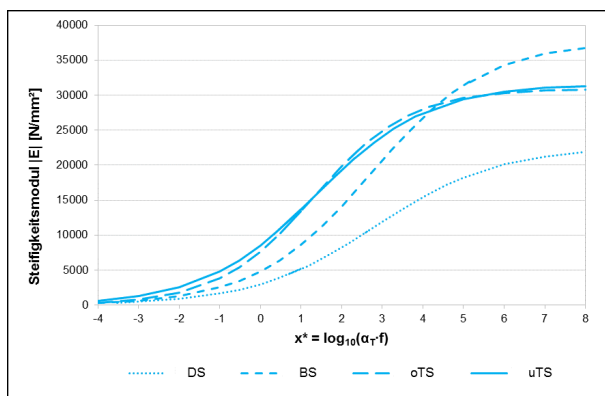


Bild 7-11: Masterfunktion – Abschnitt 2b

## Ermüdungsfunktionen

Entsprechend der Vorgehensweise von Abschnitt 1 wurde auch das Ermüdungsverhalten der Asphaltsschichten von Abschnitt 2b ermittelt. In der nachfolgenden Tab. 7-7 sind die Parameter der Ermüdungsfunktion, sowie in Bild 7-12 die grafische Darstellung dieser enthalten.

		DS	BS	oTS	uTS
a1	[-]	30,397	4,017	4,071	11,514
a2	[-]	-2,992	-3,405	-2,813	-2,318
R <sup>2</sup>	[-]	0,957	0,977	0,986	0,937

Tab. 7-7: Parameter der : Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2b

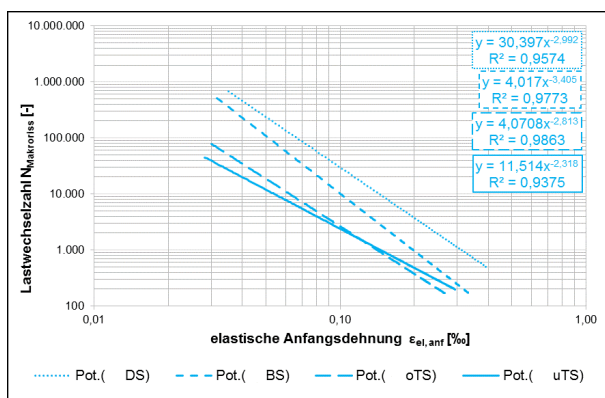


Bild 7-12: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2b

## 7.1.2 Hauptkurven und Ermüdungsfunktionen in Abhängigkeit der Alterung

### Abschnitt 1

Der Bauabschnitt 1 wurde vor Beginn des Forschungsprojektes fertig gestellt. Somit konnte kein Asphaltmischgut für das Bochumer Alterungsverfahren zurückgestellt werden. Die Alterung der Asphaltgemische konnte nicht erfolgen.

### Abschnitt 2a

Bei dem Bochumer Alterungsverfahren (RADENBERG et al. 2013, s. Abschnitt 4.3.5) erfolgt die künstlich beschleunigte Asphaltalterung über eine geregelte Durchströmung der gering verdichteten Asphaltplatte mittels heißer Luft. Die zugeführte Luftmenge beträgt dabei 7500 ml/min bei einer Expositionstemperatur von 100 °C. Das Deckschichtgemisch des Bauabschnittes 2a ist ein Gussasphalt. Aufgrund dessen, dass Gussasphalte einen Hohlraumgehalt von nahezu 0 V-% besitzen, ist die Alterung mit Hilfe des Bochumer Alterungsverfahrens nicht möglich gewesen. Das gealterte Materialverhalten des Binder- und Tragschichtgemisches des Abschnittes wird nachfolgend dargestellt.

In Bild 7-13 und 7-14 sind die Hauptkurven und die Ermüdungsfunktionen des Binderschichtgemisches dargestellt. Mit zunehmender Alterung erhöhen sich die Steifigkeiten bei hohen Temperaturen und/oder bei niedrigen Frequenzen bzw. reduzieren sich die Steifigkeiten bei tiefen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen. Die Hauptkurve der 1. und 2. Alterungsstufe verlaufen dagegen identisch. Lediglich bei sehr tiefen Temperaturen und/oder sehr hohen Frequenzen weist die 2. Alterungsstufe geringere Steifigkeiten als die 1. Alterungsstufe auf. Die Ermüdungsfunktion des Bindergemisches verbessert sich mit fortschreitender Alterung. Der größte Unterschied zwischen den Ermüdungsfunktionen ist zwischen dem ungealterten Bindergemisch und der 1. Alterungsstufe erkennbar.

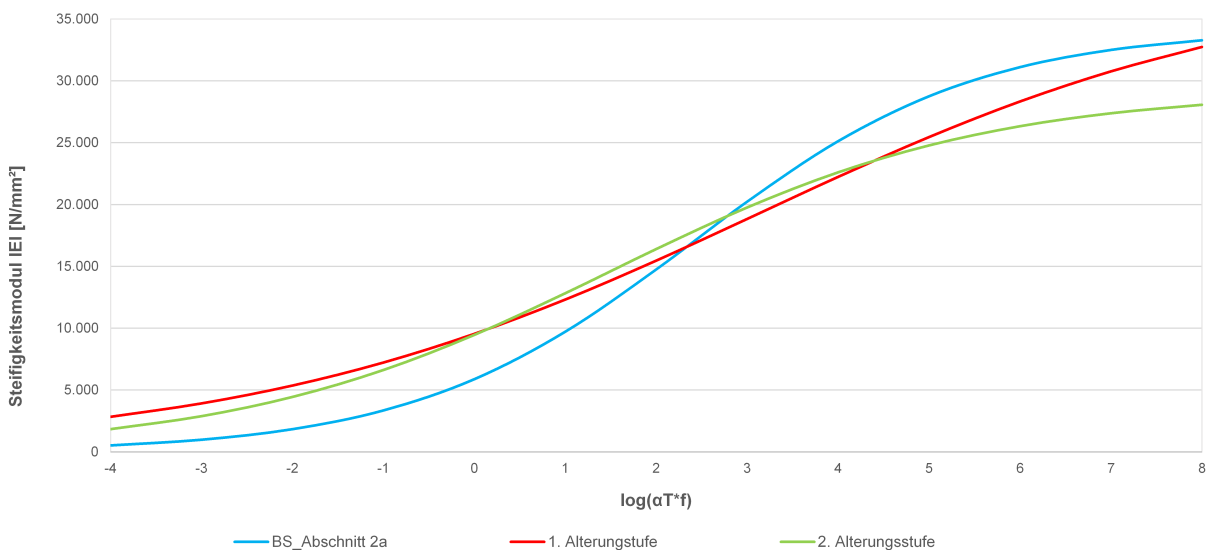


Bild 7-13: Hauptkurve der Binderschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen

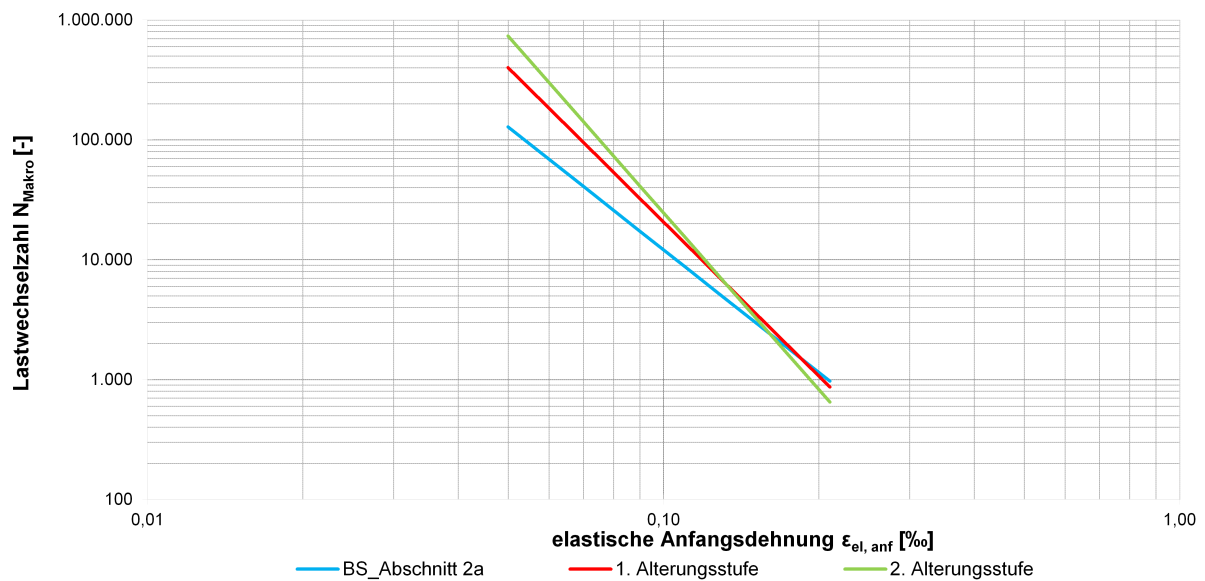


Bild 7-14: Ermüdungsfunktion der Binderschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen

Die ermittelten Hauptkurven und Ermüdungsfunktionen für die Tragschichtgemische sind in Bild 7-15 und 7-16 dargestellt. Mit zunehmender Alterung reduzieren sich die Steifigkeiten bei niedrigen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen. Bei hohen Temperaturen und/oder niedrigen Frequenzen erhöhen sich die Steifigkeiten des Tragschichtgemisches. Der Unterschied der Steifigkeiten zwischen dem ungealterten Tragschichtgemisch und der ersten Alterungsstufe ist dabei gering. Mit fortschreitender Alterung verbessert sich die Ermüdungsfunktion des Tragschichtgemisches. Bei höheren elastischen Anfangsdehnungen (0,17 ‰) weisen die gealterten Asphaltgemische eine schlechtere Ermüdungsfunktion aus als das ungealterte Tragschichtgemisch.

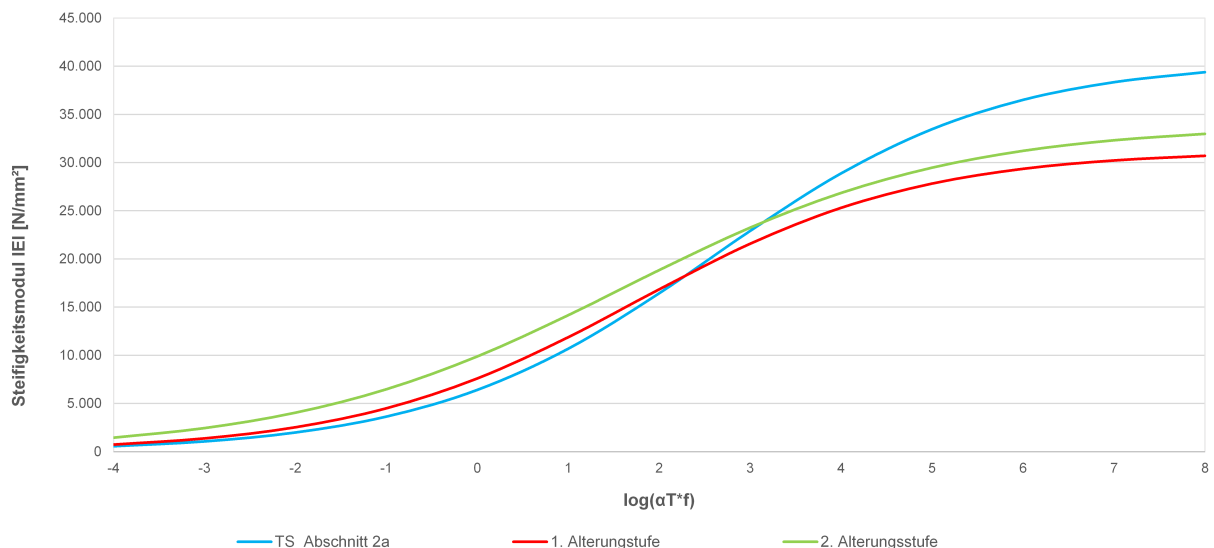


Bild 7-15: Hauptkurve der Tragschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen

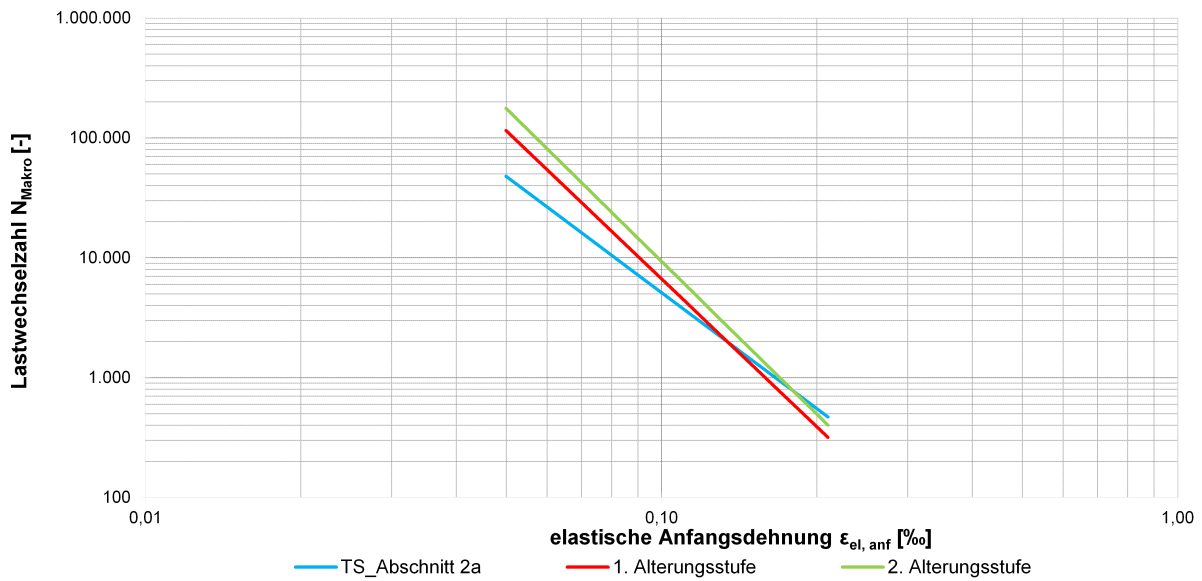


Bild 7-16: Ermüdungsfunktion der Tragschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen

**Abschnitt 2b**

Die ermittelten Hauptkurven und die Ermüdungsfunktionen des Deckschichtgemisches des Abschnittes 2b sind für den ungealterten Zustand und für die beiden Alterungsstufen in Bild 7-17 und Bild 7-18 grafisch dargestellt. Mit zunehmender Alterung erhöhen sich die Steifigkeiten des Deckschichtgemisches mit Ausnahme der Steifigkeiten bei tiefen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen. Die Ermüdungsfunktion verbessert sich zunächst mit zunehmender Alterung. Die Ermüdungsfunktion des Deckschichtgemisches der ersten und zweiten Alterungsstufe ist dagegen identisch.

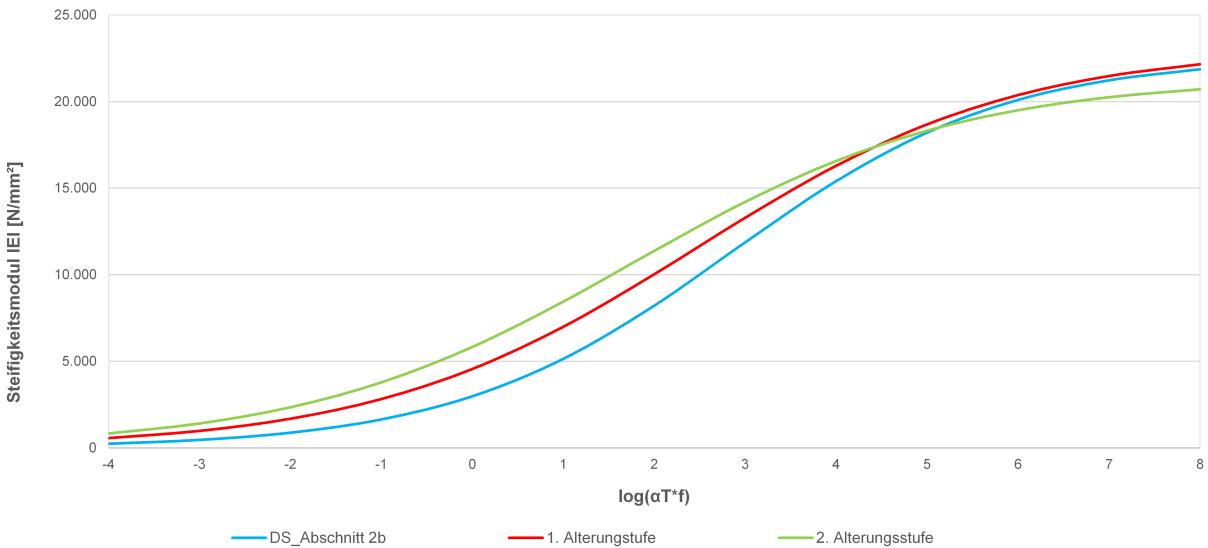


Bild 7-17: Hauptkurve der Deckschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen

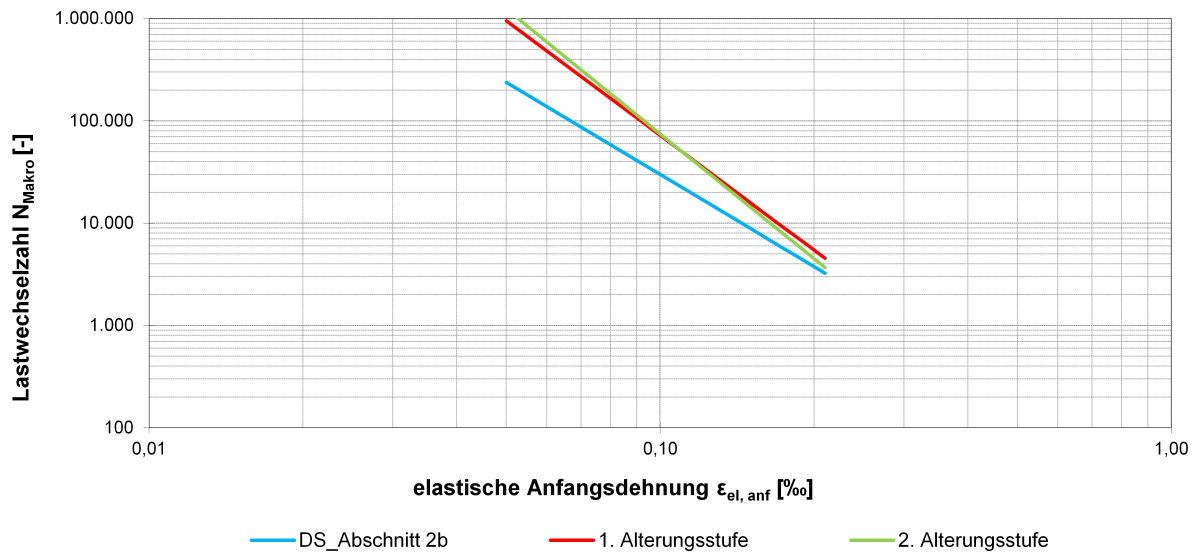


Bild 7-18: Ermüdungsfunktion der Deckschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen

Die ermittelten Hauptkurven und die Ermüdungsfunktionen des Binderschichtgemisches des Abschnittes 2b sind für den ungealterten Zustand und für die beiden Alterungsstufen in Bild 7-19 und Bild 7-20 grafisch dargestellt. Mit zunehmender Alterung erhöhen sich die Steifigkeiten des Binderschichtgemisches bei hohen Temperaturen und/oder niedrigen Frequenzen. In diesem Bereich verlaufen die Hauptkurven der ersten und zweiten Alterungsstufe identisch. Bei tiefen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen bewirkt die Alterung des Asphaltes eine Abnahme der Steifigkeiten. Die Ermüdungsfunktion verbessert sich zunächst ebenfalls mit zunehmender Alterung bis zur ersten Alterungsstufe. Danach verschlechtert sich das Ermüdungsverhalten des Binderschichtgemisches mit fortlaufender Alterung.

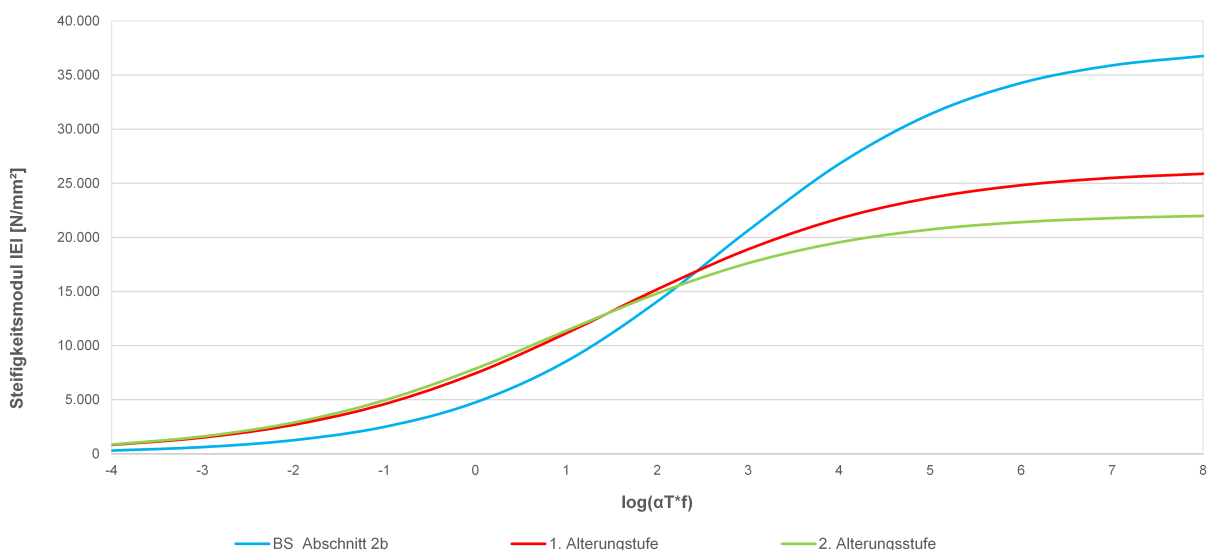


Bild 7-19: Hauptkurve der Binderschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen



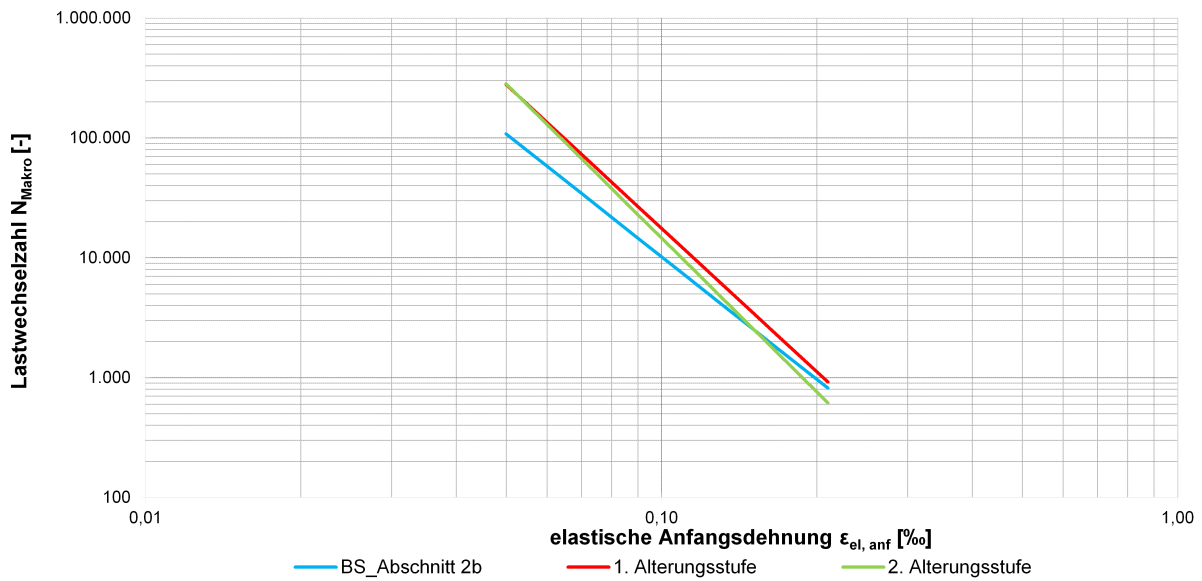


Bild 7-20: Ermüdungsfunktion der Binderschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen

In Bild 7-21 und 7-22 sind die Hauptkurven und die Ermüdungsfunktionen des Tragschichtgemisches des Abschnitts 2b dargestellt. Die Steifigkeiten erhöhen sich mit fortschreitender Alterung bei hohen Temperaturen und/oder niedrigen Frequenzen. Bei niedrigen Temperaturen und/oder hohen Frequenzen reduzieren sich die Steifigkeiten des Tragschichtgemisches mit zunehmender Alterung. Die Ermüdungsfunktion verbessert sich mit zunehmender Alterung insbesondere zwischen dem ungealterten Tragschichtgemisch und der 1. Alterungsstufe ist eine deutliche Verbesserung zu erkennen.

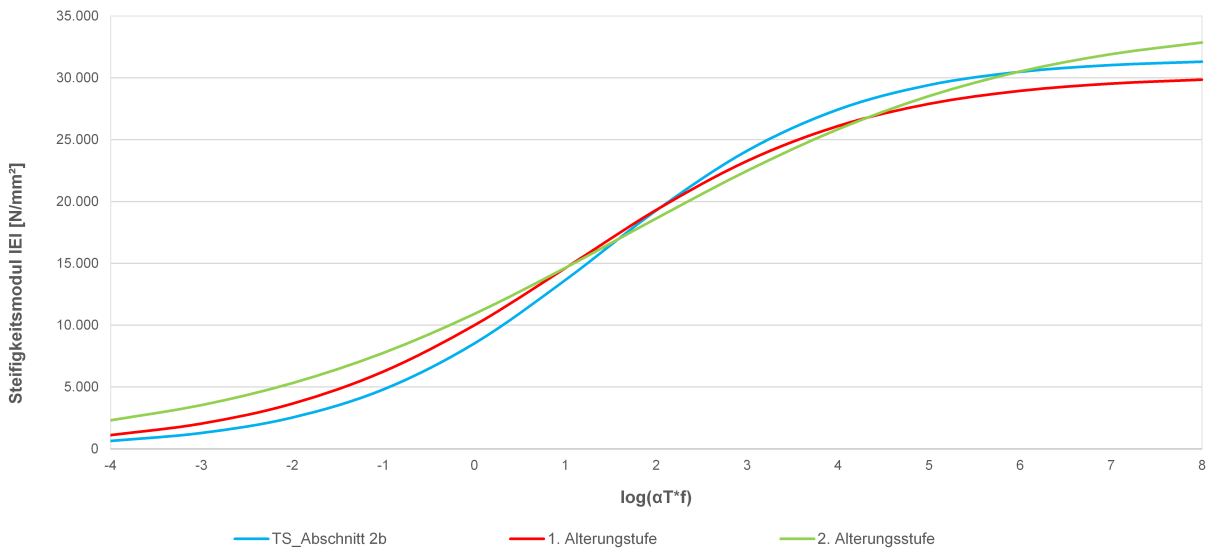


Bild 7-21: Hauptkurve der Tragschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen

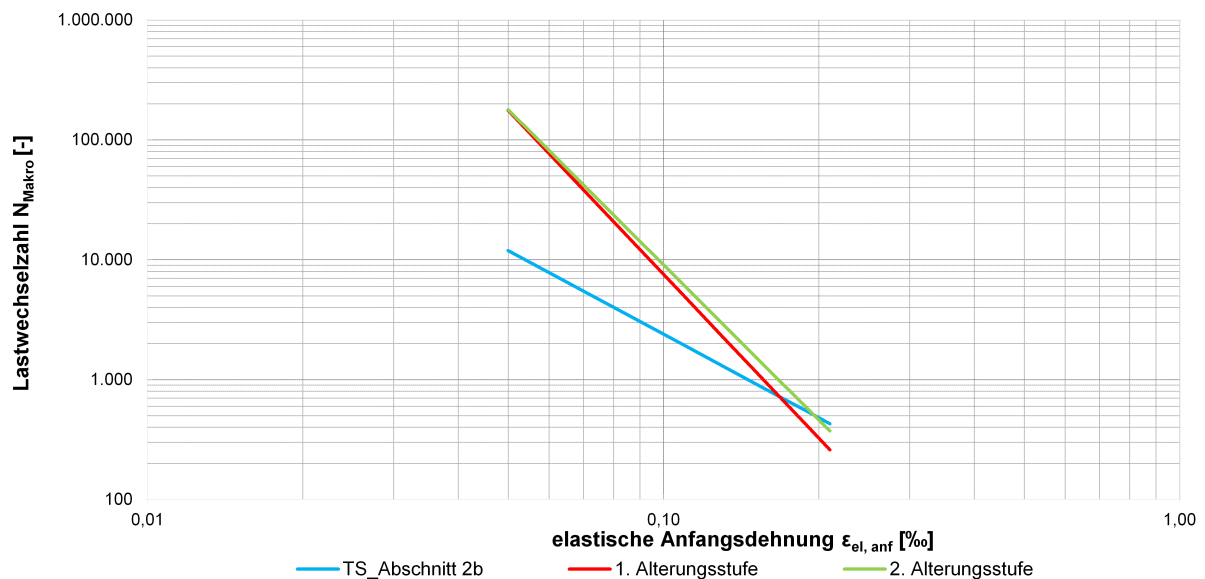


Bild 7-22: Ermüdungsfunktion der Tragschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen

## 7.2 Prognoserechnung des Ermüdungsverhaltens

### 7.2.1 Eingangsgrößen der Prognoserechnungen

Auf Grundlage der Versuchsergebnisse, die in Abschnitt 7.1 dargestellt wurden, sollen weiterführende Prognoserechnungen durchgeführt werden. Zur Abschätzung der Nutzungsdauer werden rechnerische Prognosen unter Einbeziehung der probabilistischen Verfahrensweise durchgeführt.

Gemäß den RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) sind normierte charakteristische Temperaturprofile ( $ncT$ 's) in Ansatz zu bringen. Entsprechend der Temperaturzonenkarte wird für alle betrachteten Streckenabschnitte die Temperaturzone 5 maßgebend. Für die Autobahnabschnitte wird das Achslastkollektiv „BAB Fernverkehr“ angesetzt. Die Häufigkeitsverteilung des Achslastkollektivs ist in Bild 7-23 dargestellt. In der Tab. 7-8 sind die Parameter zur Bestimmung der Verkehrsbelastung nach den RStO 12 aufgeführt. Die Verkehrsbelastung bleibt für alle zu betrachteten Abschnitte gleich und entspricht nach den RStO 12 einer Belastungsklasse Bk100.

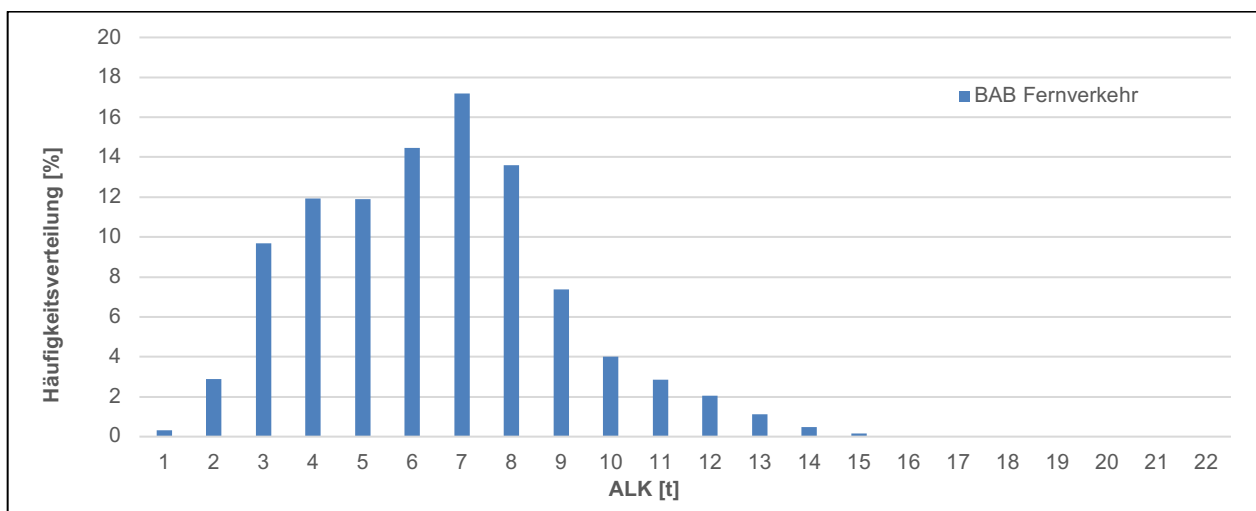


Bild 7-23: Häufigkeitsverteilung des BAB Fernverkehrs nach RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf)

DTV <sup>(SV)</sup>	4500 Kfz/24h
f <sub>A</sub>	4,5
f <sub>1</sub>	0,8
f <sub>2</sub>	1
f <sub>3</sub>	1
p <sub>z</sub>	3 %

Tab. 7-8: Parameter zur Bestimmung der Verkehrsbelastung nach RStO 12 (FGSV 2012b)

Bei der probabilistischen Verfahrensweise wird nicht allein auf die relevanten Mittelwertfunktionen für den absoluten E-Modul (Hauptkurve) und für die Ermüdung Bezug genommen, sondern die Variabilitäten der Materialkenngrößen in den Berechnungsprozess eingebunden. Basierend auf der jeweiligen Stichprobe werden die charakteristischen Materialkenngrößen statistisch modelliert und durch Klassen diskret abgebildet. Ziel dieser Vorgehensweise ist es, Streuungen der Materialeigenschaften im Prognoseprozess der Nutzungsdauer einzubeziehen.

In ähnlicher Art und Weise wie für die Materialkennwerte ist die Vorgehensweise für die Berücksichtigung von Schichtdickenstreuungen des Asphaltpaketes. In der probabilistischen Verfahrensweise wird die tatsächlich vorgefundene Verteilung der Schichtdicken im Berechnungsprozess berücksichtigt. Basierend auf der Stichprobe, resultierend aus der Schichtdickenauswertung, wird die Dickenstreuung des Asphaltpaketes statistisch modelliert und durch diskrete Klassen abgebildet. Jeder Klasse wird hierbei eine definierte Dicke des Asphaltpaketes zugeordnet. Die Schichtdicken der Asphaltdeckschicht, der Asphaltbinderschicht und der oberen Asphalttragschicht werden als die gemessenen Mittelwerte der Bohrkern festgelegt. Resultierend aus den jeweils definierten Gesamtdicken der anderen Klassen berechnet sich die jeweils für diese Klasse zuzuordnende Dicke der unteren Asphalttragschicht. In Tab. 7-9 ist der Konstruktionsaufbau für die mittlere Schichtdickenklasse der drei Abschnitte aus Asphaltbauweise angegeben. In den RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) werden keine Shiffaktoren und Sicherheitsbeiwerte in Ansatz gebracht, sondern Anpassungsfaktoren, die in Abhängigkeit zur vorhandenen Belastungsklasse und des Konstruktionsaufbaus festgelegt werden. Die Anpassungsfaktoren der Autobahnabschnitte sind ebenfalls in Tab. 7-9 aufgeführt.

	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Asphaltdeckschicht	30 mm	34 mm	21 mm
Asphaltbinderschicht	90 mm	89 mm	81 mm
Obere Asphalttragschicht	110 mm	106 mm	121 mm
Untere Asphalttragschicht	112 mm	121 mm	121 mm
Schottertragschicht	-	450 mm	150 mm
Frostschuttschicht	358 mm	-	306 mm
Anpassungsfaktor	7317	13889	16129

Tab. 7-9: Konstruktionsaufbau (mittlere Schichtdickenklasse) und Anpassungsfaktoren der Autobahnabschnitte

## 7.2.2 Ergebnisse der Prognoserechnungen

Die Nutzungsdauer wird bei der probabilistischen Verfahrensweise auf der Grundlage einer Ausfallwahrscheinlichkeit definiert. Der zulässige Prozentsatz der Ausfallwahrscheinlichkeit wird in Abhängigkeit von der Verkehrsbelastung und somit von der Belastungsklasse bestimmt. Somit ist dieser Prozentsatz nach der RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) für eine Belastungsklasse Bk100 mit 10 % definiert. Der rechnerische Ausfallzeitpunkt ist das jeweilige Nutzungsjahr, in dem die Ausfallwahrscheinlichkeit den Grenzwert von 10 % überschreitet.

### Einfluss der Asphaltalterung

Der Einfluss der Asphaltalterung auf die Nutzungsdauer der Bauabschnitte konnte nicht ausreichend beurteilt werden. Aufgrund der zum Teil deutlichen Verbesserung der Ermüdungsfunktion, insbesondere der Asphalttragschichtgemische, beträgt die Ausfallwahrscheinlichkeit 0% (Nachweispunkt: Unterseite Asphalttragschicht) nach einer Nutzungsdauer von 50 Jahren je Alterungsstufe für beide betrachtete Bauabschnitte 2a und 2b. Anhand der Ergebnisse zum Materialverhalten der gealterten Asphaltgemische ist eine Verbesserung des Ermüdungsverhaltens zu erwarten. Jedoch widersprechen die Ergebnisse der Prognoserechnungen die Erfahrungen und Erkenntnisse, die in-situ gesammelt wurden. Nach bisherigen Erfahrungen bewirkt die Alterung der Asphalte zunächst eine Verbesserung des Ermüdungsverhaltens. Mit fortschreitender Alterung wird das Asphaltgemisch allerdings immer spröder einhergehend mit einer deutlichen Verschlechterung des Ermüdungsverhaltens. Die deutliche Erhöhung der prognostizierten Nutzungsdauer für die Bauabschnitte wird als unrealistisch betrachtet. Somit kann die Alterung von Asphaltgemischen mit Hilfe des Bochumer Alterungsverfahrens nur unzureichend simuliert werden. Die Ergebnisse der Prognoseberechnungen werden aus den genannten Gründen nicht dargestellt.

### Einfluss des Schichtenverbundes

Bei den Prognoserechnungen wurden folgende Szenarien betrachtet:

- Szenario 1  
Voller Schichtenverbund zwischen allen Asphaltschichten
- Szenario 2  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht
- Szenario 3  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und oberer Asphalttragschicht
- Szenario 4  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer Asphalttrag- und unterer Asphalttragschicht.

Für die Abminderung des Schichtenverbundes wird ein Verbundfaktor  $VF = 0,035$  gemäß RDO (FGSV 2009c) bzw. RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) verwendet.

Szenario	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	3,40	0,30	6,1
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	3,81	0,46	6,5
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	7,13	1,35	11,79
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	3,74	0,46	7,8

Tab. 7-10: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Autobahnabschnitte nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren

Szenario	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	41	49	34
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	40	47	33
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	34	42	29
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	40	47	32

Tab. 7-11: prognostizierte Nutzungsdauer der Autobahnabschnitte

Die Ergebnisse der Prognoserechnungen sind in Tab. 7-10 und Tab. 7-11 dargestellt. Der Nachweis erfolgte jeweils in der Lastachse an der Unterseite der unteren Asphalttragschicht.

Abschnitt 1 erreicht bei allen Szenarien eine Nutzungsdauer über 30 Jahren. Unter der Annahme eines vollen Schichtenverbundes zwischen allen Asphaltsschichten beträgt die prognostizierte Nutzungsdauer 41 Jahre. Die höchste Ausfallwahrscheinlichkeit nach 30 Jahren besitzt Abschnitt 1 bei dem Szenario des abgeminderten Schichtenverbundes zwischen Asphaltbinder- und oberer Asphalttragschicht und beträgt 7,13 %. Somit liegt die Ausfallwahrscheinlichkeit unter dem Grenzwert von 10 %.

Abschnitt 2a besitzt bei allen Szenarien die geringsten Ausfallwahrscheinlichkeiten der drei Autobahnabschnitte nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren. Das Szenario 3 besitzt ebenfalls bei diesem Abschnitt die höchste Ausfallwahrscheinlichkeit nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren. Die prognostizierte Nutzungsdauer dieses Abschnittes beträgt 49 Jahre unter der Annahme eines vollen Schichtenverbundes zwischen allen Asphaltsschichten.

Abschnitt 2b erreicht gegenüber den anderen Autobahnabschnitten die geringsten prognostizierten Nutzungsdauern bei allen Szenarien. Bei dem Szenario 3 des abgeminderten Schichtenverbundes zwischen der Asphaltbinder- und der oberen Asphalttragschicht überschreitet die Ausfallwahrscheinlichkeit den Grenzwert von 10 %. Für diesen Fall wurde eine Nutzungsdauer von 29 Jahren prognostiziert. Die anderen Szenarien erreichen eine prognostizierte Nutzungsdauer über 30 Jahre.

Der Einfluss des Schichtenverbundes ist bei allen Bauabschnitten deutlich zu erkennen. Bei einem abgeminderten Schichtenverbund zwischen zwei Asphaltsschichten reduziert sich die prognostizierte Nutzungsdauer der vorhandenen Straßenkonstruktion. Die Ergebnisse zeigen, dass insbesondere der Schichtenverbund zwischen der Asphaltbinderschicht und der oberen Asphalttragschicht von höherer Bedeutung ist, da bei diesem Szenario die größten Reduzierungen der Nutzungsdauer unabhängig von den verwendeten Asphaltgemischen und der Bauweise der Straßenkonstruktion berechnet werden.

Für alle Bauabschnitte und Szenarien ist der Verlauf der Ausfallwahrscheinlichkeiten über den Zeitraum der Nutzungsdauer im Anhang 11 dargestellt.

### Einfluss von klimatischen Bedingungen

Bei den Prognoserechnungen zum Einfluss der klimatischen Bedingungen wurden die normierten charakteristischen Temperaturprofile aus der thermischen Simulation zum Emissionsszenario A1B (s. Abschnitt 4.3.6) für den jeweiligen Bauabschnitt verwendet. Außerdem wurde der Einfluss des Schichtenverbundes mit folgenden Szenarien betrachtet:

- Szenario 1  
Voller Schichtenverbund zwischen allen Asphaltsschichten
- Szenario 2  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht
- Szenario 3  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und oberer Asphalttragschicht
- Szenario 4  
abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer Asphalttrag- und unterer Asphalttragschicht.

Szenario	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	33,15	9,05	18,51
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	34,13	10,04	19,40
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	39,05	15,21	26,69
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	35,18	10,86	22,69

Tab. 7-12: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Autobahnabschnitte nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren

Szenario	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	17	31	27
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	16	30	26
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	14	28	23
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	16	30	25

Tab. 7-13: Prognostizierte Nutzungsdauer der Autobahnabschnitte

Die Ergebnisse der Prognoserechnungen sind in Tab. 7-10 und Tab. 7-11 dargestellt. Der Nachweis erfolgte jeweils in der Lastachse an der Unterseite der unteren Asphalttragschicht.

Die Veränderung der klimatischen Bedingung bewirkt bei allen Bauabschnitten eine deutliche Reduzierung der prognostizierten Nutzungsdauer. Lediglich der Bauabschnitt 2a erreicht mit Ausnahme des Szenarios 3 (abgeminderter Schichtenverbund zwischen der Binderschicht und der oberen Tragschicht) die geplante Nutzungsdauer von 30 Jahren. Abschnitt 1 reagiert dabei am deutlichsten auf die klimatische Veränderung. Bei vollem Schichtenverbund halbiert sich die Nutzungsdauer. Der Einfluss der klimatischen Bedingungen ist bei Abschnitt 2b am geringsten. Die Nutzungsdauer wird bei vollem Schichtenverbund zwischen allen Asphaltsschichten von 34 auf 27 Jahre reduziert.

Die Eingangsdaten der historisch gemessenen und prognostizierten Klimadaten für den Raum Leipzig waren bei allen Bauabschnitten identisch. Damit ist die unterschiedliche Reduzierung der Nutzungsdauer für die Bauabschnitte auf die verschiedenen eingesetzten Asphaltgemische, somit ihrer thermophysikalischen Materialeigenschaften und auf die jeweilige Bauweise zurück zu führen.

### Einfluss von außerplanmäßigen Verkehrsszenarien

#### Szenario: Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn

Die Ergebnisse der Prognoserechnungen sind in Bild 7-24 dargestellt. Der Nachweis erfolgte jeweils in der Lastachse an der Unterseite der unteren Asphalttragschicht. Für den Abschnitt 1 und 2a reduziert sich die Nutzungsdauer infolge der erhöhten Verkehrsbeanspruchung durch die Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn um jeweils 1 Jahr von 41 Jahren auf 40 Jahre (Abschnitt 1) bzw. von 49 Jahren auf 48 Jahre (Abschnitt 2a). Die Nutzungsdauer des Abschnittes 2b reduziert sich auf 32 Jahre und somit um 2 Jahre. Allerdings wird die angestrebte Nutzungsdauer von 30 Jahren bei allen Asphaltbefestigungen erreicht. Jedoch besitzt die zeitweise erhöhte Verkehrsbeanspruchung infolge der Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn für Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen einen Einfluss auf die Nutzungsdauer der Asphaltbefestigung.

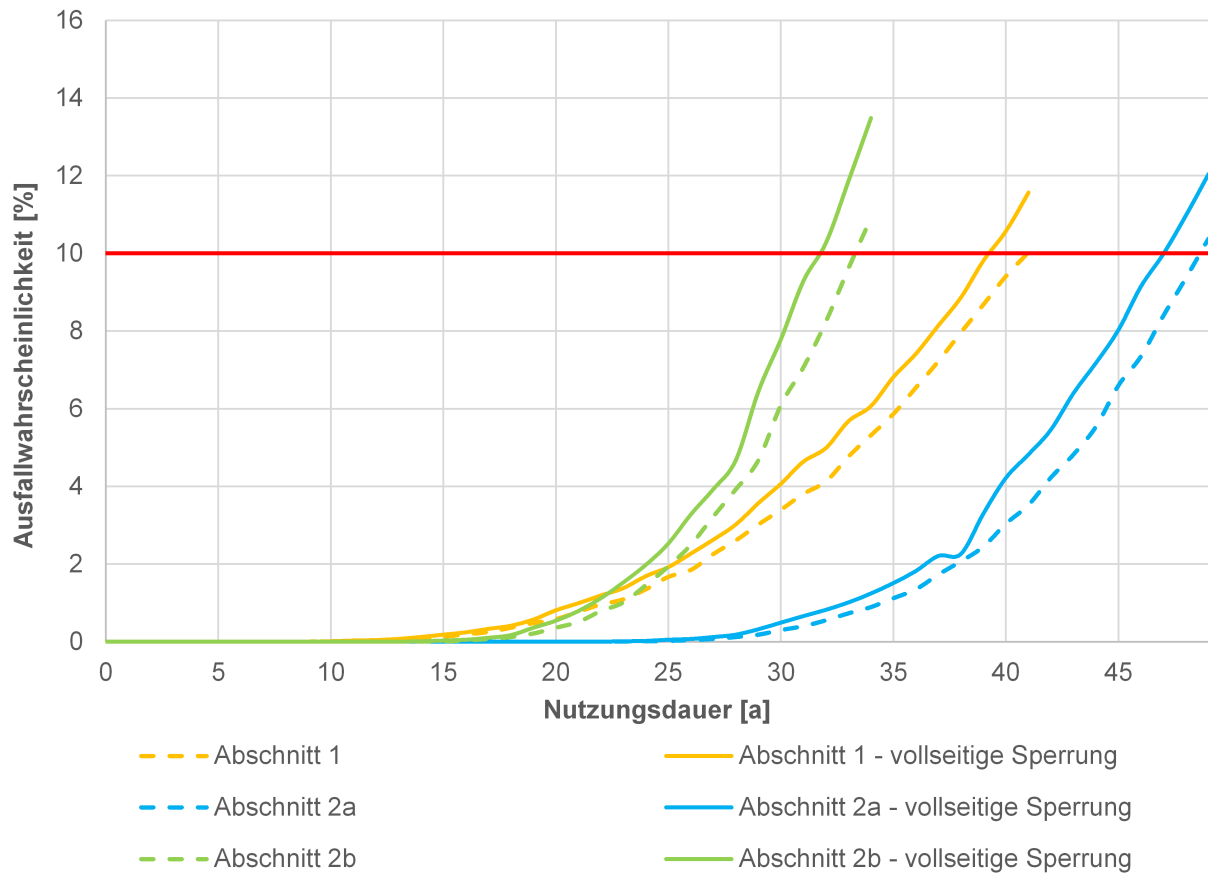


Bild 7-24: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigung bei einer Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn

### Szenario: Verkehrsverlagerung der A38 auf die A14

Die Ergebnisse der Prognoserechnungen für die Asphaltbefestigungen sind in Bild 7-25 dargestellt. Das erhöhte Verkehrsaufkommen auf der BAB A14 infolge der Verkehrsverlagerung durch Baustellen auf der BAB A38 besitzt keinen Einfluss auf die Nutzungsdauer der Asphaltbefestigungen.

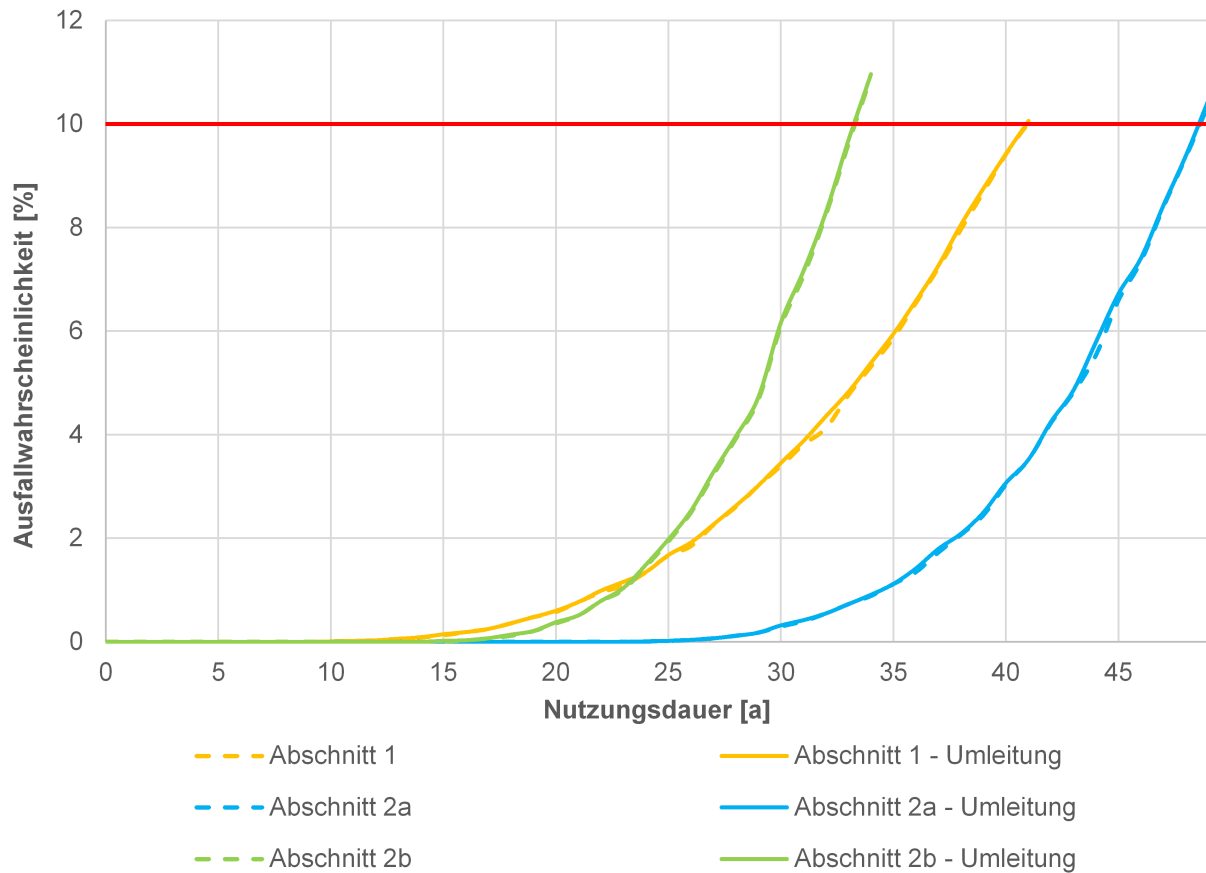


Bild 7-25: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigungen unter Einbeziehung von Verkehrsverlagerungen durch Baustellen auf der BAB A38

### Szenario: Anstieg des Schwerverkehrsanteils

Die Ergebnisse der Prognoserechnungen sind in Bild 7-26 dargestellt. Der Nachweis erfolgte jeweils in der Lastachse an der Unterseite der unteren Asphalttragschicht.



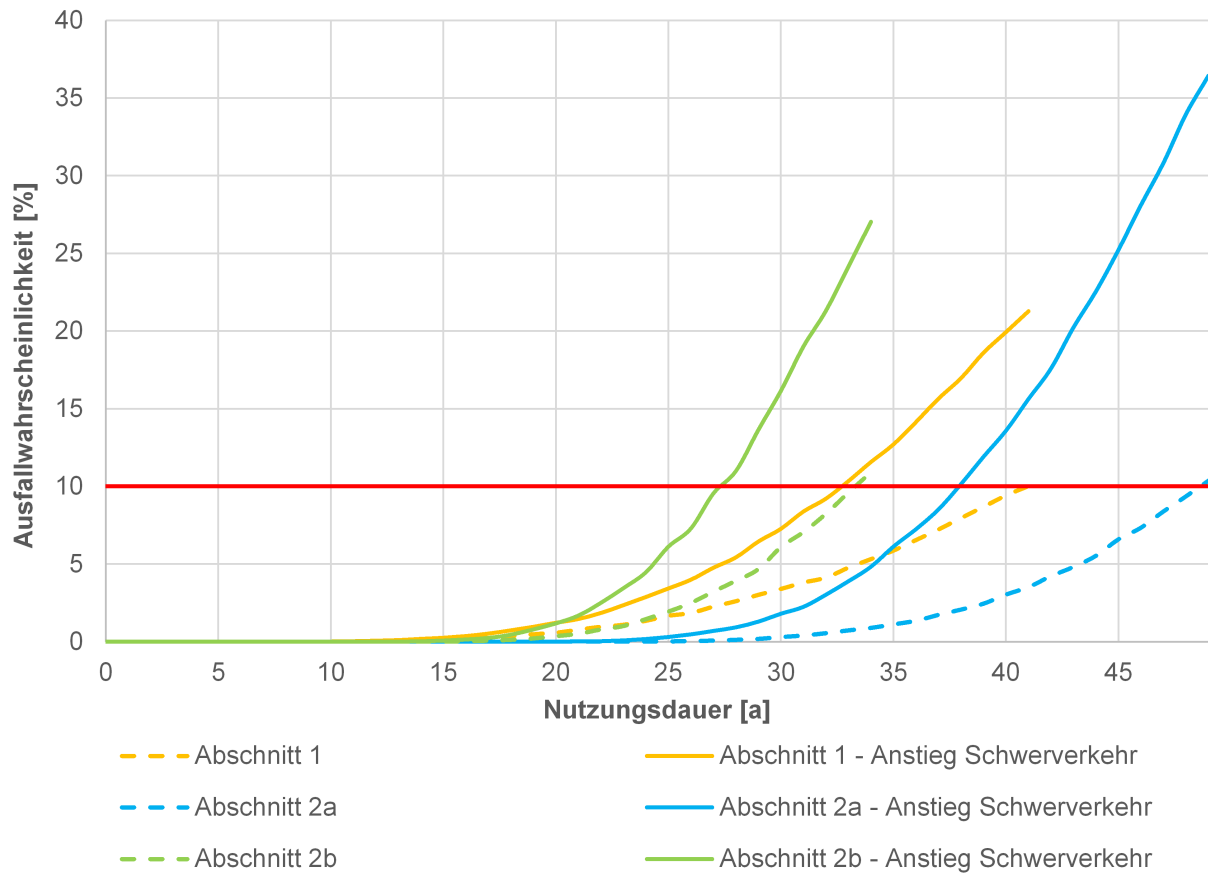


Bild 7-26: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigung mit einer erhöhten jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs

Aufgrund der höheren jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs reduzieren sich die Nutzungsdauern der Asphaltabschnitte wie folgt:

- Abschnitt 1: von 41 Jahre auf 33 Jahre,
- Abschnitt 2a: von 49 Jahre auf 38 Jahre,
- Abschnitt 2b: von 34 Jahre auf 28 Jahre.

Damit reduziert sich die Nutzungsdauer für alle Abschnitte sehr deutlich. Der Abschnitt 2b würde aufgrund der Zunahme des Schwerverkehrs die angestrebte Nutzungsdauer von 30 Jahren nicht erreichen. Aus den Ergebnissen der Prognoserechnungen wird ebenfalls deutlich, dass hinsichtlich der Performanceeigenschaften der Asphalte und/oder des Konstruktionsaufbaus Optimierungsmöglichkeiten vorhanden sind. Die Nutzungsdauer des Abschnittes 2b reduziert sich um 6 Jahre. Dagegen reduziert sich die Nutzungsdauer des Abschnittes 2a um 11 Jahre bei derselben höheren jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs. Somit könnten Performanceeigenschaften von Asphaltgemischen bzw. Konstruktionsaufbauten gefunden werden, die weniger empfindlich auf Schwankungen der Verkehrsbeanspruchung reagieren.

### 7.3 Prognoserechnung der Spurrinnenbildung

Bei dem Verfahren der Spurrinnenprognose wird die Akkumulation der bleibenden Dehnungen durch zufallsbedingte Beanspruchungszustände vorgenommen. Dabei wird der Beanspruchungszustand anhand der berechneten elastischen Dehnung definiert. Somit kann durch die Impulskriechkurve, die mithilfe der elastischen Dehnung aufgestellt wird, der Zusammenhang zwischen dem Beanspruchungszustand und den plastischen Dehnungen geschaffen werden. Jeder Beanspruchungszustand ist weiterhin durch eine bestimmte Kombination aus den Belastungsgrößen Temperatur und Verkehrslast bestimmt. Anhand der Eintrittswahrscheinlichkeit der Belastungsgrößen kann somit jedem Belastungszustand eine beliebige Lastwechselzahl zugeordnet werden. Dabei werden die Kombination der Belastungsgrößen (Temperatur, Verkehrslast), sowie die Reihenfolge, in der die Belastungszustände auftreten, zufällig generiert. Dieses Prinzip ist in Bild 7-27 anschaulich dargestellt. Damit saisonale Veränderungen der Temperaturverläufe berücksichtigt werden können, werden Ordnungskriterien bei der zufälligen Kombination der Belastungsgrößen und der Reihenfolge der Belastungszustände eingeführt.

Infolge der Beanspruchungszustände können in jedem Punkt des Fahrbahnoberbaus Zug- bzw. Druckdehnungen entstehen, die in den Berechnungen ebenfalls berücksichtigt werden. Das Verfahren bietet die Möglichkeit, Zug- und Druckdehnungen unabhängig voneinander zu betrachten und somit auch unabhängige Materialparameter für beide Zustände zu ermitteln. Nach der Berechnung aller Beanspruchungszustände ermitteln sich die gesamten bleibenden Verformungen der Straßenkonstruktion durch Multiplikation der berechneten Verformung je Schicht mit der jeweiligen Schichtdicke und summiert diese über alle Schichten auf.

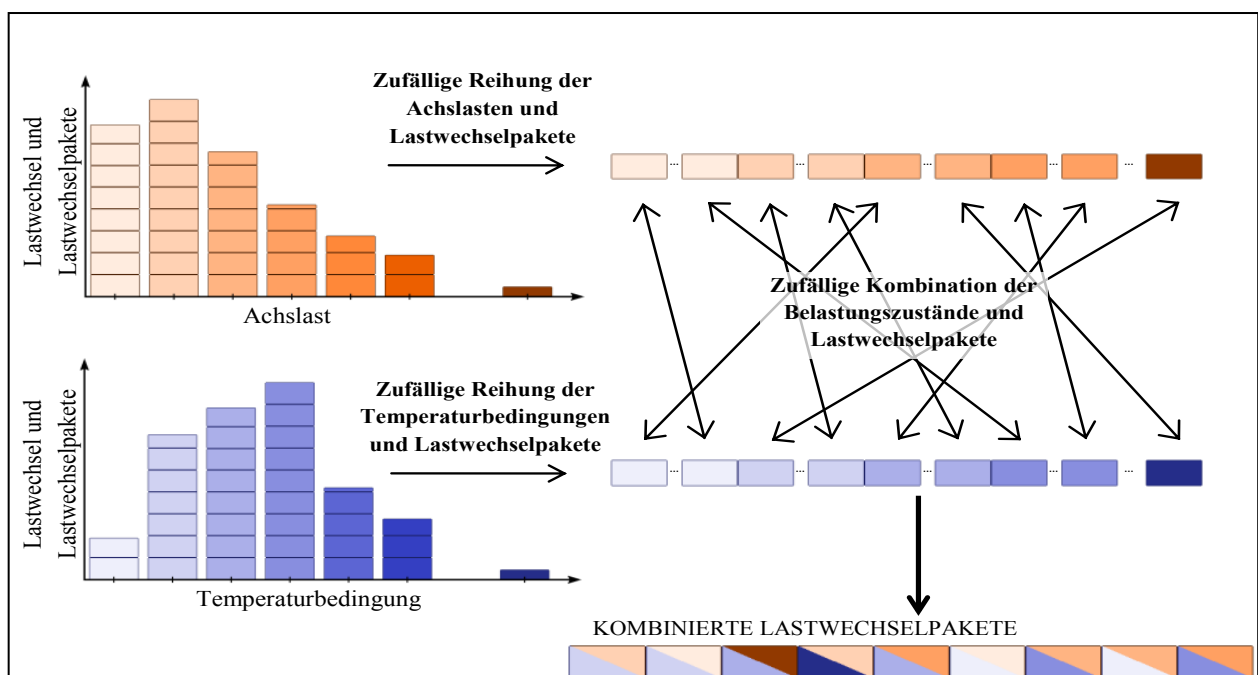


Bild 7-27: Schematische Darstellung der zufälligen Reihung der Belastungszustände sowie der Zufallskombination der Belastungsgrößen [KAYSER et al. 2011]

Eine detaillierte Beschreibung der Verfahrensweise der Spurrinnenprognose ist in DRAGON (2015) sowie KAYSER et al. (2011) beschrieben. Von WELLNER & KAMRATOWSKY (2018) wurde eine Temperaturabhängigkeit der Materialparameter festgestellt und in dem Verfahren der Spurrinnenprognose berücksichtigt. Für die Prognoserechnungen der Spurrinnenentwicklung wird die Verfahrensweise, die mit der Temperaturabhängigkeit der Materialparameter erweitert wurde, verwendet. Das Verfahren der Spurrinnenprognose wurde bisher weder validiert noch kalibriert, sodass nur vergleichende Untersuchungen an fiktiven Asphaltbefestigungen möglich sind. Des Weiteren wird in diesem Forschungsprojekt das Zugverhalten der Asphaltgemische nicht versuchstechnisch ermittelt. Damit werden

die Materialparameter, die mithilfe der Druck-Schwellversuche bestimmt werden, für die Zug- und Druckphasen gleichermaßen verwendet.

### 7.3.1 Eingangsgroßen der Prognoserechnungen

Die Eingangsgroßen aus Klima und Verkehr, sowie der Konstruktionsaufbau der Bauabschnitte für die Spurrinnenprognose werden analog zu den Eingangsgroßen der Prognoserechnungen der Ermüdungsrissbildung festgelegt. Der Bauabschnitt 1 wurde vor Beginn des Forschungsprojektes fertig gestellt. Somit konnte kein Asphaltmischgut für die Druck-Schwellversuche zurückgestellt und dadurch keine Spurrinnenprognose durchgeführt werden. Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose sind im Anhang 11 dargestellt.

### 7.3.2 Ergebnisse der Prognoserechnungen – Druck-Schwellversuch

#### Einfluss der Asphaltalterung

Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose zum Einfluss der Alterung sind in Bild 7-28 grafisch dargestellt. Als Referenzvariante wird der Abschnitt 2a mit den ungealterten Asphaltgemischen und die erhaltene Spurrinne nach 30 Jahren für diesen Abschnitt auf 100 % festgelegt. Die Prognoseberechnung berücksichtigt dabei die Materialparameter über 30 Jahre für jeden Alterungszustand hinweg.

Der Bauabschnitt 2b weist ein deutlich besseres Verformungsverhalten auf als der Bauabschnitt 2a. Die ermittelte relative Spurrinentiefe beträgt nach 30 Jahren Nutzungsdauer 27,62 %. Der jährliche Zuwachs der Spurrinentiefe ist für den Abschnitt 2b ebenfalls deutlich geringer. Bei beiden Bauabschnitten bewirkt allerdings die Alterung eine Verbesserung des Verformungsverhaltens der Asphaltgemische und somit eine Reduzierung der Spurrinentiefe nach 30 Jahren. Der Einfluss der Alterung ist für die Asphaltgemische im Abschnitt 2b ausgeprägter. Die Reduzierung der Spurrinentiefe nach 30 Jahren ist deutlicher als im Bauabschnitt 2a. Die Spurrinnenentwicklung der 1. und 2. Alterungsstufe des Abschnittes 2a verläuft identisch.

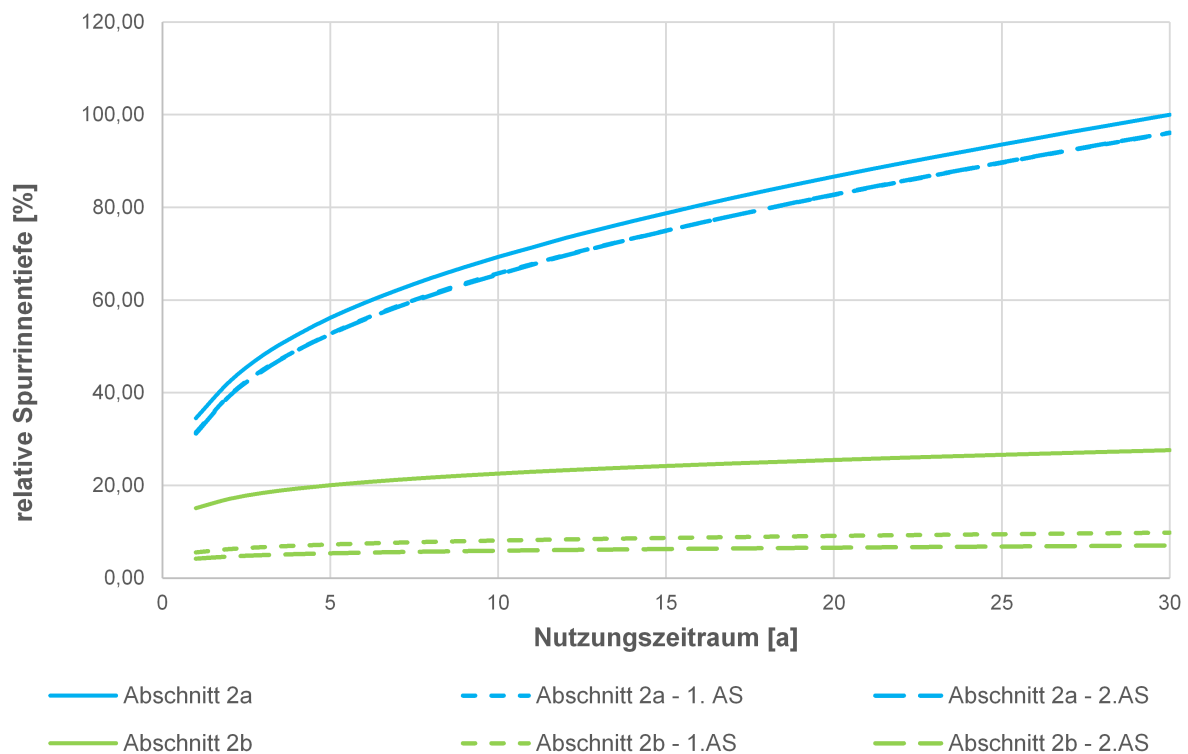


Bild 7-28: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für die Autobahnabschnitte und unterschiedlichen Alterungsstufen

Die Asphaltgemische wurden mittels dem Bochumer Alterungsverfahren 72 h bzw. 120 h gealtert. Dadurch wird eine Liegedauer von 15 Jahren bzw. 25 Jahren simuliert. Um den Einfluss der Alterung realitätsnäher in den Prognoseberechnungen zu berücksichtigen, wurde das Verfahren der Spurrinnenprognose angepasst. Die Anpassung ermöglicht es, innerhalb des Prognosezeitraumes von 30 Jahren verschiedene Asphaltgemische zu berücksichtigen. Für die weiteren Berechnungen der Spurrinentiefe wurde somit festgelegt, dass die Materialeigenschaften

- von Jahr 0 bis 10 der ungealterten Asphaltgemische,
- von Jahr 11 bis 20 der 1. Alterungsstufe der Asphaltgemische,
- von Jahr 21 bis 30 der 2. Alterungsstufe der Asphaltgemische berücksichtigt werden.

Das Bild 7-29 zeigt die Ergebnisse der Spurrinentiefe für die ungealterten Asphaltgemische und die Berechnung unter Einfluss der Alterung. Die Einbeziehung der Alterung der Asphaltgemische bewirkt eine Reduzierung der Spurrinentiefe für den Bauabschnitt 2b. Dagegen kann ein Einfluss der Alterung für Bauabschnitt 2a nicht festgestellt werden. Die relative Spurrinentiefe nach 30 Jahren und deren Entwicklung sind für beide Prognoserechnungen nahezu identisch. Der Gussasphalt, der als Deckschicht für den Abschnitt 2a eingesetzt wurde, konnte mittels dem Bochumer Alterungsverfahren nicht gealtert werden. Somit konnte der Einfluss der Alterung des Deckschichtgemisches bei diesem Bauabschnitt nicht berücksichtigt werden, was das Ergebnis der Spurrinnenprognose beeinflusst. In WELLNER & KAMRATOWSKY (2018) konnte festgestellt werden, dass insbesondere die Materialeigenschaften des Deckschichtgemisches einen deutlichen Einfluss auf die Spurrinentiefe besitzt.

Die weiteren Berechnungen der Spurrinentiefe zur Betrachtung des Einflusses des Schichtenverbundes, der klimatischen Bedingungen und der außerplanmäßigen Verkehrsszenarien werden mit der Anpassung des Verfahrens durchgeführt und somit mit den Materialeigenschaften der 3 Alterungsstufen. Als Referenzvariante wird der Abschnitt 2a – Alterung und die erhaltene Spurrinne nach 30 Jahren auf 100 % festgelegt.

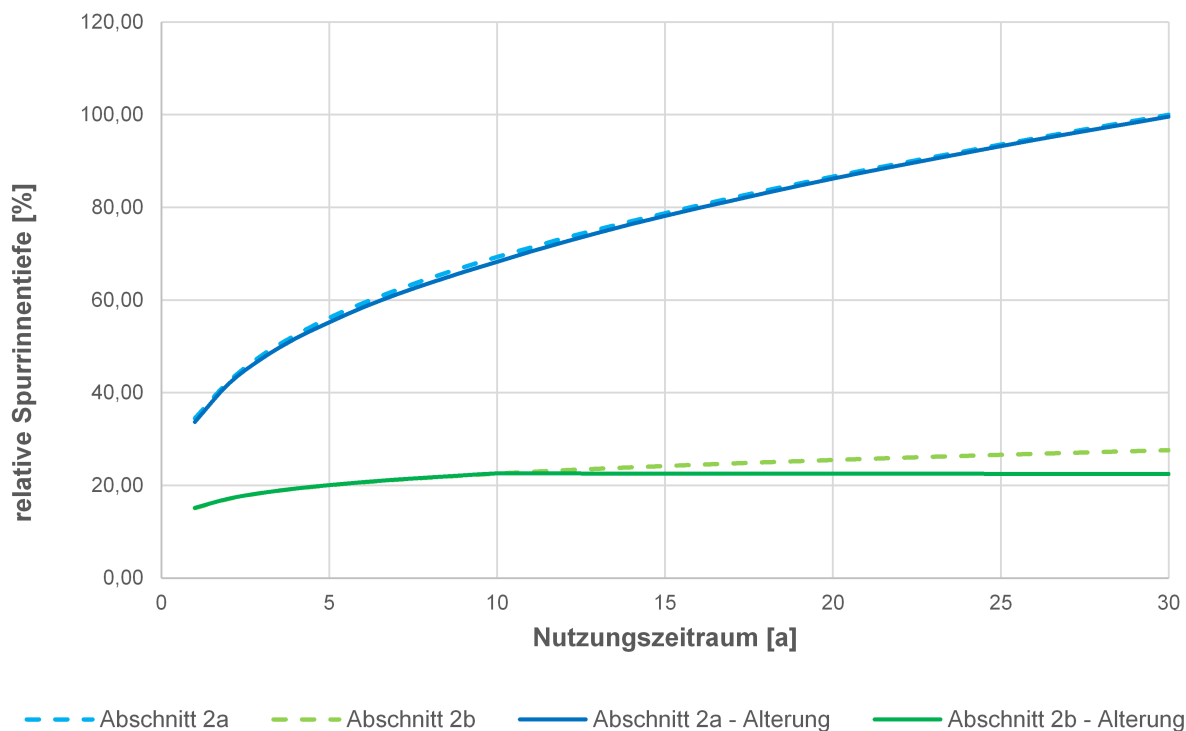


Bild 7-29: Ergebnis der Spurrinentiefe der Bauabschnitte

### Einfluss des Schichtenverbundes

Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose zum Einfluss des Schichtenverbundes sind in Tab. 7-14 dargestellt. Als Referenzvariante wird der Autobahnabschnitt 2a und die erhaltene Spurrinne nach 30 Jahren für diesen Abschnitt auf 100 % festgelegt.

Szenario	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	100 %	22,59 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	105,76 %	22,94 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	99,77 %	23,51 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	98,37 %	22,12 %

Tab. 7-14: Relative Spurrinnentiefe unter Einfluss des Schichtenverbundes nach 30 Jahren Nutzungsdauer

Der Einfluss des Schichtenverbundes auf die Entwicklung der Spurrinnentiefe ist gering. Für den Abschnitt 2b konnte kein Einfluss des Schichtenverbundes festgestellt werden. Die geringen Unterschiede der relativen Spurrinnentiefe nach 30 Jahren sind auf die zufällige Kombination der Belastungsgrößen aus Verkehr und Klima und auf die zufällige Reihenfolge der Belastungszustände bei der Berechnung zurück zu führen. Aufgrund der Verfahrensweise der Prognoserechnung kann ebenfalls kein Einfluss des Schichtenverbundes zwischen der Binder- und der oberen Tragschicht bzw. zwischen der oberen und unteren Tragschicht für den Abschnitt 2a festgestellt werden. Der abgeminderte Schichtenverbund zwischen der Deck- und Binderschicht bewirkt eine geringe Vergrößerung der Spurrinnentiefe nach 30 Jahren Nutzungsdauer für den Abschnitt 2a.

### Einfluss der klimatischen Bedingungen

Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose zum Einfluss der klimatischen Bedingungen sind in Bild 7-30 dargestellt. Als Referenzvariante wird der Autobahnabschnitt 2a und die erhaltene Spurrinne nach 30 Jahren für diesen Abschnitt auf 100 % festgelegt.

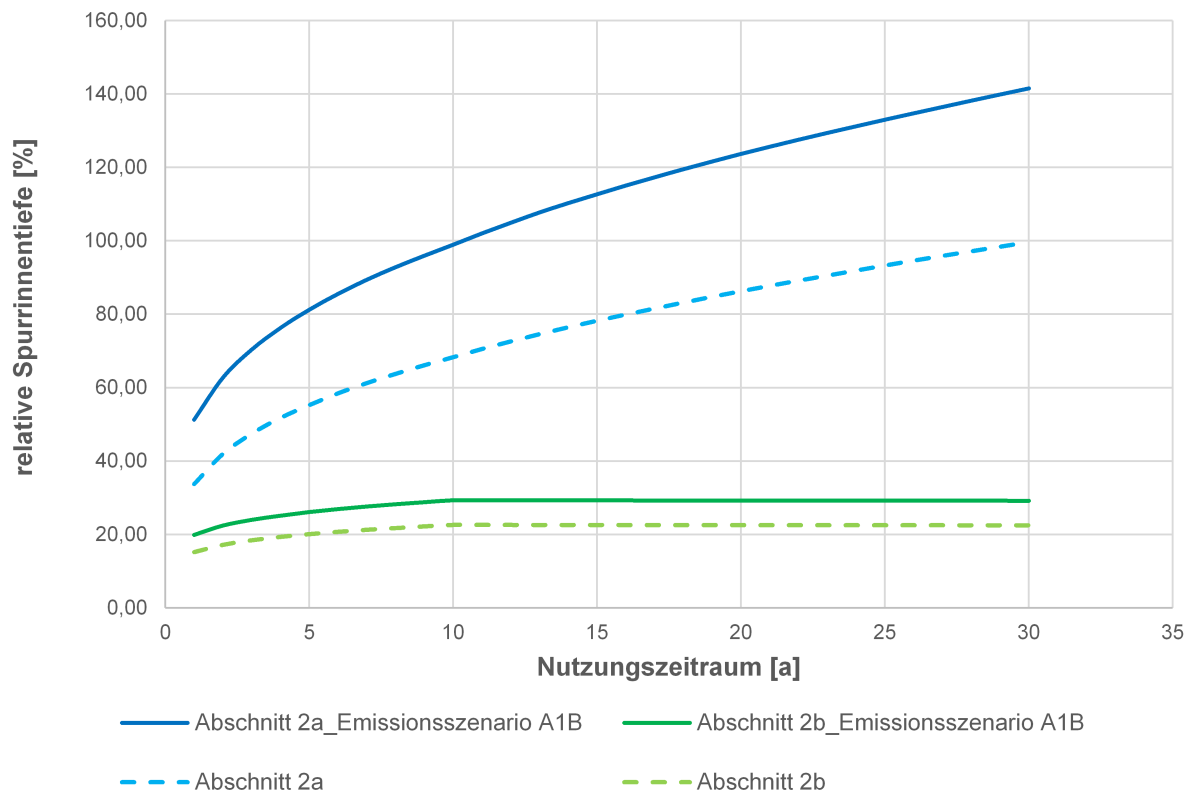


Bild 7-30: Relative Spurrinentiefe unter Einfluss der klimatischen Bedingungen nach 30 Jahren Nutzungsdauer

Das Verformungsverhalten beider Abschnitte verschlechtert sich unter Einbeziehung der klimatischen Bedingungen für die Betrachtung des Klimamodells Remo-Uba und dem Emissionsszenario A1B (JACOBS 2005). Die relativen Spurrinentiefen nach 30 Jahren Nutzungsdauer vergrößern sich insbesondere für den Bauabschnitt 2a. Der Einfluss der klimatischen Bedingungen ist für den Abschnitt 2b deutlich geringer. Dies konnte ebenfalls bei der Prognoserechnung zur Ermüdungsrissbildung festgestellt werden.

## Einfluss von außerplanmäßigen Verkehrsszenarien

### Szenario: Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn

Die Prognoseergebnisse zur Spurrinnenbildung unter der zeitweise erhöhten Verkehrsbeanspruchung aufgrund der Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn für Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen sind in Bild 7-31 grafisch dargestellt. Das Ergebnis der Prognoserechnung zeigt, dass die zeitweise erhöhte Verkehrsbeanspruchung auf die Spurrinntiefe nach 30 Jahren Nutzungsdauer bzw. den Verlauf der Spurrinntiefe keinen Einfluss besitzt.

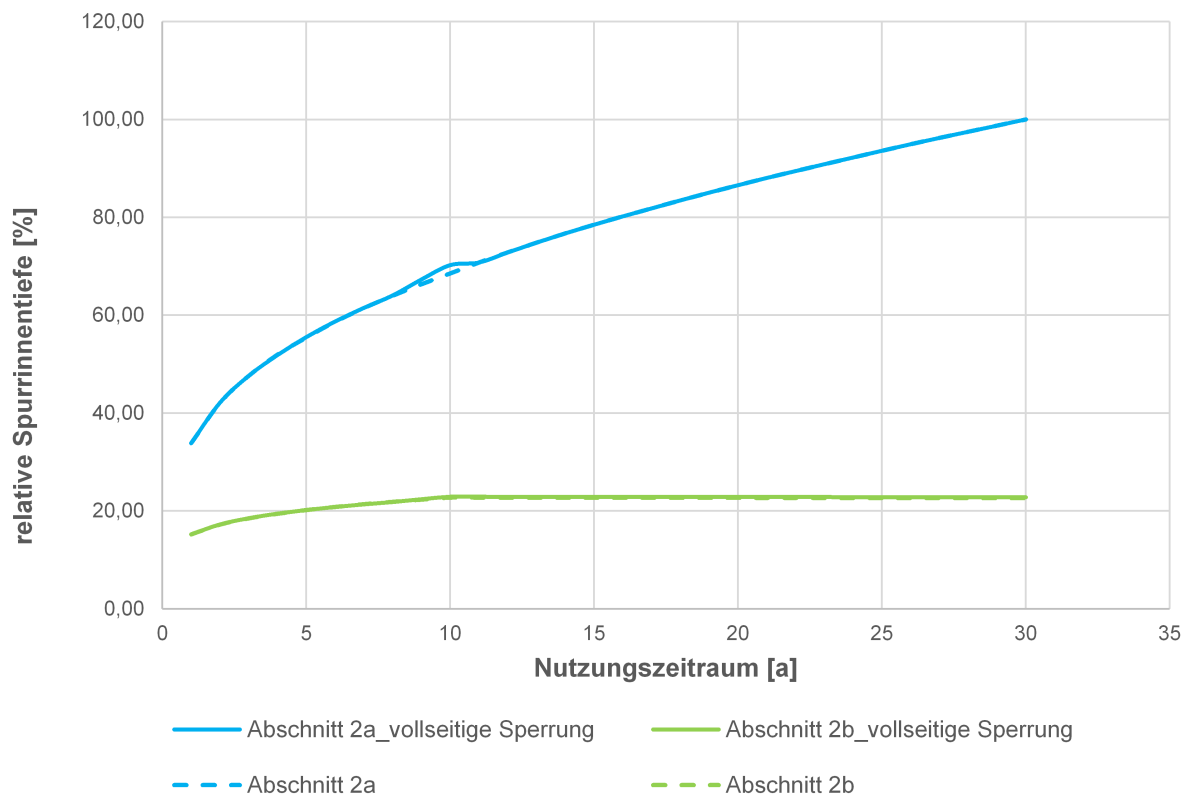


Bild 7-31: Verlauf der Spurrinntiefe der Asphaltbefestigung bei einer Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn

### Szenario: Verkehrsverlagerung der A38 auf die A14

Die Prognoseergebnisse zur Spurrinnenbildung unter Einbeziehung von Verkehrsverlagerung durch Baustellen auf der BAB A38 sind in Bild 7-32 grafisch dargestellt. Das Ergebnis der Prognoserechnung zeigt, dass die Verkehrsverlagerung auf die Spurrinnentiefe nach 30 Jahren Nutzungsdauer bzw. den Verlauf der Spurrinnentiefe ebenfalls keinen Einfluss besitzt.

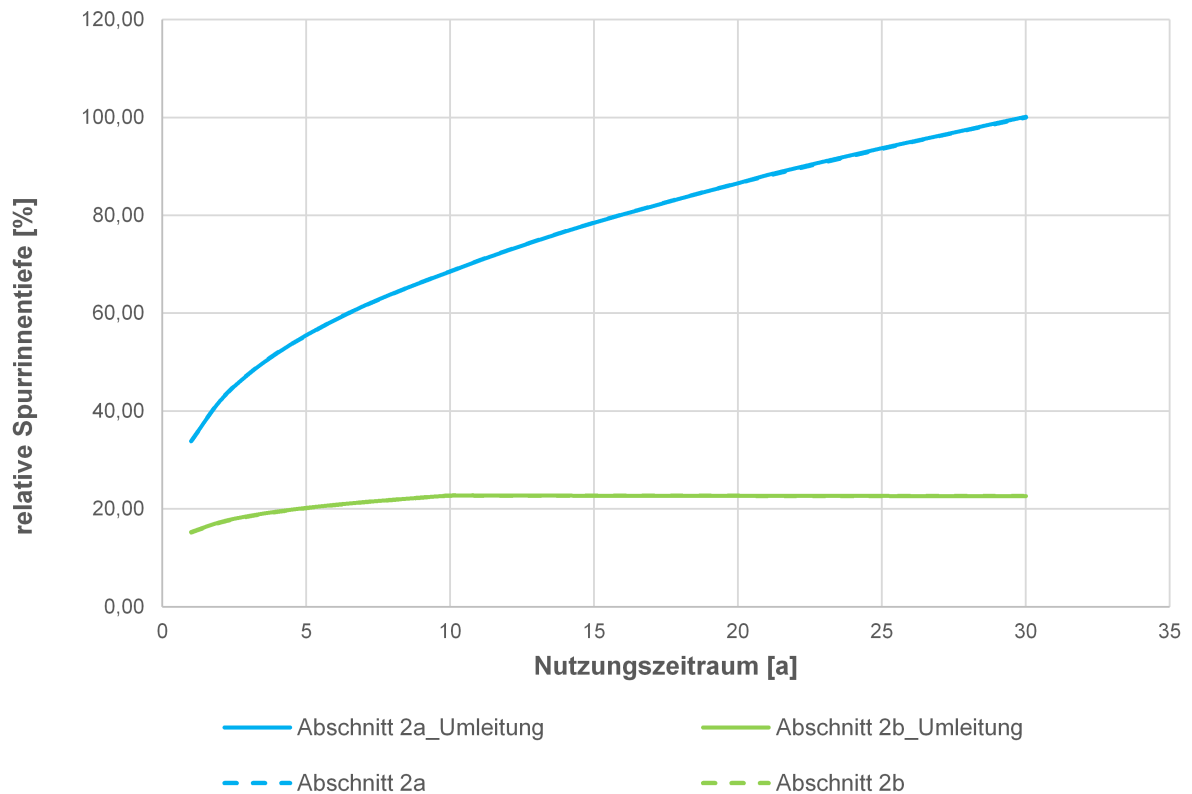


Bild 7-32: Verlauf der Spurrinnentiefe der Asphaltbefestigung unter Einbeziehung von Verkehrsverlagerungen durch Baustellen auf der BAB A38



### Szenario: Anstieg des Schwerverkehrsanteils

Für den Abschnitt 2a und Abschnitt 2b sind die Ergebnisse der Spurrinnenprognose in Bild 7-33 grafisch dargestellt.

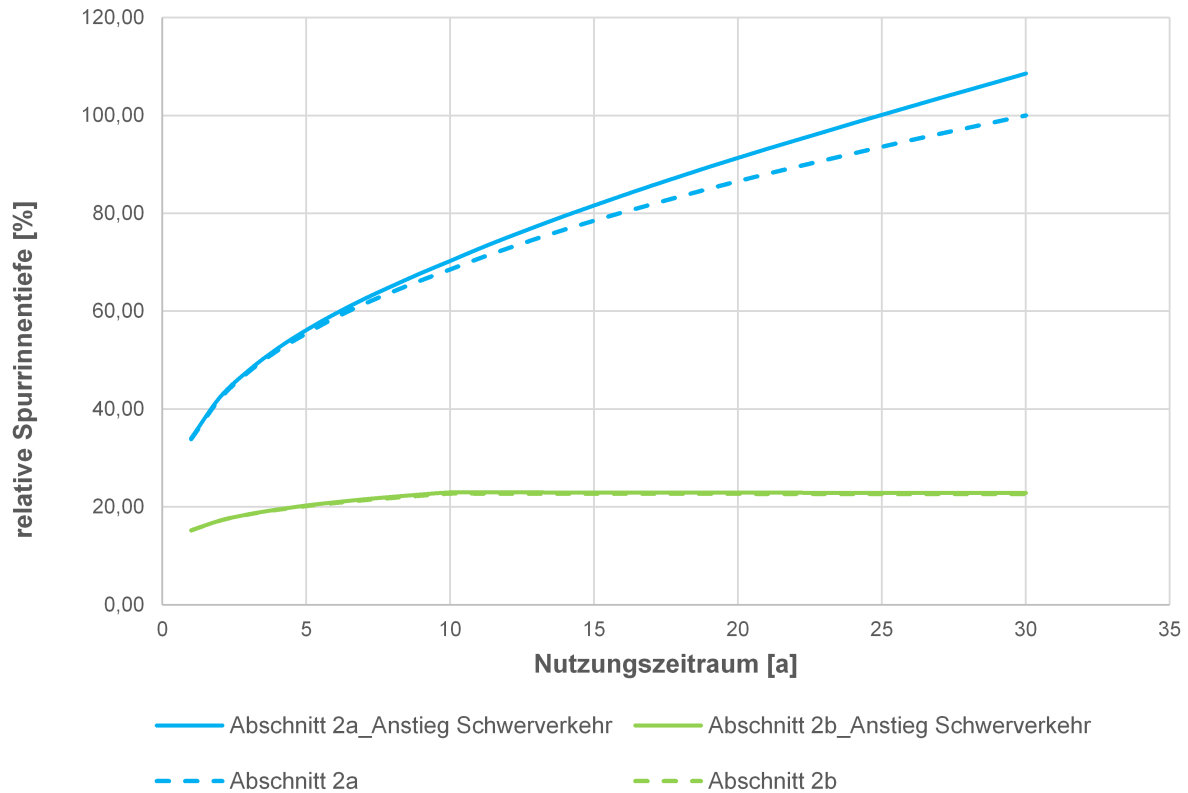


Bild 7-33: Verlauf der Spurrinnentiefe der Asphaltbefestigung mit einer erhöhten jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs

Die Erhöhung der jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs bewirkt bei Abschnitt 2a eine Erhöhung der maximalen Spurrinnentiefe nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren um ca. 10 %. Insbesondere nach 10 Jahren Liegedauer der Asphaltbefestigung verändert sich der Verlauf der Spurrinnentiefe gegenüber der Prognoserechnung mit der Referenzvariante mit einer jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs von  $p = 0,03$ . Dagegen bewirkt die Zunahme des Schwerverkehrs keine Erhöhung der maximalen Spurrinnentiefe bei Abschnitt 2b. Die Erhöhung des Schwerverkehrs bewirkte ebenfalls bei der Prognose der Ermüdungsrissbildung eine geringere Reduzierung der Nutzungsdauer bei Abschnitt 2b als bei Abschnitt 2a.

### 7.3.3 Ergebnisse der Prognoserechnungen – Triaxialversuche

#### Einfluss des Schichtenverbundes

Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose zum Einfluss des Schichtenverbundes sind in Tab. 7-15 dargestellt. Als Referenzvariante wird der Abschnitt 2a und die erhaltene Spurrinne, die aus den Versuchsergebnissen mit Hilfe des Druck-Schwellversuches prognostiziert wurde, nach 30 Jahren für diesen Abschnitt auf 100 % festgelegt.

Szenario	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund (DSV)	100 %	22,59 %
Voller Schichtenverbund	64,65 %	13,90 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	74,29 %	14,16 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	65,02 %	14,28 %
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	61,79 %	13,74 %

Tab. 7-15: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss des Schichtenverbundes nach 30 Jahren Nutzungsdauer (Triaxialversuch)

Die prognostizierten Spurrinntiefen, die anhand der Versuchsergebnisse des Triaxialversuches durchgeführt wurden, sind für beide Abschnitte deutlich geringer als die maximalen Spurrinntiefen, die anhand der Druck-Schwellversuche prognostiziert wurden. Aufgrund des triaxialen Beanspruchungszustandes des Probekörpers im Triaxialversuch können anhand dieses Versuchs realitätsnähere Spurrinnenprognosen durchgeführt werden. Des Weiteren können die Materialparameter für die Druck- und Zugphasen versuchstechnisch bestimmt werden. Allerdings zeigen die Prognoseberechnungen für beide Versuchsarten ähnliche Tendenzen zum Einfluss des Schichtenverbundes auf die Spurrinntiefe auf.

Ein abgeminderter Schichtenverbund zwischen der Asphaltdeckschicht und der Asphaltbinderschicht bewirkt bei Abschnitt 2a eine Erhöhung der Spurrinntiefe. Dagegen wird eine geringfügige Reduzierung der Spurrinntiefe bei einem abgeminderten Schichtenverbund zwischen der oberen und unteren Asphalttragschicht bei diesem Bauabschnitt prognostiziert. Der abgeminderte Schichtenverbund zwischen der Asphaltbinderschicht und der oberen Asphalttragschicht besitzt keinen Einfluss auf die Entwicklung der Spurrinne während der Nutzungsdauer.

Für den Abschnitt 2b kann anhand der Prognoseberechnungen kein Einfluss auf die Spurrinntiefe festgestellt werden. Die geringen Unterschiede der relativen Spurrinntiefe nach 30 Jahren sind auf die zufällige Kombination der Belastungsgrößen aus Verkehr und Klima und auf die zufällige Reihenfolge der Belastungszustände bei der Berechnung zurück zu führen.

### Einfluss des Klimawandels

Die Ergebnisse der Spurrinnenprognose zum Einfluss klimatischen Bedingungen sind in Bild 7-34 dargestellt. Das Verformungsverhalten beider Abschnitte verschlechtert sich unter Einbeziehung der klimatischen Bedingungen für die Betrachtung des Klimamodells Remo-Uba und dem Emissionsszenario A1B (JACOBS 2005). Die relativen Spurrinntiefen nach 30 Jahren Nutzungsdauer vergrößern sich insbesondere für den Bauabschnitt 2a. Der Einfluss der klimatischen Bedingungen ist für den Abschnitt 2b deutlich geringer. Dies konnte ebenfalls bei der Prognoserechnung zur Ermüdungsrissbildung festgestellt werden.

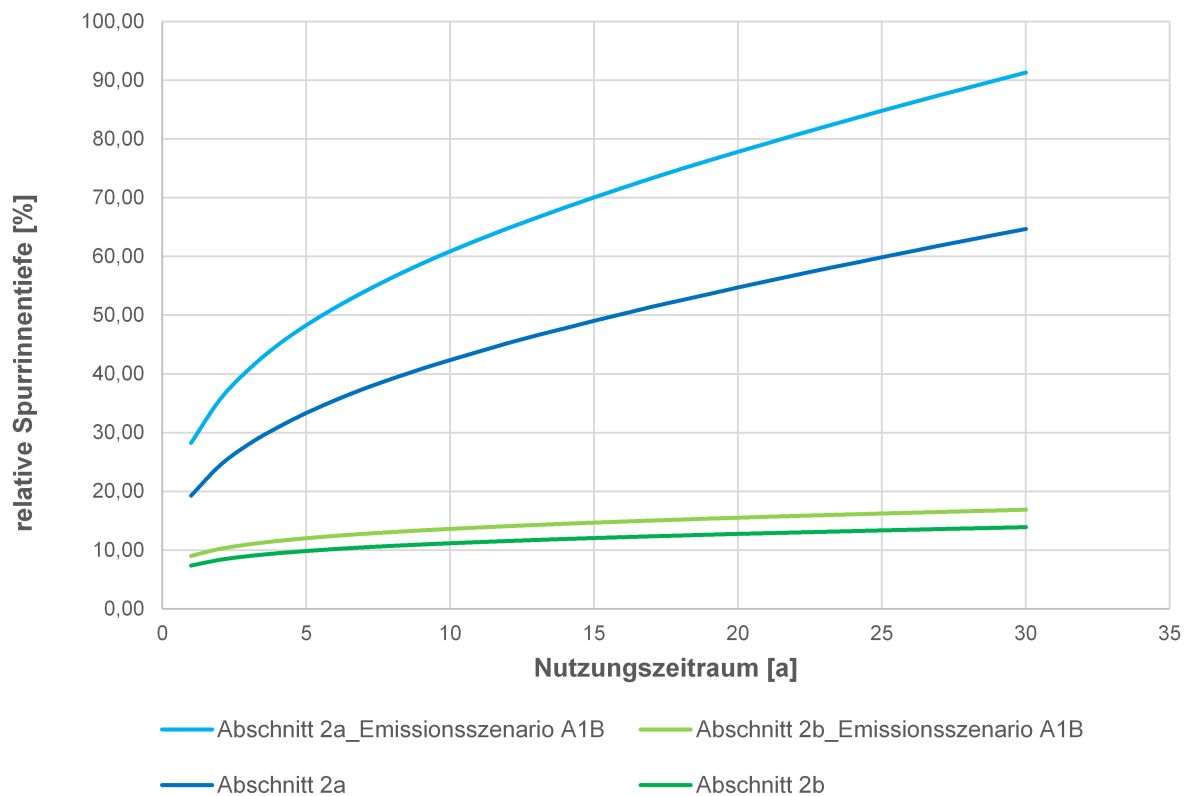


Bild 7-34: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss der klimatischen Bedingungen nach 30 Jahren Nutzungsdauer

### Einfluss von außerplanmäßigen Verkehrsszenarien

Die Prognoseergebnisse der Spurrinne für die außerplanmäßigen Verkehrsszenarien für den Abschnitt 2a sind in Bild 7-35 grafisch dargestellt. Die zeitweise Änderung der Verkehrsbeanspruchung aufgrund der Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn für Instandsetzungs- bzw. Erneuerungsmaßnahmen bewirkt eine geringfügige Zunahme der Spurrinne. Dieser kann jedoch ebenfalls auf die zufällige Kombination der Belastungsgrößen aus Verkehr und Klima und durch die zufällige Reihenfolge der Belastungszustände zurück zu führen sein. Die Verkehrsverlagerung (Szenario Umleitung) durch Baustellen auf der BAB A38 besitzt keinen Einfluss auf die Prognoseberechnung der Spurrinne für den Abschnitt 2a auf der BAB A14. Die Erhöhung des jährlichen Zuwachses des Schwerververkehrs bewirkt eine Zunahme der Spurrinnen.

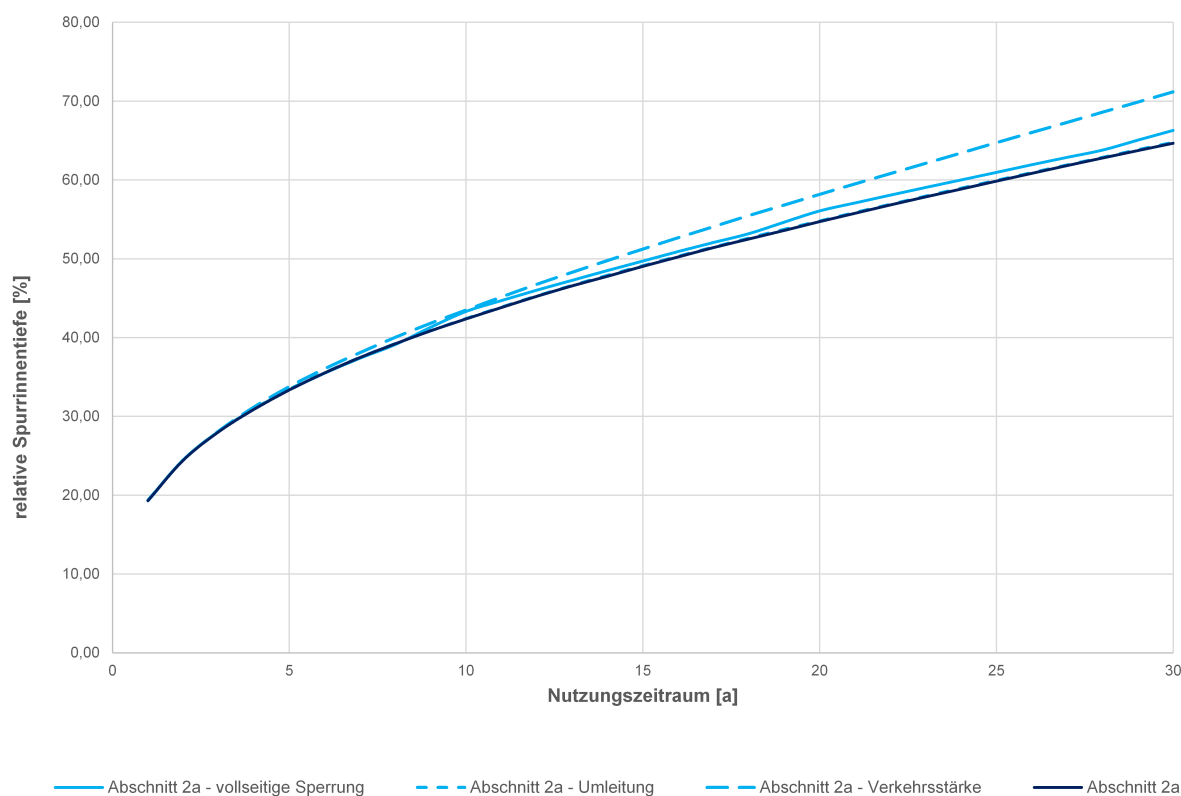


Bild 7-35: Prognoseberechnung der Spurrinne für verschiedene, außerplanmäßige Verkehrsszenarien für den Bauabschnitt 2a

Die Prognoseergebnisse der Spurrinne für die außerplanmäßigen Verkehrsszenarien für den Abschnitt 2b sind in Bild 7-36 grafisch dargestellt. Keines der außerplanmäßigen Verkehrsszenarien zeigt einen Einfluss auf den Verlauf der Spurrinne bzw. die maximale Spurrinntiefe nach 30 Jahren auf. Die geringen Unterschiede der relativen Spurrinntiefe nach 30 Jahren sind auf die zufällige Kombination der Belastungsgrößen aus Verkehr und Klima und auf die zufällige Reihenfolge der Belastungszustände bei der Berechnung zurück zu führen.

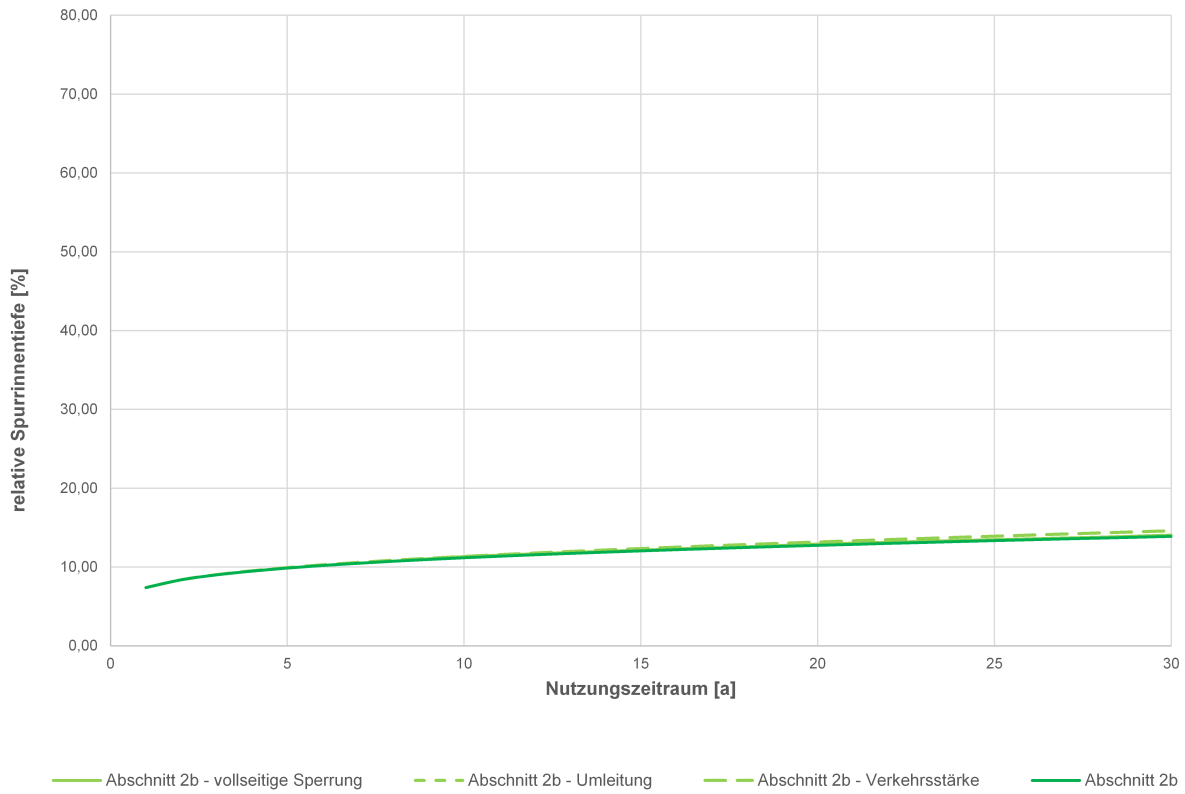


Bild 7-36: Prognoseberechnung der Spurrinne für verschiedene, außerplanmäßige Verkehrsszenarien für den Bauabschnitt 2a

## 8 Lebenszyklus-/Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen

Ein Ziel des Projektes ist es, sich teilweise von den in LCD2 hinterlegten deterministischen, auf den Auswertungen der ZEB-Daten basierenden Verhaltensfunktionen zu lösen und neue Ansätze für das Langzeitverhalten von Asphalt- und Betonbefestigungen zu schaffen, um genauere Nutzungsdauerabschätzungen und Lebenszyklusuntersuchungen durchführen zu können.

Ein Ansatz für Asphaltbefestigungen wird mit den in Abschnitt 7 ermittelten Ergebnissen der Ausfallwahrscheinlichkeit der Gesamtkonstruktion sowie der Spurrinnenbildung geschaffen.

Für Betonbefestigungen im Neubauzustand werden die in WIELAND et al. (2017) vorgestellten Hazardfunktionen zur Ermittlung der Betonplattenausfallraten herangezogen (s. Abschnitt 6).

Für AKR-geschädigte Betondecken wird ausgehend von visuell ausgewerteten Frontkamerabildern aus der ZEB eine Näherungsfunktion hergeleitet, mit der die Wirtschaftlichkeit weiterer Erhaltungsmaßnahmen vor der notwendigen Erneuerung untersucht werden soll (s. Abschnitt 5.6).

### 8.1 Erhebungen von Kosten und Erhaltungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Betondecken

#### 8.1.1 Kosten

##### Maßnahmenkosten an AKR-geschädigten Betonfahrbahndecken

In diesem Projekt werden Analysen zu den häufig eingesetzten Instandsetzungsmaßnahmen sowie real durchgeführten Erhaltungsprogrammen von AKR-geschädigten Betondecken durchgeführt. In diesem Zusammenhang sollten die real auftretenden Kosten von Erhaltungsmaßnahmen (Instandhaltung und Instandsetzung), Unterhaltungskosten sowie Betriebskosten an AKR-geschädigten Fahrbahndeckenbetonen bei der zuständigen Straßenbaubehörde des Landes (Landesamt für Straßenbau und Verkehr – Sachsen (LASuV)) erhoben werden. Leider konnte von Seiten des Landesamtes und auch seitens der für die Abschnitte der BAB A14 zuständigen Autobahnmeisterei keine Datenbereitstellung erfolgen. Des Weiteren wurde die Landesstraßenbaubehörde Sachsen-Anhalt (LSBB) für eine zusätzliche mögliche Datenbereitstellung kontaktiert. Letztere lieferte eine sehr grobe Aufschlüsselung der Kosten für den Zeitraum von 2008 bis 2016 (s. Tab. 8-1).

Erhaltung	Zeitraum	Kosten (in Mio. Euro)
grundhafte Erneuerung	2011 – 2016	117
grundhafte Erneuerung (30 km)	2017	43
Temporäre Maßnahmen	2008 – 2012	29
Instandhaltung / Flickungen	bis 2016	36
	Summe:	182

Tab. 8-1: Kosten von Erhaltungsmaßnahmen auf BAB in Sachsen-Anhalt

Die Daten einer Anfrage beim Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg zeigt Tab. 8-2. Hier wurden konkret Daten zu bituminösen Teilersatzmaßnahmen (hauptsächlich bei Vergabe an Dritte) angefragt.

Autobahnmeisterei	Kosten [€/m <sup>2</sup> ] (brutto)	Zeitraum	Fläche [m <sup>2</sup> ]
AM Erkner	261,00	Aug. – Nov. 18 (3 Monate)	1.061
AM Freiwalde	225,00	Jan. – April 18 (3 Monate)	2.234
AM Gallinchen	269,00	Aug. – Dez. 18 (4 Monate)	1.038

Tab. 8-2: Kostensätze von bituminösen Teilersatzmaßnahmen des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg

Ergänzende Anmerkungen zu den Asphaltflickstellen wurden durch die Autobahnmeisterei Rangsdorf in Brandenburg überliefert: Die vorliegenden Kosten sind Pauschalkosten, welche sich auf die tatsächlich instandgesetzte Fläche beziehen. Sie umfassen alle Einbauarbeiten, wie das Aufstemmen, Säubern,

Beseitigen von Material und Einbauen von Asphalt. Jedoch werden weder Kosten für die Verkehrssicherung noch der Baustelleneinrichtung berücksichtigt. Der Pauschalpreis wird pro Einsatztag oder bei kürzerer Dauer nach Regelplan der RSA (Bundesministerium für Verkehr 1995) berechnet. Bei einer Plattenerneuerung können schätzungsweise Kosten in Höhe von 25.000 Euro je Feld veranschlagt werden.

Die Einbauleistung beträgt ca. 100 m<sup>2</sup> pro Tag bei einer maximalen Baustellenlänge von 1000 m. Somit können als Tagesleistung ca. 40 bis 50 Eckabbrüche mit je ca. 2 m<sup>2</sup> Fläche abgeschätzt werden. Für die Verkehrssicherung werden aufgrund der notwendigen Arbeitsbreite bei dreistreifigen Richtungsfahrbahnen zwei Fahrstreifen gesperrt. Hingegen wird der Verkehr bei zweistreifigen Richtungsfahrbahnen über den Standstreifen geführt. Um Sperrzeiten zu begrenzen, werden die Maßnahmen (zur Ausführung der Flickstellen) koordiniert oder gegebenenfalls bei Nacht durchgeführt. Nächtliche Einsätze führen dementsprechend zu höheren Kostensätzen.

Ergänzend sollen Häufigkeit und Eingriffszeitpunkte der jeweiligen Erhaltungsmaßnahmen ermittelt werden. Aus diesen Daten werden möglichst repräsentative Kostensätze für AKR-Instandhaltungsmaßnahmen hergeleitet, welche die Grundlage für folgende Lebenszyklusanalysen und Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen bilden.

Die erhobenen Daten über die Erhaltungsmaßnahmen der AKR-geschädigten Betonbefestigungen (s. Tab. 8-1 und Tab. 8-2) liefern Ansätze für entsprechende Kostensätze. Eine länderübergreifende Übertragbarkeit dieser Kostensätze ist mit Unsicherheiten behaftet. Das ist auf den geringen Stichprobenumfang hinsichtlich zeitlicher oder regionaler Unterschiede und auf das Erhebungsverfahren, lückenhafte oder fehlende Dokumentation zurückzuführen. Zudem sind aufgrund unzureichender Informationen über den Umfang die AKR-Erhaltungsmaßnahmen nicht eindeutig voneinander abzugrenzen. Unter Berücksichtigung der bedingten Aussagefähigkeit dieser Kostensätze können erste Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an der konkreten Versuchsstrecke durchgeführt werden.

### **Instandhaltungskosten**

Um den zukünftigen Finanzierungsbedarf für die Erhaltung der Bundesfernstraßen zu ermitteln, ist im Zusammenhang mit dem Bundesverkehrswegeplan (BVWP) 2030 eine Erhaltungsbedarfsprognose aufgestellt worden (s. STÖCKERT et al. 2019). In dieser Prognose ist u.a. der Finanzbedarf zur baulichen Unterhaltung/Instandhaltung der Fahrbahnbefestigungen auf der Grundlage des aktuellen Bestands der Bundesfernstraßen und auf Basis der Maßnahmekosten zum für den BVWP 2030 maßgebenden Kostenstand 01.01.2015 ermittelt worden.

Zur baulichen Unterhaltung (= Instandhaltung) gehören bauliche Maßnahmen kleineren Umfangs zur Substanzerhaltung von Verkehrsflächen, die mit geringem Aufwand in der Regel sofort nach dem Auftreten eines örtlich begrenzten Schadens von Hand oder maschinell ausgeführt werden (z.B. Flickarbeiten, Verfüllen von Rissen). Die Langfristprognose des Erhaltungsbedarfs für den BVWP geht für die bauliche Unterhaltung auf durchgehenden Fahrbahnen von folgenden Kostensätzen aus:

- 0,37 €/m<sup>2</sup> und Jahr für Abschnitte mit Asphaltdecken
- 0,32 €/m<sup>2</sup> und Jahr für Abschnitte mit Betondecken

In der Software LCD2 wird für die bauliche Unterhaltung ein daraus gebildeter Mittelwert von 0,35 €/m<sup>2</sup> und Jahr angesetzt.

Bei den Fahrbahnen mit Betondecken sind für zwei Maßnahmentearten, die eine Zwischenstellung zwischen baulicher Unterhaltung und Instandsetzung einnehmen, differenziertere Bedarfsabschätzungen durchgeführt worden:

Die Fugenpflege bei Betondecken erfolgt im Regelfall in periodischen Zeitabständen. Als Mittelwert für diese Zeitabstände können 10 Jahre angenommen werden. Mit einem Kostensatz von 6,57 €/m Fugenlänge kann der erforderlich Finanzbedarf realistisch abgeschätzt werden (BMVI 2018).

Bei Fahrbahnen mit älteren Betondecken werden häufiger einzelne Betonplatten lagemäßig stabilisiert oder im Bedarfsfall auch erneuert. Eine Vorhersage, welche Platte wann behandelt werden muss, ist nicht möglich. Für die Bedarfsprognose wird daher nach Erfahrungswerten angenommen, dass zwischen dem 16. Liegejahr und dem Erneuerungsjahr der Betondecke 15 % der Platten gehoben/ausgerichtet und/oder

erneuert werden müssen. Da eine Verkehrssicherung erforderlich ist und in der Regel schnell abbindender Beton verwendet wird, ergibt sich ein rechnerischer Kostensatz von 374,73 €/m<sup>2</sup> (Annahme von 60 % Heben/Ausrichten zu 123,57 €/m<sup>2</sup> sowie 40 % Ersatz zu 751,47 €/m<sup>2</sup>) (BMVI 2018).

### 8.1.2 Erhaltungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Betondecken

Erste Anhaltspunkte zu technischen Möglichkeiten zur baulichen Erhaltung von AKR-geschädigten Betondecken liefern die sich zurzeit in Bearbeitung befindlichen „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b, Entwurf) (s. Abschnitt 3.1.7).

Erste Unterhaltungs- bzw. Erhaltungsmaßnahmen beginnen häufig mit dem Ausfräsen geschädigter Fugenbereiche und dem Einbau von Asphalt zur Aufrechterhaltung der Verkehrssicherheit („Asphaltplomben“). Bei zunehmendem AKR-Fortschritt kommen häufig die in Tab. 8-3 dargestellten Maßnahmengattungen zum Einsatz (nach KRELLE & MARQUORDT 2015). Aus den seit 2008 gesammelten Erfahrungen zu verschiedenen Applikationen und Erhaltungsbauweisen lassen sich dabei geschätzte Wirksamkeitsdauern bzw. Nutzungszeiten ableiten. Langfristig sind jedoch nur dicke Überbauungen bzw. eine grundhafte Erneuerung im Tiefenbau sinnvoll (MARQUORDT 2014).

Maßnahmengattung	Geschätzte Wirksamkeitsdauer (Jahre)	Derzeitige Planungsgröße im LSBB (Jahre)
Hydrophobierung (OS-A)	3 – 7	5
Dünne Schichten in Kaltbauweise (DSK) <sup>(*)</sup>	3 – 5	5
3 cm SMA 8 S auf SAMI	≥ 8	8
Dicke Asphaltüberbauungen ≥ 10 cm	> 10	15 (einmalige Erneuerung Deckschicht)

<sup>(\*)</sup> seit 2012 nicht mehr angewandt

Tab. 8-3: Geschätzte Wirksamkeitsdauer/Nutzungsdauer von Erhaltungsmaßnahmen der LSBB Sachsen-Anhalt (KRELLE & MARQUORDT 2015)

## 8.2 Softwareaktualisierung LCD2

### 8.2.1 Verhaltensfunktionen

In LCD2 sind die in Abschnitt 3.4.1 vorgestellten Standardverhaltensfunktionen für AUN, SPT, GRI und RIO hinterlegt. Im Zuge der Auswertung der von der GWT-TUD bereitgestellten Aussagen zur strukturellen Substanz von Asphaltbefestigungen (hier: Ermüdung/Ausfallwahrscheinlichkeitsdaten) wurde eine Verhaltensfunktion hergeleitet (s. Abschnitt 8.3) und in LCD2 als zusätzliche Funktion „AW“ integriert (s. Abschnitt 8.3.1). In ähnlicher Weise wurden die Verhaltensfunktionen für die Verformung bzw. Spurrinnenbildung „SPTN“ von Asphalten hergeleitet und implementiert (s. Abschnitt 8.3.2).

Des Weiteren wird bezüglich des Langzeitverhaltens von Betondecken im Neubau (ohne AKR-Geschehen) die Betonplattenausfallrate („BPA“) nach WIELAND et al. (2017) in die Software eingefügt.

Analog dazu wird eine Verhaltensfunktion „AKR“ vorgesehen, die den prognostizierten AKR-Schadensverlauf (Eckabbrüche/Ausfallrate von Fugenkreuzen) nach Abschnitt 5.6 abbildet.



## 8.2.2 Definition und Implementierung weiterer Erhaltungsmaßnahmen

### Betonbefestigung (im Neubau und bei AKR-Schädigung)

Die Herleitung bzw. Herkunft von Maßnahmenkosten an Betonbefestigungen sowie deren Einbauleistung im Rahmen der Softwareaktualisierung in LCD2 werden nachfolgend erläutert. Diese sind maßgebliche Einflussfaktoren auf die Baulastträger- und Nutzerkosten und somit auf das Ergebnis der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen. Für die Ermittlung der Kosten werden folgende Maßnahmen unterschieden:

- „Fugenpflege“ und
- „Erneuerung einzelner Platten“
- „Heben einzelner Platten“

Anhaltswerte über die Kosten der Maßnahmen gibt die Erhaltungsbedarfsprognose (MAERSCHALK et al. 2017). Die „Fugenpflege“ wird ausgehend davon in LCD2 von 4,346 Euro auf 6,57 Euro erhöht (s. Tab. 8-4).

Der Kostensatz 6,57 Euro wurde vom Kostenstand 01.01.2015 auf das heutige Kostenniveau angepasst. Die Maßnahmen „Heben“ und „Erneuerung einzelner Platten“ verursachen Erhaltungs- inklusive Verkehrssicherungskosten in Höhe von 375 €/m<sup>2</sup> bei einer Betonplattenausfallrate (BPA) von 15 % im Lebenszyklus (MAERSCHALK et al. 2017). Da in dieser Arbeit die technische Nutzungsdauer berechnet werden soll, muss der Kostensatz auf 20 % hochgerechnet werden. Anschließend wird die Umrechnung der Kostenwerte von der tatsächlichen auf die softwarebedingte Fläche nach Kostenschema der Tab. 8-5 durchgeführt: Die Maßnahmenkosten können unter Berücksichtigung einer BPA von 20 % und dem jeweiligen Anteil von 40 % bzw. 60 % bei gleichbleibender Einbauleistungen der Tab. 8-4 entnommen werden. Eine gleiche Vorgehensweise wäre für die wirtschaftliche Nutzungsdauer (10 % oder 15 % BPA) möglich, wurde jedoch nicht durchgeführt.

Maßnahmenart	Einbauleistung übernommen von:	Kosten	Fahrstreifen LCD2
Fugenpflege	Fugenpflege	6,57 €/m (angepasst)	Alle
Erneuerung einzelner Platten (1. BE)	Heben einzelner Platten	19,77 €/m <sup>2</sup> (angepasst)	HFS
Erneuerung einzelner Platten (2. BE)	Erneuerung einzelner Platten	80,16 €/m <sup>2</sup> (angepasst)	HFS

Tab. 8-4: Maßnahmenkosten inklusive Verkehrssicherungskosten - Beton

### AKR-geschädigte Betonbefestigungen

Für die Erhaltung AKR-geschädigter Betonfahrbahnen wurden in der Software LCD2 zusätzlich folgende mögliche Maßnahmen zu den Instandhaltungsmaßnahmen hinzugefügt:

- Hydrophobierung
- Bituminöser Teilersatz - ganze Platte
- Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz

Diese Maßnahmen werden im Programm als Instandhaltungsmaßnahmen kleineren Umfangs mit festem Erhaltungsintervall berücksichtigt. In Realität wirken sich diese Maßnahmen zwar auf die Nutzungsdauer der Befestigung aus, jedoch sind die Erfahrungen und Kenntnisse über die kurz- und langfristigen Auswirkungen unzureichend bekannt. Es können weder konkrete Ausfallkriterien noch die für den nächsten Schritt erforderlichen Maßnahmewirkungen abgesichert quantifiziert werden. Der Oberflächenzustand wird dabei (im Falle des bituminösen Teilersatzes) nur geringfügig verbessert. Aus diesem Grund wird im Programm davon ausgegangen, dass sich unmittelbar wie auch langfristig keine Auswirkungen auf den Straßenzustand einstellen und die Maßnahmen deshalb nur auf der Grundlage von Erfahrungswerten auf der Kostenseite angesetzt werden.

Hier ist zu berücksichtigen, dass aufgrund der fehlenden Kostendaten vorerst die Kosten sowie die Einbauleistungen vergleichbarer Maßnahmen angesetzt werden, die bereits in LCD2 integriert sind. Im Falle der Hydrophobierung ist das die Maßnahme „Oberflächenbeschichtung“. Für die Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ und „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ werden die Erhebungen

und Erfahrungswerten des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg (s. Abschnitt 8.1.1) zugrunde gelegt. Bedingt durch den geringen Stichprobenumfang und das Erhebungsverfahren ist aufgrund der zeitlichen und regionalen Unterschiede von einer hohen Variation der Maßnahmenkosten zwischen berechneten und tatsächlichen Kosten auszugehen.

Anhaltswerte über die Kosten der Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ geben die drei Kostensätze der Tab. 8-2 in Abhängigkeit der Einbaumenge und des Einbauzeitraums. Aus den Kostensätzen der drei Autobahnmeistereien Erkner, Freiwalde und Gallinchen wird der Mittelwert gebildet. Da in diesen Angaben keine Verkehrssicherungskosten enthalten sind, werden diese mit zusätzlichen 20 % angenommen und auf den Mittelwert von 250,00 €/m<sup>2</sup> beaufschlagt. Nach BMVI (2018) setzt sich die Betonplattenausfallrate aus 60 % Heben bzw. Ausrichten einzelner Platten und 40 % Erneuerung einzelner Platten zusammen. Die Literatur gibt jedoch keine Hinweise, in welchem Umfang eine Platte als ausgefallen zu gelten hat. Daher wird in dieser Arbeit angenommen, dass 50 % der Ausfälle auf Teilausfälle, wie Eckabbrüche und Kantenschäden, und 50 % auf gesamte Plattenausfälle zurückzuführen sind (s. Tab. 8-5).

Ersatz Platte	50 %
+ Ersatz Fugenkreuze/Kantenschäden	50 %
= Erneuerung einzelner Platten (2. BE)	40 %
+ Heben einzelner Platten (1.BE)	60 %
= Gesamte Maßnahmenkosten bei AKR (inkl. Verkehrssicherungskosten)	

Tab. 8-5: Zusammensetzung der Maßnahmenkosten bei AKR

Diesem Ansatz folgend wird die Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ mit 40 % als Anteil des Plattenersatzes an der AKR-Ausfallrate und mit 50 % als Anteil des Teilersatzes am Plattenersatz abgeschwächt. Im nächsten Schritt folgt die Umrechnung von der tatsächlichen auf die softwarebedingte Eingabefläche von LCD2 (s. Tab. 8-6).

Kosten pro tatsächliche Fläche	
x Anteil Ausfallrate des entsprechenden Kriteriums	20 %
x Anteil tatsächlicher Fläche am Fahrstreifen	
= Maßnahmenkosten für LCD2	

Tab. 8-6: Allgemeine Umrechnung von tatsächlicher zu softwarebedingter Fläche

Die Umrechnung erfolgt somit in Abhängigkeit vom Anteil der Fugenkreuze an der Gesamtheit und vom Anteil der instandgesetzten zur softwarerelevanten Fläche: Zum Eingreifzeitpunkt der Maßnahme sind bis zu 20 % aller Fugenkreuze ausgefallen. Für die Umrechnung der tatsächlichen zur softwarerelevanten Fläche dient Bild 8-1.

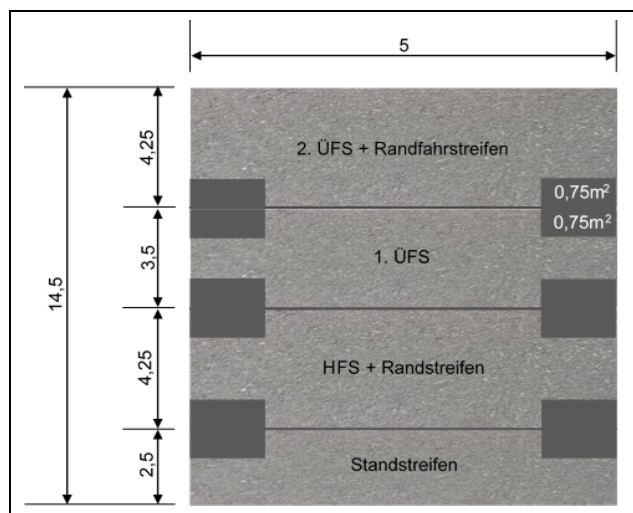


Bild 8-1: Plattengeometrie der A14 mit Asphaltausbesserungen im Fugenbereich (Bemaßung in Meter)

Die obige Abbildung zeigt die für die Berechnung zugrunde gelegte Plattengeometrie eines (inzwischen veralteten) Regelquerschnitts RQ 35,5 (FGSV 1996) der AKR-geschädigten Strecke auf der BAB A14 und die instandgesetzten Fugenkreuzbereiche.

Da die Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ auch auf andere Fahrbahnen übertragen werden sollte und die Plattenabmessungen bei anderen Regelquerschnitten schwanken können, wird bei der Umrechnung eine mittlere Breite von 3,75 m der Betonplatte des ersten und zweiten Fahrstreifens angenommen. Somit resultiert eine ungefähre Gesamtfläche einer Betonplatte mit Breite 3,75 m x Länge 5 m = 18,75 m<sup>2</sup>. Die instandgesetzte Fläche eines Fugenkreuzes wird mit 3 m<sup>2</sup> angesetzt. Da bei der Erstellung der AKR-Verhaltensfunktion eine Mischkalkulation aus Asphaltplombe und instandgesetzte Kantenschäden angenommen wurde (s. Abschnitt 5.6), muss der Schätzwert des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg von 1 m<sup>2</sup> bis 2 m<sup>2</sup> instandgesetzte Fläche (s. Abschnitt 8.1.1) pro Asphaltplombe als unterer und der „halbe Kantenschaden“ mit 3,5 m<sup>2</sup> als oberer Richtwert verstanden werden. Demzufolge fallen 1,5 m<sup>2</sup> auf dem Standstreifen und dem 2.ÜFS und jeweils 3 m<sup>2</sup> auf dem HFS und 1.ÜFS an. Da die softwarebedingte Eingabefläche bei dieser Maßnahme aufgrund der vorwiegenden Befahrung des Schwerverkehrs auf den HFS und 1.ÜFS bezogen ist, wird die instand zu setzende Fläche mit 4,5 m<sup>2</sup> pro betrachtetem Fahrstreifen berechnet. Das macht einen flächenmäßigen Anteil von 24 % an einer Betonplatte aus. Für die Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ werden demzufolge Kosten in Höhe von 2,88 €/m<sup>2</sup> in LCD2 angesetzt.

Im Falle der Instandsetzungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Betondecken wurden entsprechend Tab. 3-1 folgende zwei Maßnahmen der Überbauung einer Betondecke in LCD2 hinzugefügt:

- Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt (4 cm)
- Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht (12 cm)

Die Kostendaten und Einbauleistungen wurden vorerst aus den in LCD2 bereits integrierten Maßnahmen „Deckschicht im Hocheinbau“ und „Hocheinbau (Verstärkung)“ übernommen.

Für die Berechnung der Nutzerkosten werden in-situ Erfahrungen zur abgeschätzten Einbauleistung und zur Arbeitsstellen-Planung bei AKR-bedingten Flickstellen des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg herangezogen. Diese beträgt 50-100 m<sup>2</sup> pro Kalendertag (s. Abschnitt 8.1.1) und es werden im Regelfall zwei Fahrstreifen bei sechsstreifigen Autobahnen gesperrt. Somit können die Einbaumengen in LCD2 wiederum mit demselben Umrechnungsfaktor berechnet werden und ergeben 3125 m<sup>2</sup> pro Kalendertag bei zweistreifigem Einbau.

Die Kosten der Maßnahme „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ werden aus dem Schätzwert des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg mit 25.000 € pro Betonplatte abgeleitet: Hierzu erfolgt die Umrechnung analog zu dem Vorgehen bei der Maßnahme „Bituminöser Teilersatz – Fugenkreuz“ und beträgt somit 64 €/m<sup>2</sup>. Die Nutzerkosten werden von der in LCD2 hinterlegten Maßnahme „Erneuerung einzelner Platten“ übernommen.

Die Maßnahmenkosten und Einbauleistung der verzögernden Maßnahmen sind demnach wie folgt in Anlehnung an bestehende Erhaltungsmaßnahmen in LCD2 implementiert worden (s. Tab. 8-7).

Maßnahmenart	Einbauleistung übernommen von:	Kosten	Fahrstreifen LCD2
Hydrophobierung	Dünnschichtbelag	5,011 €/m <sup>2</sup>	Alle
Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz	3125 m <sup>2</sup>	2,88 €/m <sup>2</sup>	FS1 und FS2
Bituminöser Teilersatz - ganze Platte	Erneuerung einzelner Platten	64,00 €/m <sup>2</sup>	HFS
Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt	Deckschicht im Hocheinbau	15,90 €/m <sup>2</sup>	Alle
Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht	Tiefeinbau Deck- und Binderschicht	26,638 €/m <sup>2</sup> mit Abfräsen	Alle

Tab. 8-7: Übersichtstabelle der ermittelten Kosten für LCD2

Die in obiger Tabelle übernommenen Maßnahmen aus LCD2 sollen anhand Literatur auf Plausibilität geprüft werden: In Berücksichtigung von finanziellen Sonderaufwendungen zur Beseitigung von AKR-Schäden in Brandenburg für den Ansatz beim Rechenlauf zur Erhaltungsbedarfsprognose 2016-2030

(Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg 2015) werden die Eingreifzeitpunkte an Zwischenausbaubereichen<sup>3</sup> mit einer Überbauung: mit oder ohne Fräsen des Oberbetons bis zur grundhaften Erneuerung verzögert. Für eine zu überbauende Fläche von 551.115 m<sup>2</sup> werden Kosten in Höhe von 11.150.000,00 € veranschlagt. Es werden somit durchschnittliche Instandsetzungskosten in Höhe von ca. 20 €/m<sup>2</sup> als Referenzwert berechnet. Die Maßnahmen „Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt“ und „Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht“ weisen eine im Mittel geringe Abweichung von diesem Referenzwert auf und stimmen somit gut überein.

### 8.3 Verhaltensfunktionen für Asphaltbefestigungen

Wie schon in Abschnitt 3.4.1 aufgezeigt, sind in der Software LCD2 Verhaltensfunktionen nach HINSCH et al. (2005) für verschiedene Zustandsmerkmale hinterlegt, deren Verlauf von einer Potenzfunktion (s. Gl. 3.3) beschrieben wird. Alle verwendeten Verhaltensfunktionen der Form  $ZG = a + b \times (\sum AÜ)^c$  beinhalten als beschreibende Variable nur die kumulierte Anzahl äquivalenter Achslastübergänge (AÜ). Die drei Funktionsparameter a, b und c sind dabei in Abhängigkeit von den Befestigungseigenschaften zu bestimmen. Im Folgenden werden diese nicht wie bei HINSCH et al. (2005) aus empirischen Beobachtungen hergeleitet, sondern für die betrachteten Asphaltabschnitte – wie in Abschnitt 7 beschrieben – aus der labortechnischen Ermittlung von Materialkennwerten und entsprechenden Prognoserechnungen.

#### 8.3.1 Ermüdungsverhalten – Ausfallwahrscheinlichkeit

Für die vorliegenden Ergebnisse der Prognoserechnungen aus Abschnitt 7.2.2 wird eine Verhaltensfunktion der Form  $y = a + b \cdot AÜ^c$  hergeleitet, die sich dem Verlauf der Ausfallwahrscheinlichkeit möglichst genau annähert. Auf diese Weise wurden Verhaltensfunktionen für die Prognoserechnungen am ungealterten Material der drei untersuchten Asphaltabschnitte aufgestellt, d.h. es liegen Funktionsparameter für jeden Fall des Schichtenverbundes ohne und mit Berücksichtigung des Klimaeinflusses vor.

Da der Verlauf der Ausfallwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit der Nutzungsdauer vorliegt, muss diese aufgrund der Berechnungsmethodik in LCD2 in einem ersten Schritt in Abhängigkeit der kumulierten Belastung (Mio. AÜ) angegeben werden. Eine mögliche Näherungsfunktion ist in Bild 8-2 dargestellt („ungünstiges“ Szenario 3 mit abgemindertem Schichtenverbund zwischen Asphaltbinder- und oberer Asphalttragschicht des Abschnitts 2b). Es wurde dabei darauf geachtet, die Funktion dem Bereich des Eingreifkriteriums von 10 % Ausfallwahrscheinlichkeit möglichst gut anzunähern. Im Fall der Ausfallwahrscheinlichkeit ergibt sich für den Parameter jeweils  $a = 0$ .

---

<sup>3</sup> Zwischenausbaubereiche weisen eine langsame AKR-Schadensentwicklung auf (Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg 2015)

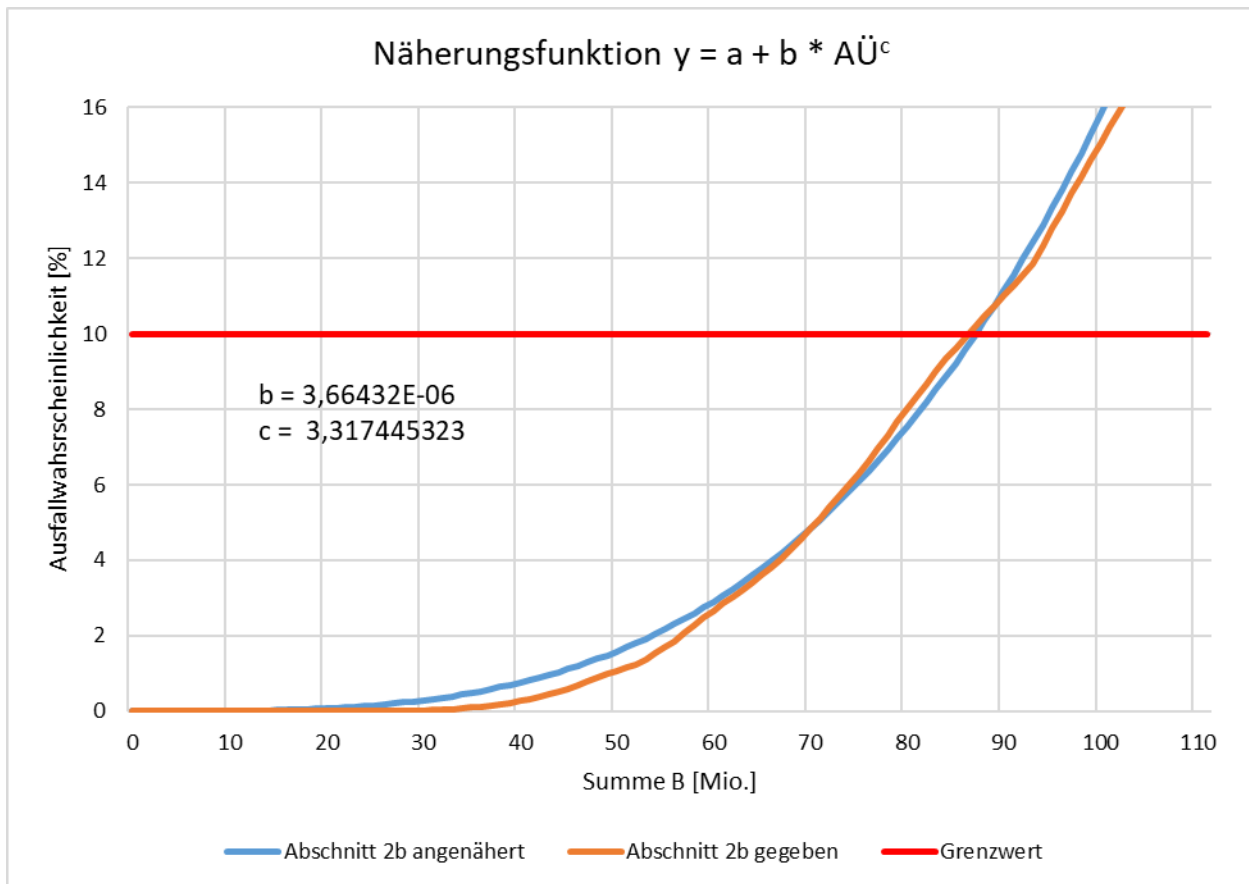


Bild 8-2: Verhaltensfunktion der Ausfallwahrscheinlichkeit am Beispiel des Abschnitts 2b, Szenario 3 (abgeminderter Verbund zwischen ABS und oATS) ohne Berücksichtigung des Klimas

Die Einbindung der Abhängigkeit der Längsneigung in die Verhaltensfunktion kann durch eine Anpassung der Verkehrsbelastung mithilfe des Steigungsfaktors der RStO 12 (FGSV 2012b) in der Berechnung berücksichtigt werden. Beispielrechnungen mit LCD2 zeigen, dass das Programm den Verlauf der Ausfallwahrscheinlichkeit der Asphaltkonstruktion zuverlässig berechnet.

Ausgehend von den Angaben in den RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) wurde in Abstimmung mit dem Projektpartner GWT-TUD ein Ausfall- bzw. Eingreifkriterium der Ausfallwahrscheinlichkeit von 10 % festgelegt. Sobald der HFS diesen Wert überschreitet, findet eine Erneuerung (im Tiefereinbau) desselben statt.

Es wurden ausgehend von dieser Zustandsgröße keine Instandsetzungsmaßnahmen definiert, da sie keinen Einfluss auf die Ausfallwahrscheinlichkeit haben und auch der Eingriffszeitpunkt (von Instandsetzungsmaßnahmen) nicht anhand der Ausfallwahrscheinlichkeit in sinnvoller Weise bestimmt werden kann.

In Bild 8-2 ist zu erkennen, dass das Eingreifkriterium für das beispielhafte Szenario nach ca. 88 Mio. AÜ erreicht wird. Im Gegensatz dazu ist in Bild 8-3 beispielhaft die Verhaltensfunktion desselben Abschnitts mit dem gleichen Schichtenverbund-Szenario und Berücksichtigung des Klimaeinflusses dargestellt. Auch hier wird die Funktion im relevanten Bereich gut angenähert. Der Grenzwert wird schon nach ca. 64 Mio. AÜ überschritten.

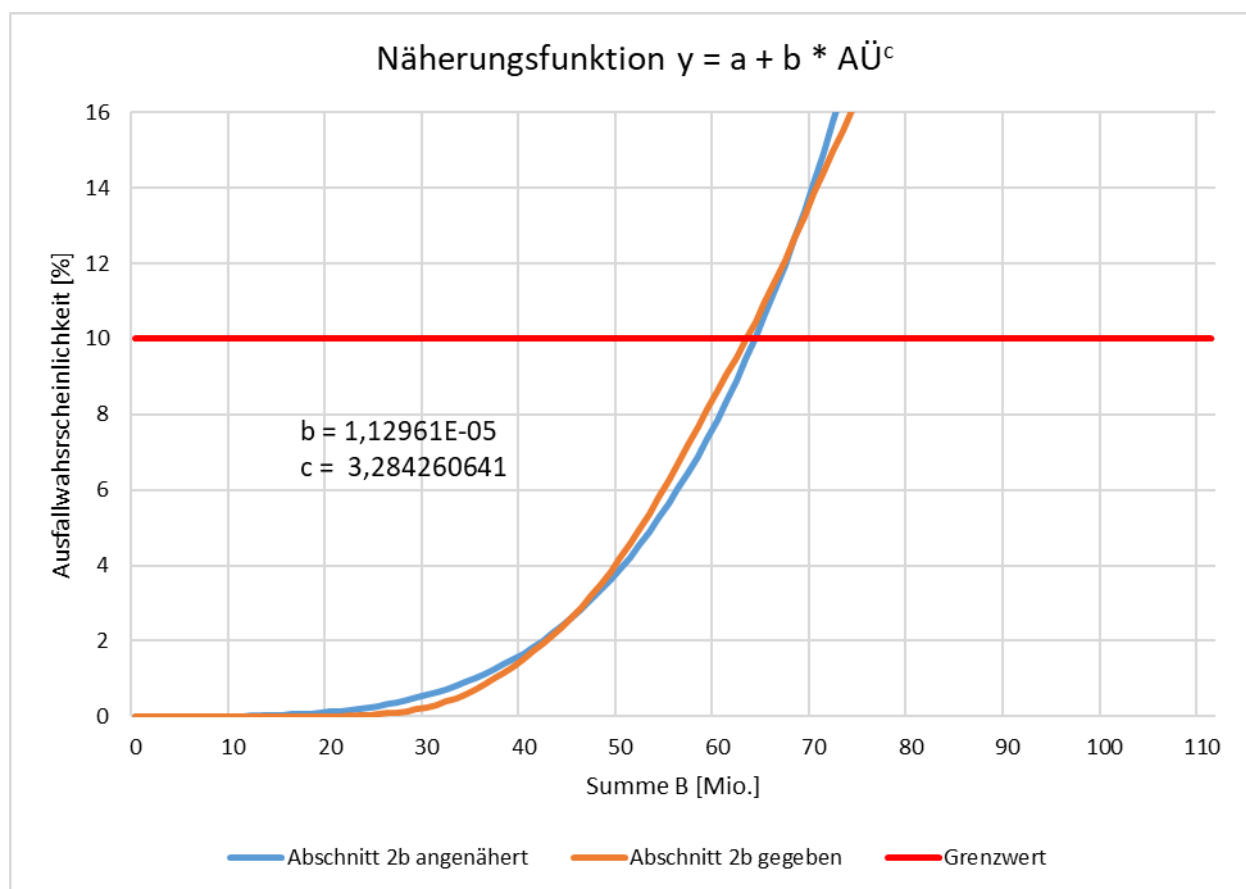


Bild 8-3: Verhaltensfunktion der Ausfallwahrscheinlichkeit am Beispiel des Abschnitts 2b, Szenario 3 (abgeminderter Verbund zwischen ABS und oATS) mit Berücksichtigung des Klimas

In Tab. 8-8 und Tab. 8-9 sind die ermittelten Funktionsparameter für den Einfluss des Schichtenverbundes als auch für den zusätzlichen Klimaeinfluss dargestellt. Für die Funktion der Ausfallwahrscheinlichkeit ist der Parameter a jeweils gleich 0.

Szenario	Koeffizienten	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	b	0,000179492	6,33949E-09	5,89358E-08
	c	2,172936721	3,981952478	4,056863478
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	b	0,000283942	3,93384E-08	7,28385E-08
	c	2,097309307	3,669836952	4,030108391
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	b	0,001789367	4,053E-06	3,66432E-06
	c	1,824767443	2,889512254	3,317445323
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	b	0,000127759	1,72643E-08	7,2432E-08
	c	2,269201094	3,842008559	4,069659191

Tab. 8-8: Funktionsparameter b und c für die Ausfallwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Schichtenverbundes

Szenario	Koeffizienten	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
Voller Schichtenverbund	b	0,017445368	8,10635E-06	3,95553E-06
	c	1,692189206	3,045737939	3,395187399
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	b	0,01990078	1,71921E-05	6,62284E-06
	c	1,669747374	2,909675013	3,28624567
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	b	0,055686541	0,000196653	1,27956E-06
	c	1,47216744	2,469686139	3,817340857
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	b	0,010746109	1,92031E-05	3,38992E-07
	c	1,852140623	2,90072061	4,031838062

Tab. 8-9: Funktionsparameter b und c für die Ausfallwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Schichtenverbundes und des Klimaszenarios

Die Berücksichtigung der Nutzungsdauer kann neben der Eingabe der Verhaltensfunktionen auch durch die Beschränkung des Betrachtungszeitraumes erfolgen und in den weiteren Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen berücksichtigt werden.

Den Tabellen Tab. 7-10 bis Tab. 7-13 ist zu entnehmen, dass sich die Nutzungsdauer der verschiedenen Szenarien deutlich unterscheidet und auch abschnittsweise Abweichungen trotz gleichen Deckschichtmaterials festzustellen sind. Um diese Beobachtungen besser zu quantifizieren, wird eine Sensitivitätsanalyse der Nutzungsdauer in Abhängigkeit der Szenarien durchgeführt (s. Bild 8-4).

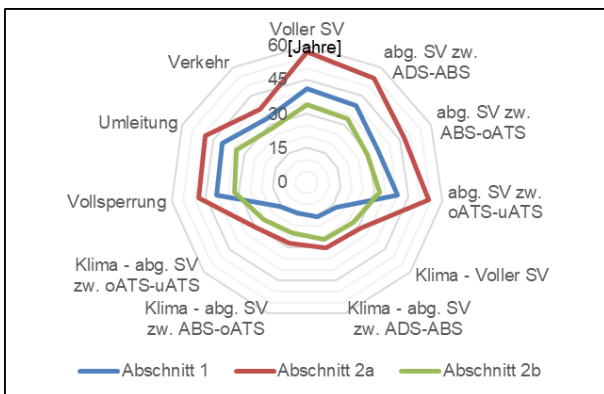


Bild 8-4: Nutzungsdauer der drei Bauabschnitte in Abhängigkeit der Szenarien

Die Abbildung zeigt deutlich, dass alle Bauabschnitte im „Klima“-Szenario geringere Nutzungsdauern aufweisen. Die Einwirkung des Klimas ist besonders bei Abschnitt 1 sichtbar, da dieser in diesem Bereich eine niedrigere Nutzungsdauer als Abschnitt 2b aufweist. Auffällig ist auch der Abschnitt 2a mit Gussasphalt als Deckschichtmaterial, da er in allen Szenarien außer im Szenario „Klima - Abg. SV zw. ABS-oATS“ die Nutzungsdauer von 30 Jahren gewährleistet und zudem in allen Szenarien die höchste Nutzungsdauer aufweist. Zwar ist die Nutzungsdauer bei Abschnitt 2b gering, jedoch zeichnet sich dieser durch eine hohe Prognosesicherheit gegenüber allen Szenarien in der Nutzungsdauer aus.

### 8.3.2 Verformungsverhalten und Spurrinnenbildung

Aus der Verhaltensfunktion für die Ausfallwahrscheinlichkeit der Asphaltkonstruktion sind, wie in Abschnitt 8.3.1 beschrieben, in sinnvoller Weise keine Instandsetzungsmaßnahmen bzgl. der Deckschicht bzw. der gesamten Decke (Deck- und Binderschicht) ableitbar. Diese ergeben sich aus den Spurbildungsprognosen aus Abschnitt 7.3, für die im Folgenden eine Funktion hergeleitet wird.

Bei der Spurrinnenprognose wurden die gegebenen Verläufe der absoluten (cm) sowie relativen Darstellung (%) der Verformungsfunktion für jedes Szenario (ungealterte Materialien, Einfluss Schichtenverbund, Einfluss Alterung, Einfluss Klima) angenähert. Als Beispiel sollen im Folgenden die angenäherten Verhaltensfunktionen für Abschnitt 2a und 2b unter Berücksichtigung des Alterungseinflusses dienen.

Bild 8-5 zeigt eine mögliche Näherungsfunktion, die den Verlauf der gegebenen Spurrinnenbildung sehr gut abbildet.

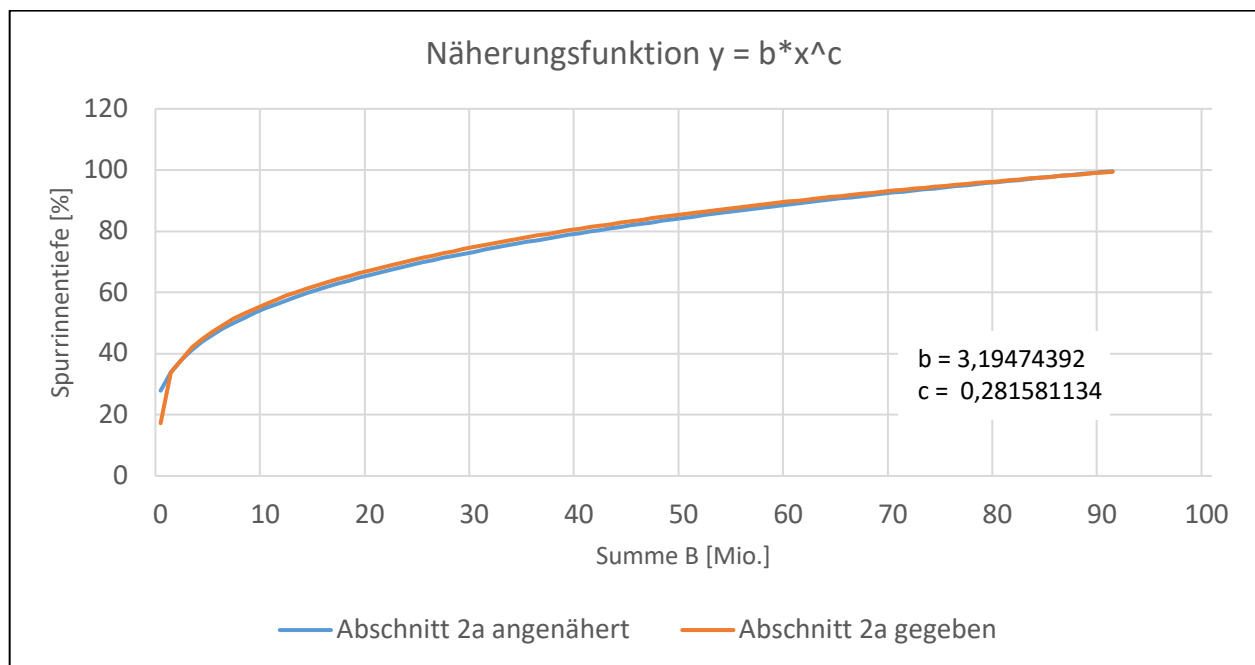


Bild 8-5: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2a mit Berücksichtigung der Alterung

Die Graphen des Abschnitts 2b lassen sich aufgrund des abflachenden Spurrinnenverlaufs durch die verwendete Potenzfunktion nicht exakt über ihren kompletten Verlauf annähern. Aus diesem Grund wurden zwei Näherungsversuche durchgeführt, bei denen zum einen der erste Teil des Spurrinnenverlaufs bis zum lokalen Hochpunkt (zwischen 15 % und 23 % relative Spurrinnentiefe) abgebildet wird (s. Bild 8-6). Zum anderen wird bei einer weiteren Näherung der hintere Teil der Funktion ab dem Hochpunkt besser abgebildet (s. Bild 8-7). Zur Ermittlung des Ausfallkriteriums der Spurrinnentiefe stellt die Variante aus Bild 8-6 die bessere Annäherung dar, da mit diesem Verlauf der Zeitpunkt der Überschreitung des festgelegten Grenzwertes ziemlich genau abgebildet werden kann.



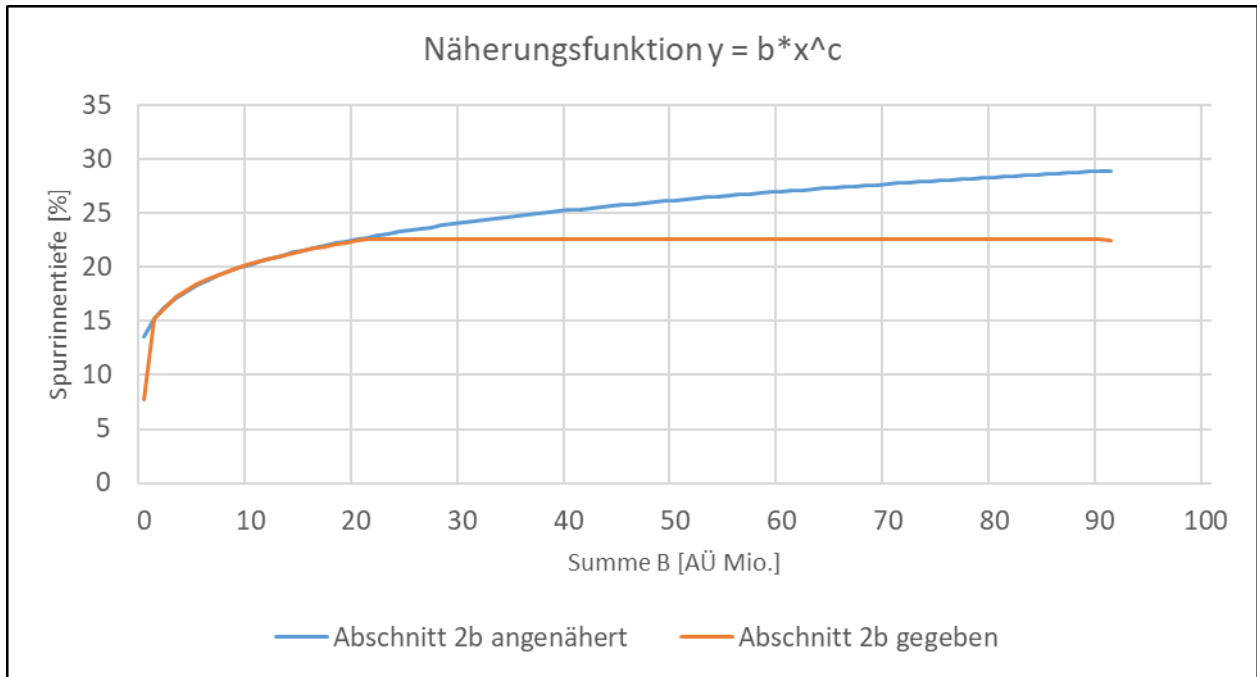


Bild 8-6: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2b mit Berücksichtigung der Alterung. Annäherung des vorderen Teils des Spurrinnenverlaufs

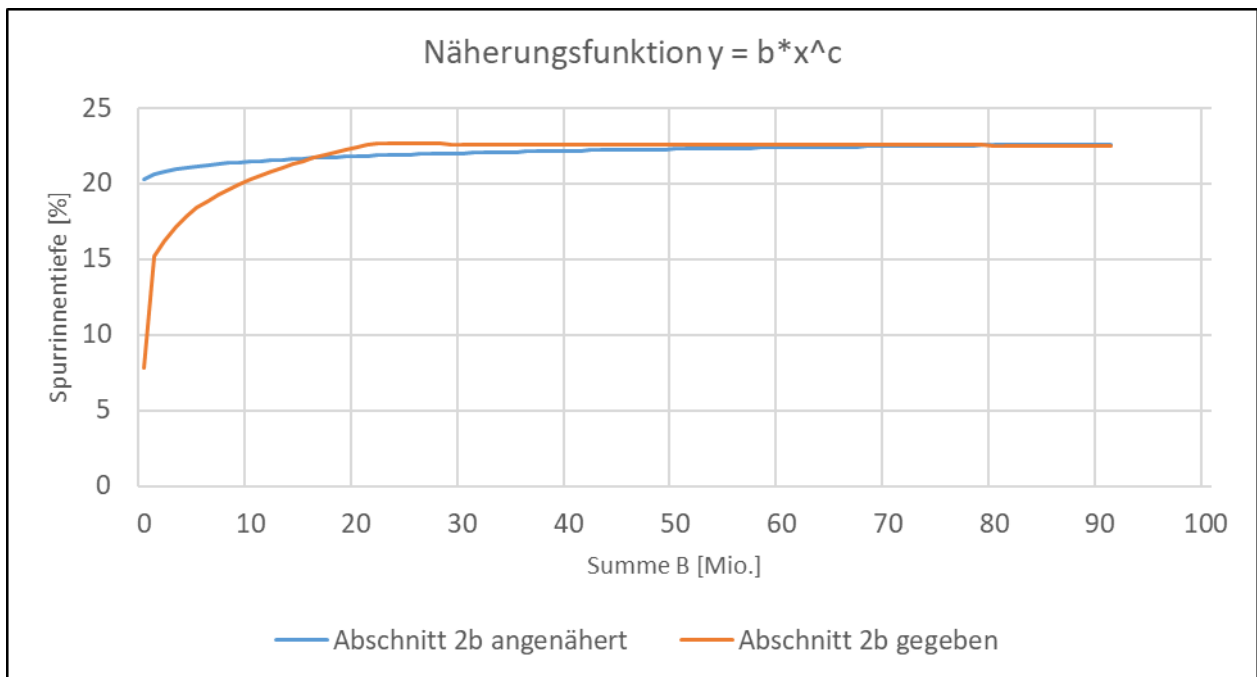


Bild 8-7: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2b mit Berücksichtigung der Alterung. Annäherung des hinteren Teils des Spurrinnenverlaufs

In Tab. 8-10 sind die ermittelten Funktionsparameter der Spurrinnenbildung für unterschiedliche Untersuchungen und Varianten dargestellt. Auch hier gilt für den Parameter  $a = 0$ . Für die Spurrinnenprognose liegen nur Daten für Abschnitt 2a und 2b vor. Die in der Tabelle aufgelisteten Koeffizienten für den Verlauf der Spurrinnenbildung des Abschnitts 2b entsprechen der Näherung aus der Variante nach Bild 8-6.

Untersuchung / Szenario	Koeffizienten	Abschnitt 1	Abschnitt 2a	Abschnitt 2b
ungealterte Materialien	b	-	3,262763061	1,557642037
	c	-	0,277716536	0,15670716
gealterte Materialien	b	-	3,19474392	1,551675032
	c	-	0,281581134	0,16770251
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ADS und ABS	b	-	3,379996714	1,599783427
	c	-	0,281465608	0,162410654
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen ABS und oberer ATS	b	-	3,226131678	1,61868368
	c	-	0,278956596	0,166850438
Abgeminderter Schichtenverbund zwischen oberer ATS und unterer ATS	b	-	3,12339	1,532266522
	c	-	0,282957127	0,162893079
Einfluss des Klimas	b	-	4,895961838	2,034181844
	c	-	0,264031893	0,159911683

Tab. 8-10: Funktionsparameter b und c für die Prognose der Spurrinnenbildung

## 8.4 Verhaltensfunktion für Betonbefestigungen (Neubau)

Die Verhaltensfunktionen für Betonbefestigungen im Neubau (ohne AKR-Geschehen) werden mittels Annäherungen an Hazardfunktionen (s. Abschnitt 6.3) gebildet. Die Verläufe der Hazardfunktionen wurden von der BAST zur Verfügung gestellt (VILLARET Ingenieurgesellschaft 2020).

Nach Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer bei 10 % oder der technischen<sup>4</sup> Nutzungsdauer bei 20 % ausgefallener Betonplatten (BPA) muss die Betondecke in der Gesamtheit ausgetauscht werden (s. Bild 8-8). Die genannten Werte basieren auf empirischen Erfahrungen für Bundesautobahnen (WIELAND et al. 2017).

### Abschnitt 3

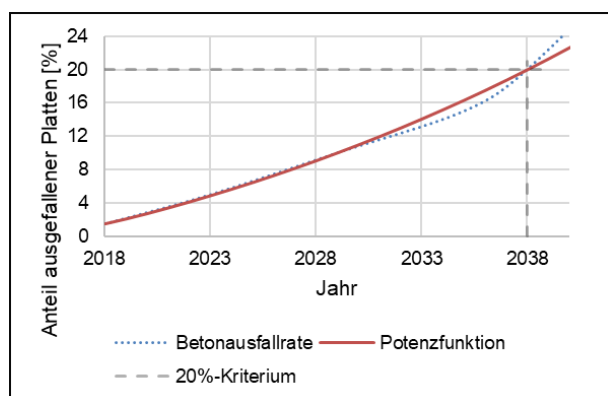


Bild 8-8: Verlaufsfunction des Abschnitts 3 (eigene Darstellung; Linie „Betonausfallrate“ aus VILLARET Ingenieurgesellschaft 2020)

Bild 8-8 zeigt, dass die Herangehensweise zur Ermittlung der Verhaltensparameter bei der BPA genauso wie bei anderen Verhaltensfunktionen erfolgen kann. Die Schadensentwicklung muss unabhängig von Erhaltungsmaßnahmen (ohne Rücksetzung der Verhaltensfunktion) berechnet werden und bei Erreichen des Ausfallkriteriums eine grundlegende Erneuerung auslösen bzw. die Betrachtung eines Lebenszyklus im Sinne von LCD2 beenden.

Die Potenzfunktion der Form  $y = a + b \times AÜ^c$  wird für Abschnitt 3 durch die Zwangspunkte bspw. P1 (0/1,48), P2 (27,69/10) und P3 (55,96/20) an die entsprechende Hazardfunktion angenähert. Anders wie im Diagramm dargestellt, ist die Potenzfunktion von der kumulierten B-Zahl abhängig und somit nur durch

<sup>4</sup> Zeitraum zwischen Herstellung einer Straßenbefestigung und Ausbau, aufgrund einer unzureichender Gebrauchstauglichkeit (FGSV 2003).

Umrechnung der Verkehrsbelastungen von der Zeit. Bild 8-8 ist für den Abschnitt 3 zu entnehmen, dass acht Platten bereits vor Verkehrsfreigabe auf dem HFS ausgefallen und erneuert worden sind.

Bei den weiteren Berechnungen muss dabei beachtet werden, dass die Betrachtung des Abschnitts 3, welcher sich ursprünglich von km 87+120 bis km 83+950 erstreckte, aufgrund von Baumängeln auf km 87+120 bis km 84+420 verkürzt wurde. Der fehlende Abschnitt von km 84+420 bis km 83+950 wurde wieder ausgebaut und durch einen Asphaltüberbau ersetzt (VILLARET Ingenieurgesellschaft 2020).

**Abschnitt 4**

Im Gegensatz zu Abschnitt 3 sind bei Abschnitt 4 keine Ausfälle von Betonplatten nach Herstellung zu verzeichnen (VILLARET Ingenieurgesellschaft 2020). Aus diesem Grund darf  $a = 0$  für die Verhaltensfunktion angenommen werden.

Bild 8-9 zeigt die angenäherte Potenzfunktion der BPA des Abschnitts 4 mit eingezeichnetem Ausfallkriterium von 20 % an ausgehend von dem Verlauf aus VILLARET Ingenieurgesellschaft (2020).

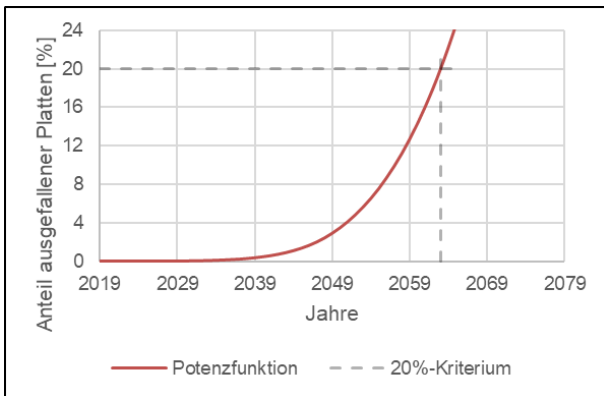


Bild 8-9: Angenäherte Verlaufsfunktion des Abschnitts 4

Für die weitere Vorgehensweise in LCD2 zeigt die Tab. 8-11 die ermittelten und bei den Wirtschaftlichkeitsberechnungen verwendeten Verhaltensparameter der Betonausfallrate der beiden Abschnitte 3 und 4.

	a	b	c
Abschnitt 3	1,481481481	0,292071814	1,047987335
Abschnitt 4	0	1,84822E-07	3,657794783

Tab. 8-11: LCD2 Parameter zur Implementierung der Betonausfallrate

Die Charakteristiken der Verhaltensfunktionen von Abschnitt 3 und 4 unterscheiden sich wesentlich: in dem Bereich bis zu 20 % BPA ist bei Abschnitt 3 ein nahezu linearer und bei Abschnitt 4 ein exponentieller Funktionsverlauf festzustellen.

Somit ist nicht nur die prognostizierte Nutzungsdauer der beiden Abschnitte deutlich unterschiedlich, sondern auch das Verhältnis zwischen wirtschaftlicher und technischer Nutzungsdauer ist stark verändert (s. Tab. 8-12).

Abschnitt	Wirtschaftl. Nutzungsdauer [Jahre]	Techn. Nutzungsdauer [Jahre]
3	11	20
4	38	44

Tab. 8-12: Wirtschaftliche und technische Nutzungsdauer der Betonabschnitte

Die technische Nutzungsdauer des Abschnitts 3 beträgt voraussichtlich 20 und die wirtschaftliche nur 11 Jahre. Hingegen kann Abschnitt 4 eine wirtschaftliche Nutzungsdauer von 38 und nur eine geringfügig längere technische Nutzungsdauer von 44 Jahren aufweisen. Im Vergleich hierzu ist der empirisch ermittelte Anhaltswert der RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) 26 Jahre.

Bei weiterer Verwendung dieser Daten muss jedoch berücksichtigt werden, dass eine Kalibrierung der Hazardfunktionen noch nicht erfolgen konnte. Ein Kalibrierungsfaktor wird zwischen 0,9 und 1,1 abgeschätzt (WIELAND et al. 2017).

## 8.5 Verhaltensfunktion für AKR-geschädigte Betonbefestigungen

Für AKR-geschädigte Decken wird ausgehend von einer geschätzten Restnutzungsdauer die Wirtschaftlichkeit weiterer Erhaltungsmaßnahmen vor der notwendigen Erneuerung aufgezeigt. Die Abschätzung einer Restnutzungsdauer bei auftretender AKR bzw. AKR in einer bestimmten Schadenskategorie ist bekanntermaßen – wie auch die Darstellungen in Abschnitt 5 zeigen – schwierig zu bestimmen. Die Verhaltensfunktionen wurden auf Basis der Auswertungen von ZEB-Daten nach Abschnitt 5.6 in Form von prozentualen Ausfallraten (Fugenkreuze) abgeleitet.

### Ergebnisse

Der Tab. 8-13 sind die Parameter der entsprechenden Potenzfunktion für LCD2 abzulesen.

	b	c
Abschnitt 2b	1,14722E-10	6,382028869
Abschnitt 3	4,46343E-12	7,02981051
Abschnitt 4	3,79061E-15	8,036450371

Tab. 8-13: Verlaufparameter der Verhaltensfunktionen von AKR-geschädigten Betonfahrbahnen für LCD2

Mit diesen Verhaltensfunktionen können Maßnahmen in LCD2 ausgelöst werden. Unabhängig von der direkten Arbeitsweise ist es möglich, die Zunahme der ausgefallenen Fugenkreuzbereiche durch die Eingabe dieser Funktionen zu betrachten und eventuell feste Erhaltungsintervalle in Abstimmung dieser zu planen. Die Einheit des Ausfallkriteriums „AKR“ ist in Prozent angegeben.

Die AKR-Verhaltensfunktion ist von der Zeit und nicht von der Verkehrsentwicklung abhängig. Da jedoch die Eingabe in LCD2 abhängig von der B-Zahl ist, sind die Parameter mit den hinterlegten Verkehrsbelastungen bzw. AÜ ermittelt worden. Somit sind diese Parameter nicht auf andere Abschnitte übertragbar.

Die Tab. 8-14 stellt die prognostizierte maximale Nutzungsdauer der Betondecke ohne das Ergreifen von AKR-verzögernden Maßnahmen für die einzelnen Abschnitte dar.

Abschnitt	Nutzungsdauer [Jahre]
Abschnitt 2b	21
Abschnitt 3	22
Abschnitt 4	29

Tab. 8-14: Abschnitt - Nutzungsdauer

Verzögernde Maßnahmen können darüber hinaus Unterschiede in der Nutzungsdauer abhängig von der Wirksamkeitsdauer (s. Tab. 8-3) hervorrufen.

## 8.6 Erhaltungsstrategien der Bauweisen

In diesem Abschnitt werden die Erhaltungsstrategien für die unterschiedlichen Bauweisen AKR-geschädigte Beton-, Asphalt- und Betonbefestigung (Neubau) vorgestellt, welche für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung in Abschnitt 8.7 bis 8.9 benötigt werden. Eine Erhaltungsstrategie unterscheidet sich in Maßnahmenart sowie -folge und hat maßgeblichen Einfluss auf die Lebenszykluskosten einer Straßenbefestigung. Als Grundlage für die Erhaltungsstrategien werden die Nutzungsdauerabschätzungen (s. Abschnitte 5, 6 und 7) und deren Verhaltensfunktionen und Ausfallkriterien aus den Abschnitten 8.3, 8.4 und 8.5 herangezogen.

Da die Verhaltensfunktionen größtenteils auf unkalibrierten Prognoserechnungen basieren, kann das Ziel dieser Arbeit weniger die Prognose des tatsächlichen Erhaltungsprogramms, sondern vielmehr die Erarbeitung einer Herangehensweise und beispielhaften Anwendung sein: Aus den dargestellten

Nutzungsdauerprognosen sollen am konkreten Beispiel aus wirtschaftlichen und technischen Gesichtspunkten sinnvolle Eingriffszeitpunkte und damit bestimmte systematische Erhaltungsvarianten entworfen werden.

Eine wesentliche Herausforderung besteht darin, ein referentielles Eingreifkriterium für die unkalibrierten Versuchsergebnisse zu finden. Die Eingreifkriterien der Literatur nach Kunze und Rübensam oder der ZEB sind somit nicht anwendbar (KUNZE & RÜBENSAM 2007, RÜBENSAM et al. 2005). Das Eingreifkriterium der Bauweisen soll sich dabei neben den Verhaltensfunktionen an empirischen Studien orientieren, um eine ingenieurtechnische Plausibilitätsprüfung zu ermöglichen.

### 8.6.1 Asphaltbefestigungen

Es werden in den Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen drei Betrachtungsvarianten (Variante 1 bis 3) unterschieden.

#### Variante 1 – konstante Referenzspurrinnentiefe

Die Variante 1 beschreibt eine Vorgehensweise in Abhängigkeit des prognostizierten Spurrinnenverlaufs SPTN (s. Abschnitt 8.3.2) unter Beibehaltung der systematischen Erhaltungsplanung in LCD2. Da zum aktuellen Stand der Wissenschaft kein Eingreifkriterium für die SPTN vorliegt, muss dieses anhand der Literatur hergeleitet werden. In dieser Arbeit wird für jeden Fall ein konstantes Eingreifkriterium ermittelt, welches eine Vergleichbarkeit der jeweiligen Szenarien ermöglicht. Das Eingreifkriterium in LCD2 (KUNZE & RÜBENSAM 2007) sowie der ZEB (FGSV 2001a) beziehen sich auf in-situ Spurrinnenverläufe und können aus diesem Grund nicht für die labortechnisch ermittelte Zustandsgröße herangezogen werden. Eine diesbezügliche Kalibrierung hat noch nicht stattgefunden.

#### Ermittlung des Eingreifzeitpunkts

Die Ermittlung des Eingreifzeitpunkts sieht in dieser Variante 1 vor, eine konstante Spurrinnentiefe zu ermitteln. Im ersten Schritt werden die Abschnitte mit Dicken, Verkehrsstärken und Deckschichtmaterial in LCD2 eingepflegt und es wird der Eingreifzeitpunkt in Abhängigkeit der Oberflächeneigenschaft SPT (nach Standardverhaltensfunktion) ermittelt. Zur Veranschaulichung der Vorgehensweise sind die Verhaltensfunktionen in Bild 8-10 für die verschiedenen Bauabschnitte dargestellt.

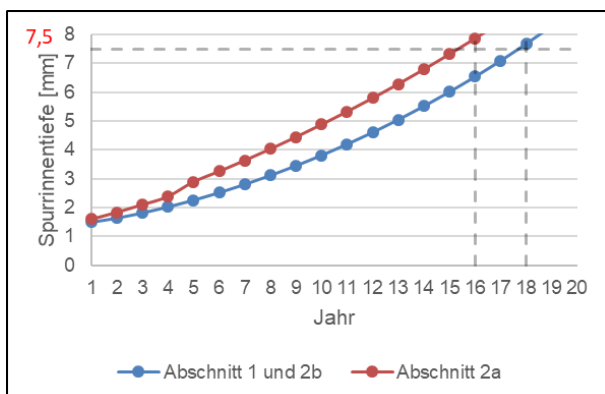


Bild 8-10: Eingreifzeitpunkt anhand der Standardverhaltensfunktion SPT für Abschnitt 1, 2a und 2b

Die Darstellung zeigt nicht, wie in der RPE-Str 01 (FGSV 2001b) beschrieben, einen degressiv-konsolidierten Funktionsverlauf, sondern einen schwach exponentiellen. Weiter sind die Standardverhaltensfunktionen der beiden Abschnitte mit Splittmastixasphalt als Deckschichtmaterial nahezu identisch und Abweichungen zum Abschnitt 2a deutlich zu erkennen. Der Eingreifzeitpunkt ist bei den Abschnitten mit Splittmastixasphalt zwei Jahre später als bei Gussasphalt. Eine weitere Unterscheidung in Verhaltensklassen wurde nicht durchgeführt.

Im zweiten Schritt werden die auf diese Weise ermittelten Eingreifzeitpunkte material- sowie versuchsabhängig auf die Verhaltensfunktionen des jeweiligen Referenzszenarios übertragen und die

neuen Eingreifkriterien abgelesen (s. Bild 8-10). Das Bild 8-11 zeigt die relative Referenzspurrinntiefen des Bauabschnitts 2a und 2b jeweils bei Anwendung des einaxialen Druckschwell- bzw. des Triaxial-Versuchs zur Bestimmung des Verformungsverhaltens. Im Folgenden werden beide versuchstechnische Methoden zur Ansprache des Verformungsverhaltens auch in den Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen weiterhin betrachtet, um auch den möglichen Einfluss der Wahl der Versuchsmethodik auf die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen (Eingreifzeitpunkte, Maßnahmefolgen etc.) aufzuzeigen.

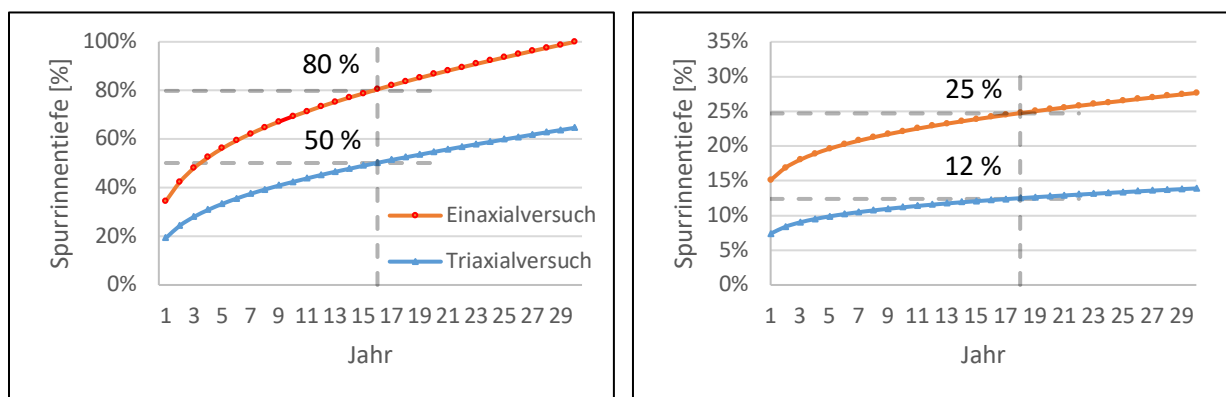


Bild 8-11: Referenzgrößen der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts)

Die Referenzszenarien bilden die Szenarien „Voller SV“ bzw. „ungealtert“. Eine Übersicht über die relativen Referenzspurrinntiefen der Laborversuche gibt die Tab. 8-15.

Abschnitt	Referenzspurrinntiefe [%] DSV	Referenzspurrinntiefe [%] Triaxial-Versuch
2a	80	25
2b	50	12

Tab. 8-15: Eingreifkriterium SPTN in Abhängigkeit des Materials und Prüfverfahrens

Bei diesen Referenzspurrinntiefen handelt es sich um Spurrinntiefen, welche im Labor bestimmt werden und diese noch anhand den tatsächlichen Spurrinntiefen kalibriert werden müssen. Laborversuche beschränken die Komplexität der Einwirkungen auf ein Mindestmaß und die darin bestimmten absoluten Spurrinntiefen können ausdrücklich zum aktuellen Stand der Wissenschaft noch nicht direkt für das Pavement Management System verwendet werden. Es wird ein bis dato unbekannter Umrechnungsfaktor benötigt. Aus diesem Grund wird an dieser Stelle und im Weiteren mit entsprechenden Vergleichsbetrachtungen zu einem jeweiligen Referenzszenario gearbeitet.

### Sensitivitätsanalyse des Eingreifkriteriums

Um die Auswirkungen von Variationen des Eingreifkriteriums zu untersuchen, wird eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt (s. Bild 8-12). Die Referenzspurrinntiefe wurde ermittelt, indem der Eingreifzeitpunkt vereinfacht nach der Standardverhaltensfunktion bestimmt wurde. Es ist jedoch fraglich, welches Szenario dieser Funktion gleichzusetzen ist bzw. dem Grundfall<sup>5</sup> entspricht, da empirische Studien der Gesamtheit aller Szenarien entsprechen. Folglich ist ein Szenario zu wählen, welches in der Praxis am häufigsten vorzufinden und zudem auf die aktuelle Asphalttechnologie übertragbar ist. Hierfür liegen bis dato keine Daten vor. Zusätzlich liegt eine minimale Variation der rechnerisch bedingten Referenzspurrinntiefe aufgrund der Festlegung auf messtechnisch erfassbare Werte vor. Auch hier wurden beide Versuchsaufbauten (Druckschwell- und Triaxial-Versuch) betrachtet.

<sup>5</sup> Bei der Szenario-Betrachtung wird in der Regel zwischen Grundfall („base case“), bester Fall („best case“) und schlechtesten Fall („worst case“) unterschieden. (HESS et al. 2018 S.257)

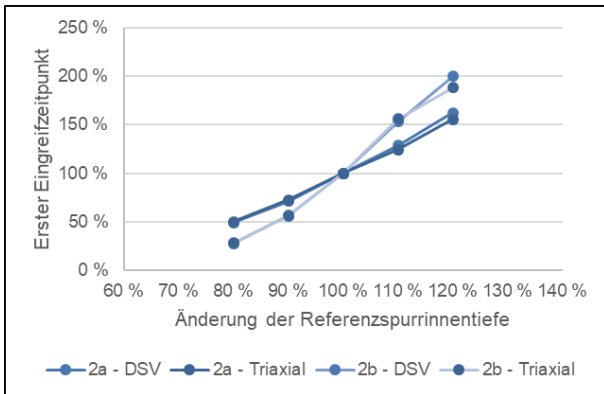


Bild 8-12: Sensitivitätsanalyse der Spurrinntiefe

Die Eingreifzeitpunkte sind bei Annahme einer Gleichgewichtung (der Eintretenswahrscheinlichkeit) aller Szenarien zu verstehen. Das bedeutet, auch wenn sich die Mittelwerte der unterschiedlichen Versuche überlagern, können sich die Verhaltensfunktionen der jeweiligen Szenarien unterscheiden und müssen keine Vielfachen voneinander sein.

Weiter ist der Abbildung zu entnehmen, dass bei Veränderung der Inputgröße große Abweichungen hinsichtlich des ersten Eingreifzeitpunkts zu erwarten sind. Die Höhe der Abweichungen ist vielmehr abhängig vom Deckschichtmaterial und weniger vom jeweiligen Prüfversuch. Beispielsweise kann sich bei Splittmastixasphalt die Zeit bis zum Eingriff um 100 % verlängern und bis zu 70 % in einem Spektrum von 80 - 120 % verkürzen. Hingegen weist der Gussasphalt Verschiebungen des Maßnahmenzeitpunkts um bis zu 50 % im selbigen Intervall auf. Diese Eigenschaft ist auf die degressive Funktionscharakteristik des Spurrinnenverlaufs zurückzuführen, da die maximale Steigungsänderung der Verhaltensfunktionen bei Gussasphalt geringer als bei Splittmastixasphalt ausfällt.

**Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen**

Für diese Variante 1 werden aus den vier prinzipiell möglichen Erhaltungsmaßnahmen (DB, TD, DT, DH, s. auch Tab. 4-3 und Bild 8-13) unter Berücksichtigung der Vorüberlegungen zur Erhaltungsplanung zehn mögliche Erhaltungsstrategien erarbeitet und in dieser Arbeit verwendet (s. Tab. 8-16).

Erhaltungsstrategien	Maßnahmenabfolge
1	DB-TD-DB-E2
2	DB-TD-DT-E2
3	DT-TD-DB-E2
4	DT-TD-DT-E2
5	TD-DT-TD-E2
6	TD-DB-TD-E2
7	TD-TD-DB-E2
8	TD-TD-DT-E2
9	TD-TD-TD-E2
10	DH-TD-DH-E2

Tab. 8-16: Mögliche Erhaltungsstrategien der ausgewählten Erhaltungsmaßnahmen

Mindestens jede zweite Maßnahme der Erhaltungsstrategie betrifft die Binderschicht und mindestens jede vierte löst eine grundhafte Erneuerung aus. Diese Variante zeichnet sich durch eine Vielzahl an Erhaltungsstrategien aus.

Aus diesen zehn Erhaltungsstrategien entstehen deutlich mehr tatsächliche Maßnahmenabfolgen, da der Bewertungszeitraum die Maßnahmenanzahl beschränkt (s. Bild 8-13).

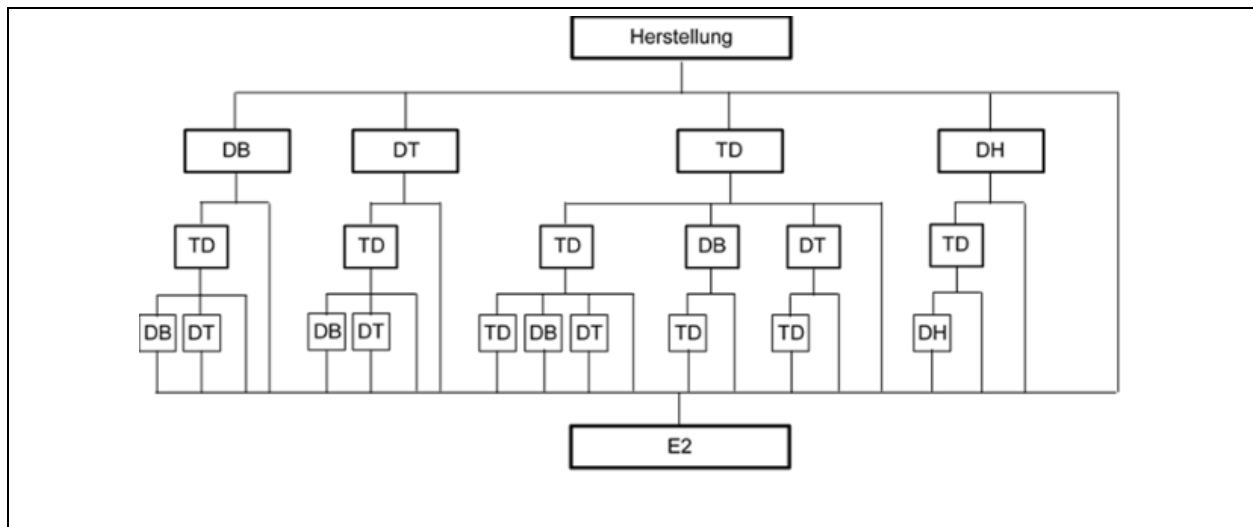


Bild 8-13: Tatsächliche Maßnahmenabfolgen der Erhaltungsmaßnahmen

Die Maßnahmenabfolgen der Erhaltungsmaßnahmen unterscheiden sich in den Auswirkungen auf die Zustandsentwicklung der Spurrinnentiefe.

### Ermittlung der Auswirkungen auf den Straßenzustand

Die Auswirkungen einer Szenario-Änderung auf den Straßenzustand bzw. auf den Spurrinnenverlauf werden in diesem Abschnitt vorgestellt. Beispielhaft werden für den Bauabschnitt 2b die Auswirkungen auf den Straßenzustand durch Änderung der Szenarien „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ und „Abgeminderter SV zw. oATS und uATS“ (Verformungsverhalten mit Triaxial-Versuch bestimmt) durchgeführt (s. Bild 8-14). Das Eingreifkriterium SPTN beträgt in diesem Fall 1,42 cm.

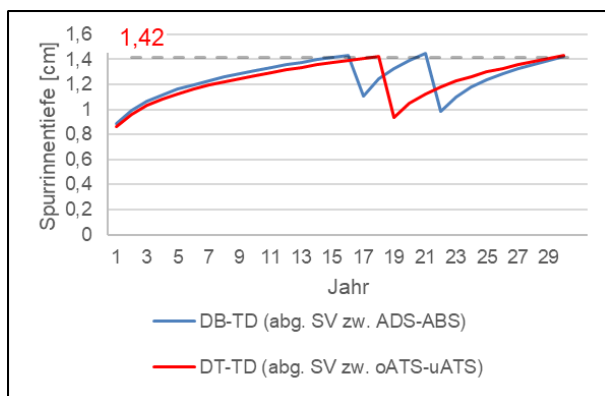


Bild 8-14: Spurrinnenverlauf in Abhängigkeit verschiedener Szenarien

Durch den Wechsel der Szenarien ändert sich der Spurrinnenverlauf bei gleichbleibendem Deckschichtmaterial und löst in Abhängigkeit des Szenarios die erste Maßnahme im Jahr 16 bzw. 18 aus: Zu diesem Zeitpunkt steht eine Vielzahl an möglichen Erhaltungsstrategien zur Verfügung, um das Ende des Bewertungszeitraums (hier 30 Jahre) zu erreichen. Im bautechnischen Sinne zeichnet sich eine optimale Erhaltungsstrategie dadurch aus, dass ein Eingreifzeitpunkt (hier E2-Maßnahme) auf das Ende des Bewertungszeitraums fällt. Zudem muss berücksichtigt werden, dass die Erhaltungsstrategien unterschiedliche Rücksetzwerte sowie Folgefaktoren aufweisen. Der „Dünnschichtbelag“ (DB) hat einen geringeren Rücksetzwert und Folgefaktor als die Erhaltungsmaßnahme „Austausch der Deckschicht im Tiefenbau“ (DT). Das hat im Beispiel zur Folge, dass eine zweite Erhaltungsmaßnahme bei Erhaltungsstrategie DB-TD für das betrachtete Szenario im Jahr 22 benötigt wird. Beim anderen Beispielszenario und geänderter Erhaltungsstrategie DT-TD wird nur eine Maßnahme (DT) ausgelöst, die dann bis zum Ende des Betrachtungszeitraums von hier 30 Jahren zu keiner weiteren Überschreitung des Eingreifkriteriums von SPTN mehr führt.



Für die weitere Betrachtung hinsichtlich der Optimierung der Erhaltungsstrategien ist wichtig, noch mal die Annahme anzumerken, dass beide Erhaltungsstrategien rechnerisch im Jahr 30 eine weitere Maßnahme auslösen würden.

### Optimierung und Auswahl einer Erhaltungsstrategie

Eine Optimierung der Erhaltungsstrategie kann durch Verschiebung des Eingreifzeitpunkts erfolgen. Somit kann zwar eine weitere Maßnahme eingespart werden, jedoch entstehen dabei zusätzliche zustandsbedingte Nutzerkosten.

Für die Auswahl einer Erhaltungsstrategie unter Berücksichtigung der Szenarien bedarf es einer neuen Herangehensweise, da mehrere gleichwertige Ergebnisse für eine bessere Prognosefähigkeit der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung gegeneinander abgewogen werden müssen. Da das eintretende Szenario bei der Berechnung als unbekannt angenommen wird, muss die kostengünstigste Erhaltungsstrategie unter Berücksichtigung der Nutzerkosten bezogen auf alle Szenarien ermittelt werden.

Eine Kostenmittelung über alle Szenarien einer Erhaltungsstrategie ist zwar naheliegend, kann jedoch zu Ergebnisabweichungen führen. Diese Problematik ist darauf zurückzuführen, dass Erhaltungsstrategien nur unter identischen Rahmenbedingungen vergleichbar sind. Eine Übertragung von absoluten Kostenwerten würde die Berücksichtigung zu Gunsten von Ausnahmeszenarien gewichten, obwohl diese die gleiche oder gar eine geringere Eintretenswahrscheinlichkeit wie jedes andere Szenario aufweisen und somit auszuschließen sind.

In diesem Projekt wird eine relative Betrachtungsweise bei der Gegenüberstellung der Szenarien-Ergebnisse gewählt. Diese erfolgt anhand von Referenz-Erhaltungsstrategien und bietet somit die Möglichkeit, einen Vergleich der gewählten mit einer konkreten Erhaltungsstrategie zu ziehen. Die Referenz-Erhaltungsstrategie muss jedoch in jedem Szenario durch das gleiche Kriterium ausgesucht werden, um eine Vergleichbarkeit der prozentualen Abweichungen aller Szenarien zu ermöglichen (s. Bild 8-15).

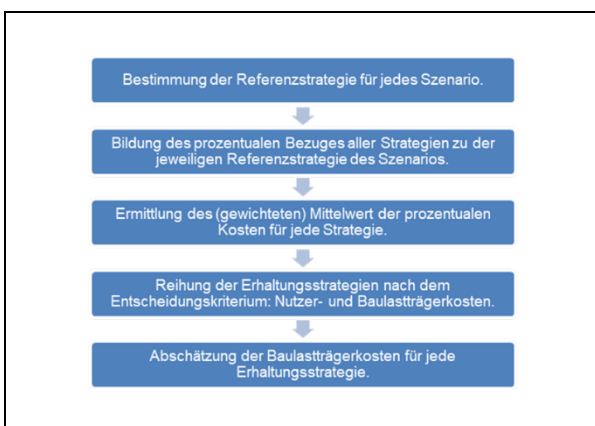


Bild 8-15: Ablaufdiagramm zur Ermittlung des Bauprogramms anhand der Erhaltungsstrategien jedes Szenarios

Die dazu durchgeführten einzelnen Berechnungs- bzw. Auswahlsschritte aus Bild 8-15 sollen im Folgenden erläutert werden.

Zunächst werden für alle Erhaltungsstrategien in Kombination mit den möglichen Szenarien Nutzer- und Baulasträgerkosten berechnet (s. z.B. in Bild 8-24 ff). Daraus wird für jedes Szenario eine Referenz-Erhaltungsstrategie bestimmt, die aus dem Medianwert der Kosten über die betrachteten Szenarien abgeleitet wird. (Schritt 1 in Bild 8-15). Für jedes Szenario werden in Schritt 2 die prozentualen Abweichungen der Baulasträger- und Nutzerkosten jeder Erhaltungsstrategie vom Medianwert (Referenzstrategie) berechnet. Diese prozentualen Abweichungen werden anschließend für jede Erhaltungsstrategie über die betrachteten Szenarien gemittelt (Schritt 3). Bei dieser Mittelung kann eine Gewichtung der Szenarien, z.B. nach Eintretenswahrscheinlichkeit, vorgenommen werden. Anhand der Mittelwerte ist es möglich, diese über verschiedene Szenarien zu vergleichen bzw. eine Reihenfolge der Erhaltungsstrategien zu definieren (Schritt 4). Das erste Entscheidungskriterium sind dabei die Nutzerkosten: Die Erhaltungsstrategie mit der größten prozentualen Kostenreduzierung aus Schritt 4 ist für

das Bauprogramm vorzusehen. Falls zwei Strategien dieselben Nutzerkosten aufweisen, können die Baulastträgerkosten als zweites Entscheidungskriterium hinzugezogen werden.

Im letzten Schritt (Schritt 5) sollen insbesondere Baulastträgerkosten für die jeweiligen Erhaltungsstrategien im Bauprogramm angegeben werden. Diese sind für die Budgetplanung des Straßenbaulastträgers notwendig. Da bei der Szenario-Betrachtung mehrere Kostensätze zu einer Erhaltungsstrategie vorliegen und nur ein Szenario eintreten kann, werden die Baulastträgerkosten des Szenarios mit dem mittleren Kostensatz (Medianwert) angegeben. Dies soll ein erster Ansatz zur Kostenschätzung auf Grundlage einer Szenarien-Betrachtung darstellen und stellt kein Entscheidungskriterium zur Auswahl der geeignetsten Erhaltungsstrategie dar. Es sind grundsätzlich auch andere Vorgehensweisen zur Kostenschätzung denkbar.

Zur Vorgehensweise sollen im Weiteren noch folgende Anmerkungen und Hinweise gemacht werden.

In Schritt 1 wird der Medianwert verwendet, so dass im Ergebnis gegenüber der (gewählten) Referenz-Erhaltungsstrategie (unter Annahme der Gleichgewichtung aller Szenarien) ebenso viele Erhaltungsstrategien mit höheren sowie niedrigeren Kosten vorliegen. Durch die Anwendung des Medians statt des Mittelwerts kann im Folgenden die Referenzstrategie, sprich die Bezugsgröße der prozentualen Abweichungen (in Schritt 2) ermittelt werden.

Die Ergebnisse dieser Arbeit basieren auf der Annahme, dass die betrachteten Szenarien bzw. deren Eintrittswahrscheinlichkeit (in Schritt 3) gleichermaßen gewichtet sind. Für die Prognosefähigkeit weiterer Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen sind Kenntnisse über die Eintrittswahrscheinlichkeiten einzelner Szenarien erstrebenswert. Eine Gewichtung der Inputgrößen müsste daher zu Beginn der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen festgelegt werden und ist mit entsprechenden Unsicherheiten behaftet.

Die dargestellte Verfahrensweise wird sinngemäß auch für die im Folgenden beschriebenen Varianten 2 und 3 verwendet, sofern dies für die jeweiligen Varianten sinnvoll ist in Bezug auf die gewählten (Auslöse-)Parameter für Erhaltungsmaßnahmen.

## **Variante 2 - Ausfallwahrscheinlichkeit**

In dieser Vorgehensweise werden Erhaltungsstrategien nach dem Ausfallkriterium der Ausfallwahrscheinlichkeit (AW) gebildet und ermöglichen im Gegensatz zu Variante 1 die Anwendbarkeit auf alle drei Asphaltabschnitte. Da dieses Kriterium den substanziellen Ausfallzeitpunkt der Befestigung und nicht den Eingreifzeitpunkt nach einer Oberflächeneigenschaft beschreibt, wird in dieser Variante weniger eine Erhaltungsstrategie ermittelt, sondern vielmehr ein grundlegendes Verständnis der Wirkungsweise erarbeitet.

### **Ermittlung des Eingreifzeitpunkts**

Die Ermittlung des Ausfallzeitpunkts nach der AW kann analog zu den Oberflächeneigenschaften in LCD2 erfolgen. Die Schadensentwicklung muss jedoch unabhängig von den Erhaltungsmaßnahmen berechnet werden und bei Erreichen des Ausfallkriteriums eine grundlegende Erneuerung auslösen bzw. die Lebenszyklus-Betrachtung im Sinne von LCD2 beenden. In dieser Variante wird auf eine Bestimmung der Verhaltensparameter verzichtet und vereinfacht der Ausfallzeitpunkt durch eine Begrenzung des Bewertungszeitraums anhand der ermittelten Nutzungsdauern bestimmt.

Weitere Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen werden durch ein variables Ausfallkriterium der Spurrinnentiefe zu einem relativen Zeitpunkt der gesamten technischen Nutzungsdauer in LCD2 ausgelöst. Die Eingreifzeitpunkte richten sich nach RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) und sind abhängig von der entsprechenden Schicht und dem Deckschichtmaterial.

Nach den Vorüberlegungen zur Erhaltungsplanung betrifft die erste Erhaltungsmaßnahme nur die Deckschicht und wird erfahrungsgemäß bei Splittmastixasphalt nach 16 Jahren sowie bei Gussasphalt nach 19 Jahren durchgeführt (FGSV 2001b). Hingegen bezieht sich der Eingreifzeitpunkt der zweiten Erhaltungsmaßnahme auf die Asphaltdeck- sowie Asphaltbinderschicht und kann mit 26 Jahren angesetzt werden (FGSV 2001b). Da die tatsächliche (voraussichtliche) Nutzungsdauer nach FGSV (2001b) 55 Jahre beträgt, wird durchschnittlich die erste Erhaltungsmaßnahme bei Erreichen von 29 % bzw. 35 % und die zweite bei 47 % der Nutzungsdauer ausgelöst (s. Tab. 8-17).

Deckschicht	Anhaltswerte [Jahre] RPE-Str 01 (FGSV 2001b)	Eingreifzeitpunkt relativ
Splittmastixasphalt	16	0,29
Gussasphalt	19	0,35
Asphaltbinder	26	0,47 (~ 0,5*)
Asphalttragschicht	55	Bezugspunkt

\* Der relative Eingriffszeitpunkt sollte aus Gründen der Vielfachheit der Schichten mindestens die halbe Nutzungsdauer aufweisen und wird daher im weiteren Vorgehen leicht vereinfacht mit 50 % angesetzt.

Tab. 8-17: Relative Eingreifzeitpunkte - Variante 2

Anders als bei Variante 1 beziehen sich diese Angaben auf alle Oberflächeneigenschaften und werden nur beispielhaft an der Standardverhaltensfunktion SPT ausgelöst. Zur Verdeutlichung der Vorgehensweise bei Variante 2 dient Bild 8-16.

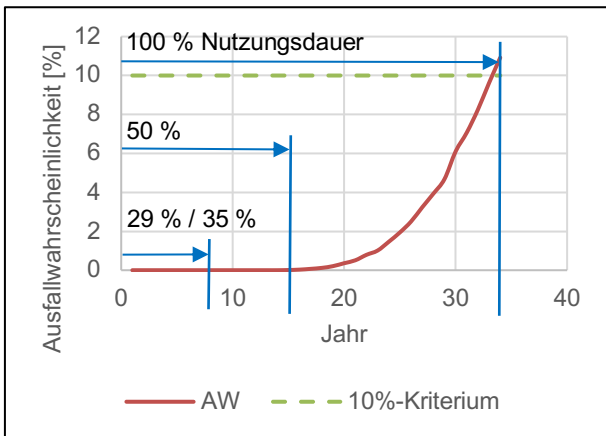


Bild 8-16: Vorgehensweise nach Variante 2

In der obigen beispielhaften Abbildung ist der Eingreifzeitpunkt der Maßnahme abzulesen, jedoch können verschiedene Erhaltungsmaßnahmen zum ersten Eingreifzeitpunkt gewählt werden.

**Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen**

Aus Gründen der Prognosesicherheit wird der Bewertungszeitraum bzw. die Betrachtung auf die halbe Nutzungsdauer begrenzt. Dieser Ansatz ist aus der Sicht der Erhaltungsstrategie vertretbar, da nach Auslösen der E1-Maßnahme (Deck- und Binderschicht) eine daran anschließende Betrachtung der Erhaltungsstrategie für den zweiten Teil der theoretischen Nutzungsdauer erfolgen kann. Zudem ist das Auslösen von Maßnahmen oberhalb von 30 Jahren softwaretechnisch nicht vorgesehen.

Dadurch dass der Bewertungszeitraum bis zur E1-Maßnahme angesetzt wird, können nur vier mögliche Erhaltungsstrategien auf Grundlage der vier gegebenen Erhaltungsmaßnahmen entwickelt werden. Diese sind der Tab. 8-18 zu entnehmen.

Erhaltungsstrategien	Maßnahmenabfolge
1	DB-E1
2	DT-E1
3	TD-E1
4	DH-E1

Tab. 8-18: Mögliche Erhaltungsstrategien der Variante 2

Da die Eingreifzeitpunkte relativ bestimmt werden und die Maßnahmen keine Auswirkungen auf die Ausfallwahrscheinlichkeit haben, sind bei einem Szenario-Wechsel keine Änderungen der zu priorisierenden Erhaltungsstrategie zu erwarten.

## Ermittlung der Auswirkungen auf den Straßenzustand

Die Auswirkungen der Szenarien auf den Straßenzustand sind aus Bild 8-17 abzuleiten und sind beispielhaft für das Szenario „Abgeminderter SV zw. ABS und oATS“ von Abschnitt 2a dargestellt. Da sich der Eingreifzeitpunkt allein aus der prozentualen Nutzungsdauer ableitet und diese sich je Szenario unterscheidet, variiert die Spurrinnentiefe, bei der eingegriffen wird. Dabei muss beachtet werden, dass bei Wechsel des Deckschichtmaterials die Verhaltensfunktion des Ausfallkriteriums SPT variiert.

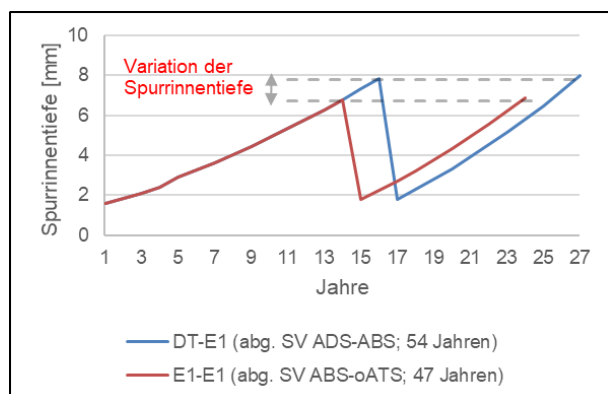


Bild 8-17: Auswirkungen der Szenarien auf den Straßenzustand - Variante 2

Im bautechnischen Sinne zeichnet sich eine optimale Erhaltungsstrategie dadurch aus, dass das Ende des Bewertungszeitraums gleich dem zweiten Eingreifzeitpunkt ist. Das bedeutet, dass der Schadensfortschritt der Spurrinnentiefe und der diesbezügliche Eingriffszeitpunkt im Hinblick auf die Nutzungsdauer abgestimmt wurde. In diesem Fallbeispiel ist der Austausch der Deckschicht im Tiefeinbau/Hocheinbau (I2 bzw. DB, DT oder DH) oder der Austausch der gesamten Asphaltdecke (E1) aus Straßenzustandsgründen denkbar.

Falls aufgrund der Oberflächeneigenschaft eine zweite Maßnahme innerhalb dieses Zeitraums zwischen Deckschicht- und Binderschichtmaßnahme ausgelöst wird, muss die Binderschichtmaßnahme bzw. das Ende des Bewertungszeitraums vorgezogen werden und es kommt zu einer Verkürzung der Nutzungsdauer. Folglich muss die Erhaltungsstrategie in Abhängigkeit der Oberflächeneigenschaft auf die Ausfallwahrscheinlichkeit abgestimmt und bei der Dimensionierung berücksichtigt werden, um aus technischer Sicht ein optimales Ergebnis zu erreichen.

## Optimierung und Auswahl einer Erhaltungsstrategie

Eine Optimierung der Erhaltungsstrategie kann durch Verschiebung des Eingreifzeitpunkts erfolgen, um eine weitere Maßnahme einzusparen bzw. um eine Erhaltung der prognostizierten Nutzungsdauer sicherzustellen. Bei einer Optimierung entstehen zusätzliche zustandsbedingte Nutzerkosten.

Die Ergebnisse dieser Variante basieren auf der Annahme, dass die betrachteten Szenarien gleichermaßen gewichtet sind und auch bei Bedarf, wie bei Variante 1 vorgestellt, anders gewichtet werden können. Da die Maßnahmenabfolge in den Grundzügen durch die Systematik der Variante vorgegeben wird, ist insbesondere die Einflussnahme der Szenarien auf die Nutzungsdauer bzw. auf die Kosten der jeweiligen Abschnitte interessant. Um einen Kostenvergleich zu ermöglichen, müssen aufgrund der unterschiedlichen Nutzungsdauern Kosten pro Jahr und nicht mehr eines festgelegten Bewertungszeitraums berechnet werden.

## Variante 3 - Ausfallwahrscheinlichkeit und Spurrinnentiefe

Die Variante 3 stellt eine systematische Erhaltungsplanung in Abhängigkeit der Eingreif- bzw. Ausfallkriterien SPTN und AW dar, welche auf den Erkenntnissen der vorherigen Varianten basiert. Insbesondere die Szenario-Betrachtung verdeutlicht die Wechselwirkung zwischen den Schäden bezüglich Spurbildung auf der einer Seite und der strukturellen Substanz auf der anderen Seite und führt folglich zu Veränderungen im bautechnischen sowie im wirtschaftlichen Sinne. Voraussetzung für die Zusammenführung beider Varianten 1 und 2 ist die Kombination der jeweiligen Szenarien (s. Tab. 8-19).

Szenarien	SPTN	AW
1	Voller SV**	Voller SV
2	Ungealtert*	
3	Gealtert*	
4	Abg. SV zw. ADS-ABS	
5	Abg. SV zw. ABS-oATS	
6	Abg. SV zw. oATS-uATS	
7	Vollsperrung	
8	Umleitung	
9	Erhöhung Verkehrsstärke	
10	Klima	Voller SV

\* Nur für DSV-Versuchsergebnisse

\*\* Nur für Triaxial-Versuchsergebnisse

Tab. 8-19: Kombinierte Szenarien der AW und SPTN – Variante 3

Die Anzahl der Szenarien-Kombinationen von Ausfallwahrscheinlichkeit AW und der Spurrinnentiefe SPTN variiert für jeden Abschnitt (1, 2a oder 2b) und dem Versuch (DSV- oder Triaxial).

### Ermittlung des Eingreifzeitpunkts

Die Ermittlung der Eingreifzeitpunkte erfolgt in Abhängigkeit der beiden Eingreif- bzw. Ausfallkriterien (s. Bild 8-18).

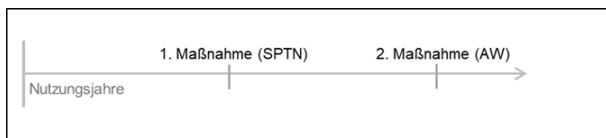


Bild 8-18: Schema zur Ermittlung des Eingreifzeitpunkts

Die erste Erhaltungsmaßnahme wird durch ein konstantes Eingreifkriterium der SPTN, wie in Variante 1, und die zweite Erhaltungsmaßnahme bzw. das Ende des Bewertungszeitraums wird nach Erreichen der halben Nutzungsdauer in Abhängigkeit des Ausfallkriteriums AW, wie in Variante 2, festgelegt. Das bedeutet, dass die SPTN-Eingreifzeitpunkte von Variante 1 und die AW-Eingreifzeitpunkte von Variante 2 für jedes Szenario übernommen werden können.

Aus Gründen der Prognosesicherheit wird der Bewertungszeitraum auf die halbe Nutzungsdauer begrenzt. Dieser Ansatz ist aus der Sicht der Erhaltungsstrategie vertretbar, da nach Auslösen der E1-Maßnahme eine anschließende Betrachtung bzw. Neujustierung der Erhaltungsstrategie erfolgen kann, was auch aus praktischen Erwägungen sinnvoll erscheint.

### Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen

Bei dieser Vorgehensweise können, wie bei Variante 2, vier Erhaltungsstrategien in Betrachtung gezogen werden (s. Tab. 8-18).

Da die Erhaltungsmaßnahme maßgeblichen Einfluss auf den Spurrinnenverlauf des Eingreifkriteriums SPTN hat, ist in Abhängigkeit des Szenarios ein Wechsel der wirtschaftlichsten Erhaltungsstrategie zu erwarten.

## Ermittlung der Auswirkungen auf den Straßenzustand

Bild 8-19 stellt beispielhaft die Auswirkungen des Szenarien-Wechsels „Abgeminderter SV zw. ABS und oATS“ und „Erhöhung der Verkehrsstärke“ auf den Straßenzustand, die Eingriffszeitpunkte und somit auch die Wahl einer geeigneten Erhaltungsstrategie dar.

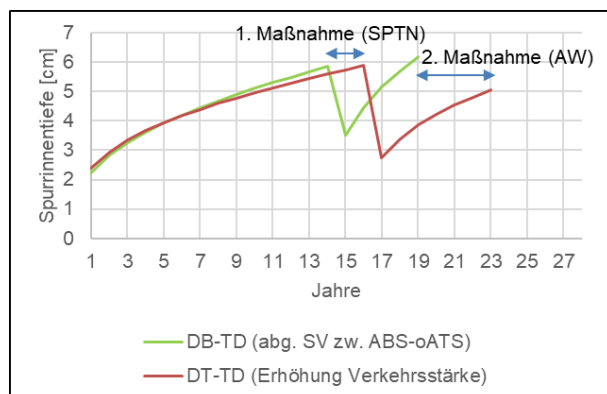


Bild 8-19: Wirkungsweise der Vorgehensweise nach dem Ausfallkriterium AW

Im bautechnischen Sinne zeichnet sich eine optimale Erhaltungsstrategie dadurch aus, dass der zweite Eingreifzeitpunkt nicht nur nach AW, sondern auch nach SPTN auslösen würde. Das bedeutet, dass die Maßnahmen bezüglich der Spurbildung optimal auf die Nutzungsdauer der strukturellen Substanz abgestimmt werden sollte. Dem Beispiel in der obigen Abbildung ist zu entnehmen, dass beim Szenario „Erhöhung Verkehrsstärke“ (rote Linie) die Maßnahmenabfolge DT-TD zwar einen hohen Nutzen hinsichtlich des Spurrinnenverlaufs im Bewertungszeitraum aufweist, jedoch deutlich vor Erreichen des Eingreifkriteriums SPTN durch eine E1-Maßnahme erneuert werden müsste.

Falls aufgrund der Spurbildung eine zweite Maßnahme innerhalb dieses Zeitraums zwischen Deckschicht- und Binderschichtmaßnahme (bzw. erster und zweiter Maßnahme nach Bild 8-18) ausgelöst wird, muss die Binderschichtmaßnahme bzw. das Ende des Bewertungszeitraums vorgezogen werden und es kommt zu einer Verkürzung der Nutzungszeitraums (grüne Linie); die technisch mögliche Nutzungsdauer wird demnach nicht voll ausgenutzt. Folglich muss die Erhaltungsstrategie in Abhängigkeit der Spurbildung auf die Ausfallwahrscheinlichkeit abgestimmt und bei der Dimensionierung berücksichtigt werden, um einen hohen Wirkungsgrad im technischen Sinn zu erlangen.

Besonders die Szenarien-Betrachtung verdeutlicht, dass aufgrund der Wechselwirkung der beiden Eingreif- und Ausfallkriterien das Ergebnis deutlich komplexer als bei den vorherigen Varianten 1 und 2 ausfällt und ohne Simulation des Lebenszyklus nicht abschätzbar ist. Demzufolge muss die gewählte Erhaltungsstrategie nicht nur in einem Szenario, sondern in allen betrachteten Szenarien die Nutzungsdauer sicherstellen. Es kann bspw. der Fall eintreten, dass bei einer moderaten Spurbildung SPTN sowie stark reduzierter Nutzungsdauer durch AW der erste Eingreifzeitpunkt gleich dem zweiten entspricht und somit auf die Deckschichtmaßnahme (erste Maßnahme nach Bild 8-18) verzichtet werden kann.

## Optimierung und Auswahl einer Erhaltungsstrategie

Eine Optimierung der Erhaltungsstrategie hat durch die Verschiebung des Eingreifzeitpunkts das Ziel, Kosten einzusparen oder die prognostizierte Nutzungsdauer ohne zusätzliche Maßnahme zu erreichen. Dieser Vorgang ruft zustandsbedingte Nutzerkosten hervor.

Für die Auswahl einer Erhaltungsstrategie werden die Kriterien der vorherigen Varianten zusammengeführt: Eine Erhaltungsstrategie muss, wie in Variante 1 unter Berücksichtigung der Gewichtung szenarioübergreifend und, wie in Variante 2, lebenszyklusunabhängig die besten Kostenverhältnisse pro Jahr des jeweiligen Abschnitts aufweisen.

## 8.6.2 Betonbefestigungen

### Ermittlung des Eingreifzeitpunkts

Die Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen bei Betonbefestigungen erfolgen in LCD2 über feste Erhaltungsintervalle, da keine ausreichend quantifizierbaren Eingreiffkriterien für Instandsetzungsmaßnahmen ausgehend von der Betonplattenausfallrate (BPA) vorliegen.

In dieser Vorgehensweise erfolgt das Auslösen von Maßnahmen daher nicht direkt über das Ausfallkriterium BPA. Zudem müsste eine umfangreiche Auswertung von Kosten einzelner Platten durchgeführt und Erkenntnisse über Instandhaltungsintervalle gesammelt werden, um die Höhe des Ausfallkriteriums der unterschiedlichen Maßnahmen in Abhängigkeit der Hazardfunktion abzuschätzen. Die Eingreifzeitpunkte über den Lebenszyklus, dessen Länge wiederum durch die BPA bestimmt wird, werden daher sinnvoll anhand der Literatur hergeleitet und richten sich somit nach den beiden Maßnahmenarten „Fugenpflege“ (BF) und „Erneuerung einzelner Platten“ (BE) wie im Folgenden dargestellt:

### Fugenpflege (BF)

Da die Fugenabdichtung zum aktuellen Stand der Technik nicht in der ZEB systematisch erfasst wird und bei betrieblichen Kontrollen keine Auffälligkeiten aufweist, wird die „Fugenpflege“ in der Praxis häufig nicht im ausreichenden Maß durchgeführt. Fugenfüllungen, deren abdichtende Wirkung nicht mehr gegeben ist, sollten ersetzt werden (FGSV 2015b). Die Literatur sieht bei der Erhaltungsmaßnahme „Fugenpflege“ ein Zehn-Jahres-Erhaltungsintervall vor und wird unabhängig vom Straßenzustand durchgeführt (MAERSCHALK et al. 2017)

### Erneuerung einzelner Platten (BE)

Die RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) sieht für die Instandhaltung und -setzung an Betonbefestigungen zwei Maßnahmen vor: Das „Heben einzelner Platten“ und die „Erneuerung einzelner Platten“. Unter der Annahme, dass zukünftig aufgrund von Neuerungen in der Betonbauweise kein Einsatz der Erhaltungsmaßnahme „Heben einzelner Platten“ mehr zu erwarten ist, wird in den betrachteten Erhaltungsstrategien anstelle der Maßnahme „Heben einzelner Platten“ ein weiteres Mal die Maßnahme „Erneuerung einzelner Platten“ angesetzt. Dieses Vorgehen hat insbesondere den Vorteil, den exponentiellen Charakter der Hazardfunktion genauer abzubilden. Da die Bedarfsprognose den Eingreifzeitpunkt der genannten Instandhaltungsmaßnahmen bei Betonbefestigungen schon ab dem 16. Liegejahr (MAERSCHALK et al. 2017) beschreibt, soll der erste Eingreifzeitpunkt (1. BE nach Tab. 8-20) der Maßnahme „Erneuerung einzelner Platten“ unter Annahme einer durchschnittlichen Nutzungsdauer einer Betondecke von 26 Jahren (FGSV 2001b) bei Erreichen von 50 % der Nutzungsdauer auslösen. Der zweite Eingreifzeitpunkt der Maßnahme „Erneuerung einzelner Platten“ wird durch Rückrechnung der Wirksamkeitsdauer (8 Jahre) nach Tab. A 10.1 und Tab. A 11.1 der RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) ebenfalls vom durchschnittlichen Alter einer Betondecke ermittelt. Dementsprechend darf der zweite Eingreifzeitpunkt (2. BE) frühestens ca. 30 % vor Nutzungsende durchgeführt werden, um deterministisch gerechnet einen weiteren Plattenausfall bzw. Eingreifzeitpunkt zu vermeiden und wird daher bei Erreichen von 75 % der Nutzungsdauer angesetzt.

Eine Übersicht über die Eingreiffkriterien aller Maßnahmen gibt die Tab. 8-20.

Maßnahme	Eingreif- bzw. Ausfallzeitpunkt
BF	Zehnjährlich
1. BE	50 % Nutzungsdauer
2. BE	75 % Nutzungsdauer
Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer	10 % BPA
Ende der technischen Nutzungsdauer	20 % BPA

Tab. 8-20: Eingreifzeitpunkt der Erhaltungsmaßnahmen bei AKR-Schädigung

Das Ausfallkriterium BPA wird zur Bestimmung der Nutzungsdauer benutzt und bestimmt so auch die Zeitpunkte der Instandsetzungsmaßnahmen. Zusätzlich zur obigen Tabelle werden durch Bild 8-20 die Eingreifzeitpunkte in Abhängigkeit der Nutzungsdauer verdeutlicht.

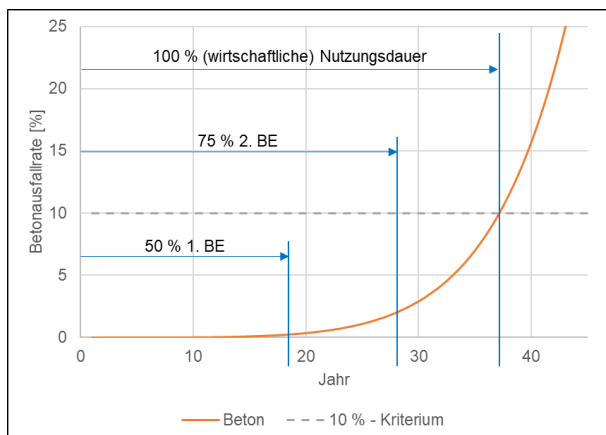


Bild 8-20: Erhaltungsstrategie in Abhängigkeit der Nutzungsdauer bei Betonbefestigungen

Da die Erhaltungsmaßnahmen in Abhängigkeit der Nutzungsdauer ermittelt werden, kann keine Optimierung durchgeführt werden.

### 8.6.3 AKR-geschädigte Betonbefestigungen

#### Ermittlung des Eingreifzeitpunkts

Im Folgenden werden die Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen an Betonbefestigung bei einer AKR-Schädigung festgelegt. Diese erfolgen nach unterschiedlichen Kriterien (s. Bild 8-21).

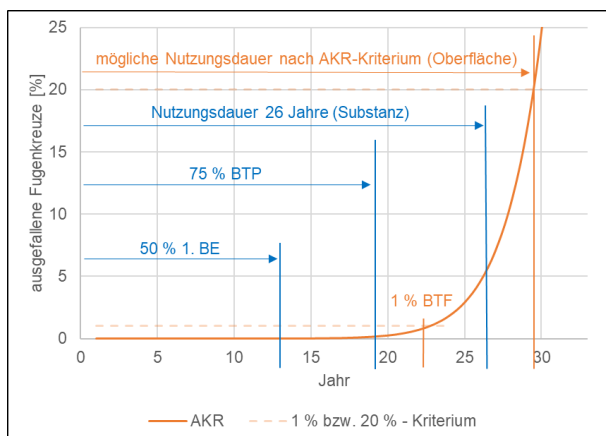


Bild 8-21: Eingreifzeitpunkte in Abhängigkeit der Nutzungsdauern

Die Eingreifzeitpunkte der Maßnahmen sind entweder von der AKR-Verhaltensfunktion oder von der durchschnittlichen Nutzungsdauer von Betondecken nach RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) bzw. dem Vorgehen nach Abschnitt 8.6.2 abhängig. Die Fugenpflege wird wie bei Abschnitt 8.6.2 in einem Erhaltungsintervall von 10 Jahren durchgeführt (MAERSCHALK et al. 2017). Bei vorliegender Schadenskategorie I oder höher wird die Durchführung aus wirtschaftlichen Gründen als nicht mehr notwendig bzw. sinnvoll angenommen.

Die beiden Erhaltungsmaßnahmen „Heben einzelner Platten“ und „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ (BTP) werden analog zu der Herangehensweise bei Betonbefestigungen in Abhängigkeit der Nutzungsdauer ausgeführt (s. Abschnitt 8.6.2). Die erste dienszügliche Maßnahme ist bei 50 % und letztere bei 75 % der Nutzungsdauer anzusetzen (s. Bild 8-21, blaue Markierungen).



Im Gegensatz zu diesen substanzbezogenen Erhaltungsmaßnahmen ist die Maßnahmenart „Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz“ (BTF) von dem oberflächlichen Schadensbild nach der AKR-Verhaltensfunktion abhängig (s. Bild 8-21, orange Markierungen). Die maximale Nutzungsdauer wird dabei durch eine Menge von 20 % ausgefallener Fugenkreuze bestimmt (s. Abschnitt 8.5). Das Eingreifkriterium wurde jedoch auf 1 % vorgezogen, damit auch nach Optimierung die Gewichtung und ausreichende Berücksichtigung des Schadensbilds gewährleistet ist.

Der Nachteil bei dieser Vorgehensweise ist, dass das Auslösen von Maßnahmen über Ausfallkriterien in LCD2 zur Rücksetzung der AKR-Verhaltensfunktion führt. Somit kann keine weitere Maßnahme über dieses Kriterium ausgeführt werden. Eine softwaretechnische Umsetzung würde die Möglichkeit bieten, dass die Schadensentwicklung in LCD2 unabhängig von den Erhaltungsmaßnahmen berechnet wird und bei Erreichen des Ausfallkriteriums eine grundlegende Erneuerung auslöst bzw. den Lebenszyklus der Straßenbefestigung beendet.

Ein Überblick über die Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen bei AKR-geschädigter Betonfahrbahn ist Tab. 8-21 zu entnehmen.

Maßnahme	Eingreifzeitpunkt
BF	Zehnjährlich
1. BE	50 % Nutzungsdauer
BTP	75 % Nutzungsdauer
BTF	AKR-Eingreifkriterium: 1 %
Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer	AKR-Eingreifkriterium: 20 %

Tab. 8-21: Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen - AKR

Das Ende der wirtschaftlichen Nutzungsdauer liegt bei einer Rate von 20 % ausgefallenen Fugenkreuzen (s. Abschnitt 8.5).

### Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen

Die Auswahl geeigneter Erhaltungsmaßnahmen beschränkt sich neben der „Fugenpflege“ und der „Erneuerung einzelner Platten“ auf AKR-verzögernde und nicht-verzögernde Maßnahmen.

In der Tab. 8-22 werden alle Erhaltungsmaßnahmen bei AKR-geschädigten Betonbefestigungen, welche in LCD2 und somit bei den Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen berücksichtigt wurden, aufgelistet:

Kategorie	Code	Maßnahmenart	Dicke
U	BHY	Hydrophobierung	-
U	BTF	Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz	-
U	BTP	Bituminöser Teilersatz - ganze Platte	-
I2	ADW	Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt (Hocheinbau)	4 cm
E1 bzw. I2	ADB	Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht mit Abfräsen des Oberbetons	12 cm

Tab. 8-22: Ergänzender Maßnahmenkatalog - AKR

Nicht-verzögernde Maßnahmen sind Erhaltungsmaßnahmen, die durch Schäden an den Betonplatten zwingend durchzuführen sind. Zu diesen gehören die Maßnahmen „Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz“ (BTF) und „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ (BTP). Diese werden im Gegensatz zu den Maßnahmen bei Betonbefestigungen im Neubau größtenteils in Asphalt durchgeführt, da neben der Wiederherstellung des Gebrauchszustands insbesondere Asphalt eine hohe Reparaturleistung erzielt.

Bei frühzeitiger AKR-Schadensdiagnose können AKR-verzögernde Maßnahmen eingeleitet werden, um den prognostizierten Ausfallzeitpunkt zu verschieben. Hierzu wurden in Anlehnung an die „Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton“ (FGSV 2017b, Entwurf) drei Maßnahmen (BHY, ADW und ADB) zur Erhaltung von AKR-geschädigten Betonfahrbahnen ausgewählt.

Aus diesen möglichen Erhaltungsmaßnahmen können hinsichtlich der Maßnahmenart sowie -folge unterschiedliche Erhaltungsstrategien abgeleitet werden. Es müssen jedoch aufgrund der Schadenskategorien unzulässige Maßnahmenabfolgen ausgeschlossen werden. Die Durchführung der

Maßnahmen ist vom Schadensfortschritt des AKR-Schadensmechanismus abhängig: Für die Durchführung der „Hydrophobierung“ dürfen keine Risse an der Straßenoberfläche vorzufinden sein, eine Deckschicht (ADW) darf bis zu einer Schadenskategorie I bzw. II eingesetzt werden und ein wirtschaftlicher Einbau einer Asphaltdecke (ADB) ist bei den Schadenskategorien II und III gegeben. Unter diesen Randbedingungen ergeben sich sieben mögliche Erhaltungsstrategien für AKR-geschädigte Betonbefestigungen (s. Tab. 8-23).

Erhaltungsstrategie	Maßnahmenabfolge	Anmerkung
1	BTF	„Ohne Maßnahme“-Fall
2	BD	„Frühzeitiger Ausbau“
3	BTF-ADB	„Maximal“-Fall
4	ADW	
5	BHY-BTF	
6	BHY-ADW	
7	BHY-BTF-ADB	

Tab. 8-23: Mögliche Erhaltungsstrategien - AKR

Im „Ohne Maßnahme“-Fall endet die wirtschaftliche Nutzungsdauer ohne den Einsatz einer verzögernden Maßnahme bei Erreichen des Ausfallkriteriums „AKR“ bzw. der dadurch errechneten Nutzungsdauer. Der „frühzeitige Ausbau“ sieht vor, die Betondecke bei Schadensdiagnose, ohne die darunter liegenden Tragschichten, direkt frühzeitig zu erneuern. Das beruht auf der Annahme, dass zwar der Schadensprozess durch den Austausch der Betondecke aufgehalten wird, langfristig jedoch nur eine grundhafte Erneuerung im Tiefenbau sinnvoll ist (MARQUORDT 2014). Es ist jedoch davon auszugehen, dass in der Regel die in diesem Sinn neu gebaute Betondecke weit über die hier zugrunde gelegte Mindestwirksamkeitsdauer standhält und der gesamte Oberbau dementsprechend deutlich später erst ausgetauscht werden muss.

Da eine grundhafte Erneuerung aufgrund der erforderlichen Planungszeit in der Praxis nicht sofort umsetzbar ist, wird hierbei ein längerer Vorlauf benötigt. Um diesen zu gewährleisten, wird in den Erhaltungsstrategien 3 bis 7 „(Maximal“-Fall) anstelle der tatsächlichen Nutzungsdauer ein ausreichender Bewertungszeitraum angelegt. Dieser soll jedoch nicht die substanzbedingte Nutzungsdauer des Betons überschreiten. Da zum aktuellen Stand der Wissenschaft keine Möglichkeit zur Bewertung der strukturellen Substanz AKR-geschädigter Betonbefestigungen vorliegt, wird für den Bewertungszeitraum 26 Jahre angenommen (s. auch Tab. 8-26). Dies entspricht der durchschnittlichen Nutzungsdauer von Betondecken an Bundesautobahnen nach RPE-Stra 01 (FGSV 2001b).

### Ermittlung der Auswirkungen auf den Straßenzustand

Die AKR-Erhaltungsmaßnahmen haben unterschiedliche Auswirkungen auf den Straßenzustand: Die Maßnahmen „Bituminöser Teilersatz - Fugenkreuz“ und „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ werden eingesetzt, um den Gebrauchszustand der Betonbefestigung wiederherzustellen. Diese Maßnahmen stellen jedoch keine langfristige Lösung der Schadensbehebung bzw. -verzögerung dar, da durch den eingebauten Asphalt die Ausdehnung der Betonplatten im Fugenbereich eingeschränkt wird. Aus diesem Grund wird an unbeschädigten Betonbefestigungen empfohlen, Entspannungsraumfugen einzubringen oder die Asphaltplomben vor der nächsten Hitzeperiode in Betonbauweise zu ersetzen (FGSV 2015b). Da die Auswirkungen der „Asphaltplomben“ nicht ausreichend quantifiziert sind, werden diese in LCD2 über feste Erhaltungsintervalle berücksichtigt.

Die Auswirkungen der verzögernden Maßnahmen „Hydrophobierung“ (BHY), „Asphaltdeckschicht aus Walzasphalt“ (ADW) und „Asphaltdeck- und Asphaltbinderschicht“ (ADB) orientieren sich an den gesammelten Erfahrungswerten des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg seit 2008 (s. Tab. 8-3). Diese Angaben lassen eine Abschätzung der verbleibenden Nutzungszeiten zu. Im weiteren Vorgehen werden die enthaltenen Mindestplanungsgrößen zur Abschätzung der Wirkungsdauern einzelner Erhaltungsmaßnahmen angenommen (s. Tab. 8-24).

Maßnahme	Wirkungsweise der Maßnahme
Hydrophobierung	Verschiebung der AKR-Funktion um 5 Jahre
Deckschicht Asphalt	Verschiebung der AKR-Funktion um 8 Jahre
Decke Asphalt	Verschiebung der AKR-Funktion um 10 Jahre

Tab. 8-24: Mögliche Erhaltungsstrategien bei AKR-Schädigung

Die Berücksichtigung verzögernder Maßnahmen ist in LCD2 nicht vorgesehen. Aus diesem Grund muss bei Verlängerung der Nutzungsdauer bspw. durch den Einsatz einer „Hydrophobierung“ eine Anpassung der Potenzfunktion oder die Anpassung des Kriteriums erfolgen.

Im „Ohne Maßnahmen“-Fall können die AKR-Verhaltensfunktionen der jeweiligen Streckenabschnitte aus Abschnitt 8.5 entnommen werden. Durch Übertragung der Funktionsparameter können Maßnahmen für die Wirtschaftlichkeitsberechnung in LCD2 ausgelöst werden.

**Optimierung und Auswahl einer Erhaltungsstrategie**

In diesem letzten Schritt der systematischen Erhaltungsplanung an AKR-geschädigten Betonbefestigungen wird zur Überbrückung des Zeitraums bis zur grundhaften Erneuerung (u.a. Planungsvorlauf) die kostengünstigste Erhaltungsstrategie zur Erreichung des Erhaltungszeitpunkts ausgewählt. Sie ist somit maßgeblich vom Zeitpunkt der AKR-Diagnose und vom Schadensfortschritt abhängig.

Die Optimierung der Erhaltungsstrategien besteht darin, dass die verzögernden Maßnahmen nicht durch ein Ausfallkriterium ausgelöst, sondern durch Rückrechnung der Wirksamkeitsdauern ermittelt werden und somit zu einem rückgerechneten Zeitpunkt greifen (s. Bild 8-22)

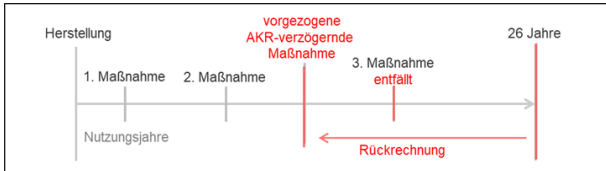


Bild 8-22: Veranschaulichung der Optimierungsmethodik

Durch dieses vorzeitige Eingreifen unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer kann geprüft werden, ob anfallende Kosten hinsichtlich der Baulasträger- und Nutzerkosten über den verkürzten Lebenszyklus minimiert werden können.

Nach Optimierung der Erhaltungsstrategien muss bei der Erstellung des Bauprogramms der Diagnosezeitpunkt beachtet werden: Je früher der Schadensfall erkannt wird, desto mehr Erhaltungsstrategien können aufgrund der höheren Anzahl an AKR-verzögernden Maßnahmen zur Aufrechterhaltung der Verkehrskapazität eingesetzt werden (s. Tab. 8-25).

Zeitpunkt der AKR-Diagnose	Zustand	Mögliche Erhaltungsstrategie	Mögliche AKR-verzögernde Maßnahmen
Herstellung	Neubauzustand	1, 2, 3, 4, 5, 6 und 7	BD*, BHY, ADW, ADB
SK 0	Keine Risse	3, 4, 5, 6 und 7	BHY, ADW, ADB
SK I/II	Bis zu „AKR“-Kriterium 1 %	3 und 4	ADW, ADB
SK II/III	Bis zu „AKR“-Kriterium 20 %	3	ADB

\* Der Austausch der Betondecke ist keine AKR-verzögernde Maßnahme, sondern beendet mit sofortiger Wirkung den AKR-Schadensverlauf an der Oberfläche der Betondecke.

Tab. 8-25: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm

Die Zeitpunkte der AKR-Diagnose werden teilweise in Übergangs- bzw. Zwischenzustände ausgedrückt, da nach FGSV (2017b, Entwurf) in Schadenskategorie II beide Überbauungsarten durchführbar sind und eine eindeutige Abgrenzung im Hinblick auf das weitere Vorgehen benötigt wird.

Um die Vorgehensweise bei der Auswahl und Optimierung der Erhaltungsstrategien zu verdeutlichen, ist die Betrachtung eines konkreten Beispiels, hier am Abschnitt 2b mit prognostizierten 21 Jahren Nutzungsdauer (s. Abschnitt 8.5), zweckmäßig (s. Tab. 8-26).

Erhaltungsstrategie	AKR-Maßnahmen	tatsächliche Maßnahmen	Maßnahmenjahr
1	BTF	BF-BH-BTF-BTP-E2	10-13-15-19-21
2	BD	BF-BH-BD	10-13-15
3	BTF-ADB	BF-BH-BTF-BTP-ADB-E2	10-13-15-19-21-26
3 opt.	opt.	BF-BH-ADB-E2	10-13-15-26
4	ADW	BF-BH-ADW-E2	10-13-15-22
4.opt.	opt.	BF-BH-ADW-E2	Nicht zulässig.
5	BHY-BTF	BF-BHY-BH-BTF-BTP-E2	10-11-13-19-20-26
6	BHY-ADW	BF-BHY-BH-BTP-ADW-E2	10-11-13-19-20-26
6 opt.	opt.	BF-BHY-BH-ADW-E2	10-11-13-18-26
7	BHY-BTF-ADB	BF-BHY-BH-BTF-BTP-E2	10-11-13-19-20-26
7 opt.	opt.	BF-BHY-BH-ADB-E2	10-11-13-16-26

Tab. 8-26: Auswahl und Optimierung am Beispiel des Abschnitts 2b - AKR

Um die jeweiligen Erhaltungsstrategien im Bauprogramm berücksichtigen zu können, muss der Eingreifzeitpunkt der E2- bzw. BD-Maßnahme mindestens dem Bewertungszeitraum von 26 Jahre entsprechen. Folglich können in diesem Anwendungsbeispiel die Erhaltungsstrategien 1, 2 und 4 nicht im Bauprogramm berücksichtigt werden.

Die optimierte Erhaltungsstrategie 4 ist im Umkehrschluss nicht zulässig, da zu dem vom Ende des Bewertungszeitraums zurückgerechneten möglichen Eingreifzeitpunkt bereits ein höheres Schadensbild (SK II/III anstelle SK I/II) vorliegt. Die Erhaltungsstrategie 7 entspricht der Erhaltungsstrategie 5, da die Maßnahme ADB erst außerhalb des Bewertungszeitraums auslösen würde.

Für den beispielhaften Abschnitt 2b ist eine Optimierung der Erhaltungsstrategien 3, 6 und 7 zulässig bzw. möglich. Durch das Vorziehen der Maßnahme ADB entfallen beispielsweise in der Erhaltungsstrategie 3 die Maßnahmen BTF und BTP. Das bedeutet, dass zwar durch die zusätzliche Maßnahme ADB Baulastträgerkosten entstehen, jedoch durch den Wegfall zweier nicht-verzögernder Erhaltungsmaßnahmen Baulastträger- und insbesondere Nutzerkosten eingespart werden. Falls die eingesparten Nutzerkosten geringer als die zusätzlich aufzubringenden Kosten sind, kann eine Optimierung der Erhaltungsstrategie auch zur Erhöhung der Kosten führen.

Nach Optimierung der Erhaltungsstrategie muss eine Gegenüberstellung der Kosten unter Nutzer- und Baulastträgerkosten erfolgen, um die kostengünstigste Erhaltungsstrategie auszuwählen (s. Bild 8-23).

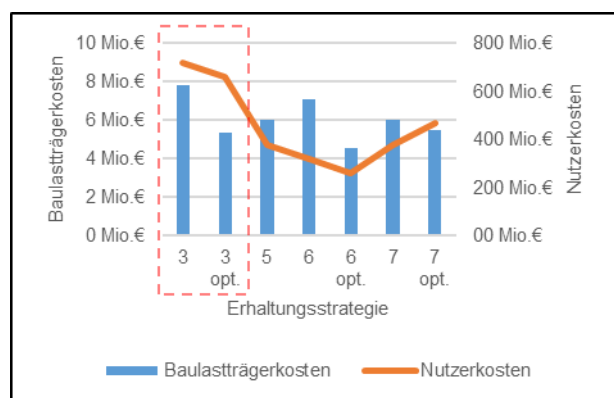


Bild 8-23: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das Bauprogramm am Beispiel des Abschnitts 2b

Nach dem ersten Entscheidungskriterium der Nutzerkosten ist eindeutig, dass die Erhaltungsstrategie 6 im optimierten Zustand die geringsten Nutzerkosten aufweist und somit bei frühzeitiger Schadensdiagnose

die anzusetzende Erhaltungsstrategie ist. Da in diesem Beispiel zum Zeitpunkt der Schadensdiagnose bzw. zum Zeitpunkt der Ausführung die Betonbefestigung einem oberflächlichen Schadensbild der Kategorie I/II entspricht, stehen jedoch nur die Erhaltungsstrategien 3 und 3 opt. für die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung zur Verfügung (s. rot gestrichelte Markierung in Bild 8-23).

Der Abbildung ist zu entnehmen, dass die Erhaltungsstrategie 3 in optimierter Form (3 opt) die geringsten Nutzerkosten für den Schadensfall der Kategorie I/II und zugleich die niedrigsten Baulasträgerkosten besitzt.

## **8.7 Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf Asphaltbefestigungen**

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an den Asphaltabschnitten der Versuchsstrecke vorgestellt. Diese basieren auf den Nutzungsdauerabschätzungen aus Abschnitt 7 und auf den Vorüberlegungen zu den Erhaltungsstrategien aus Abschnitt 8.6.1. Es werden hierfür drei Varianten, welche Vor- und Nachteile sowie verschiedene Annahmen mit sich bringen, in Abhängigkeit der Ausfallkriterien unterschieden: Variante 1 in Abhängigkeit von SPTN, Variante 2 in Abhängigkeit von AW und die Variante 3 in Abhängigkeit von beiden Eingreif- und Ausfallkriterien (s. Abschnitt 8.6.1)

Das Ziel der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ist, ein Bauprogramm mit einer Rangfolge aller Erhaltungsstrategien zu ermitteln, welche aufsteigend geringere Nutzerkosten aufweist und dabei alle möglichen Szenarien berücksichtigt. Die Gewichtung der Szenarien ist dabei veränderlich, z.B. durch eine Einschätzung der Eintrittswahrscheinlichkeit der jeweiligen Szenarien. Zusätzlich werden Sensitivitätsanalysen durchgeführt, um die Robustheit der Ergebnisse zu überprüfen und gegebenenfalls Risiken zu verdeutlichen (HESS et al. 2018).

### **8.7.1 Variante 1 - konstante Referenzspurrinnentiefe**

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen betrachten die Abschnitte 2a und 2b sowie spurrinnenseitig die beiden dafür angewandten Prüfmethode Druckschwell- (DSV) und Triaxial-Versuch. Dabei liegen jeweils verschiedene Eingreifkriterien vor. Für die Bestimmung der zu priorisierenden Erhaltungsstrategie wurden die Nutzer- und Baulasträgerkosten aller ausgewählten Erhaltungsstrategien für die in Betracht kommenden Szenarien sowie deren Auswahl- und Optimierungspotentiale berechnet. Abschließend werden die zu erwartenden Kosten der jeweiligen Erhaltungsstrategien für ein bestimmtes Szenario prognostiziert und im Bauprogramm hinterlegt.

Im ersten Schritt werden die Ergebnisse der Nutzerkostenberechnungen vorgestellt, welche in Abhängigkeit der jeweiligen Erhaltungsstrategien und Szenarien variieren. Da die Ergebnisse vom Prüfverfahren abhängig sind, werden diese getrennt dargelegt.

Das Bild 8-24 zeigt die Nutzerkosten des Abschnitts 2a mit Gussasphalt als Deckschichtmaterial für den DSV. Die Ergebnisse basieren auf optimierten Erhaltungsstrategien.

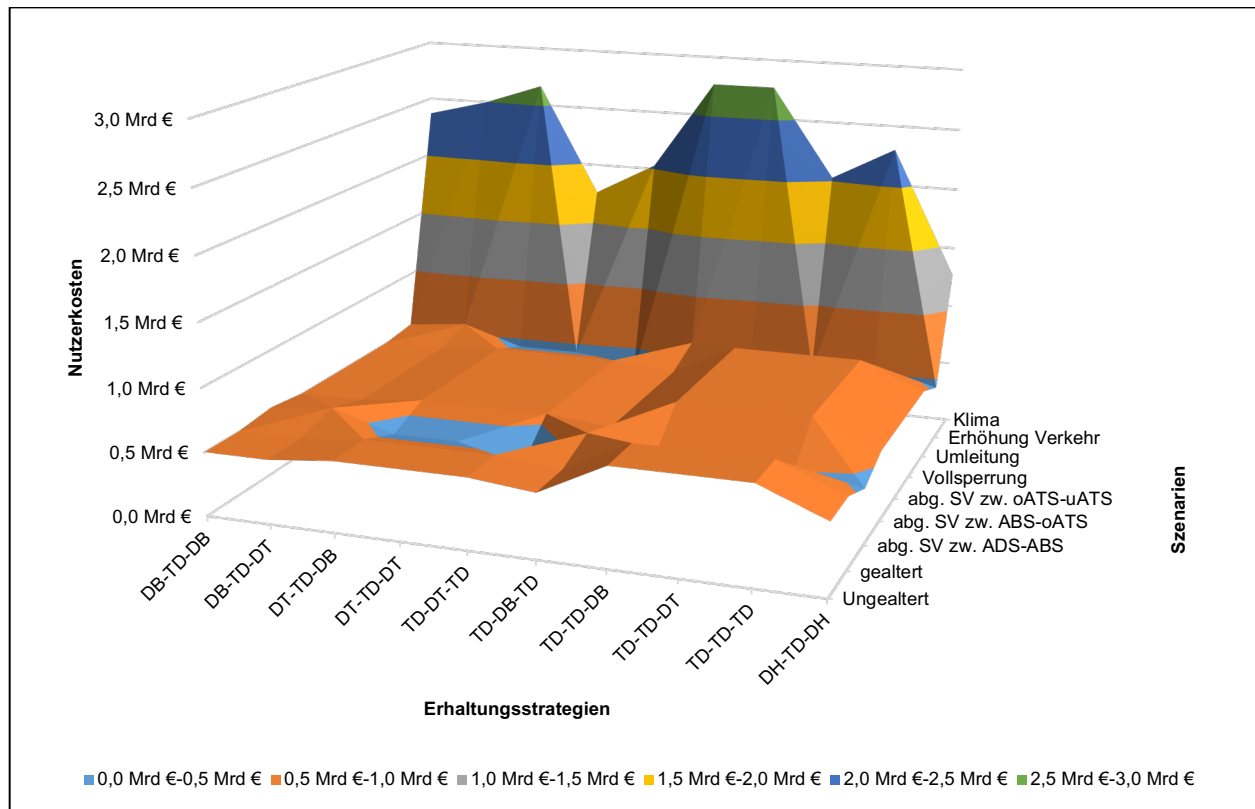


Bild 8-24: Nutzerkosten des Abschnitts 2a (DSV)

In Abhängigkeit der Szenarien sind unterschiedlich hohe Kosten für die Erhaltungsstrategien zu erwarten. Insbesondere sind im „Klima“-Szenario in allen Strategien deutliche Ausschläge zu sehen, da der Bewertungszeitraum auf 30 Jahre festgelegt ist. Das bedeutet, dass der Lebenszyklus in diesem Fall mehrmals durchlaufen werden muss und aufgrund dieses Multiplikators die Wahl der Erhaltungsstrategie einen besonders hohen Einfluss auf die Kosten hat. Es lassen sich bei den Maßnahmenabfolgen DT-TD-DT-E2, TD-TD-DT-E2 und DH-TD-DH-E2 in nahezu allen Szenarien die geringsten Kosten feststellen. Zudem ist zu erkennen, dass die Erhaltungsstrategien mit zwei E1-Maßnahmen vergleichsweise bei Szenarien mit spätem Eingreifzeitpunkt eher höhere und bei Szenarien mit frühem Eingreifzeitpunkt, wie dem Szenario „abgemindertem SV zw. ADS und ABS“, niedrigere Nutzerkosten aufweisen. Zudem lassen sich aus den Berechnungsergebnissen dieses Abschnitts ableiten, dass in der Regel bei Einsatz der Maßnahme „Dünnschichtbelag“ relativ geringe Nutzerkosten entstehen. Erwähnenswert ist, dass bei Verwendung der gleichen Maßnahmenarten und -anzahl, erhebliche Kostenunterschiede bei Änderung der Maßnahmenabfolge zu beobachten sind.

Bild 8-25 zeigt die Nutzerkostenverteilung des Bauabschnitts 2b mit Splittmastixasphalt als Deckschichtmaterial und basierend auf dem Druckschwellversuch (DSV) bezüglich der Spurrinnenprognose. Aufgrund ähnlicher Abschnittslängen können Vergleiche der beiden Oberbauvarianten bzw. Abschnitte 2a und 2b in Betracht gezogen werden. Dabei muss jedoch auch berücksichtigt werden, dass der Oberbau bei Gussasphalt nach standardisierter und bei Splittmastixasphalt nach freier Dimensionierung ermittelt worden ist. Hieraus können sich Unterschiede in den Schichtdicken ergeben: Beispielsweise ist die Schichtdicke des SMA in Abschnitt 1 um rund 1 cm geringfügig dicker als in Abschnitt 2b.

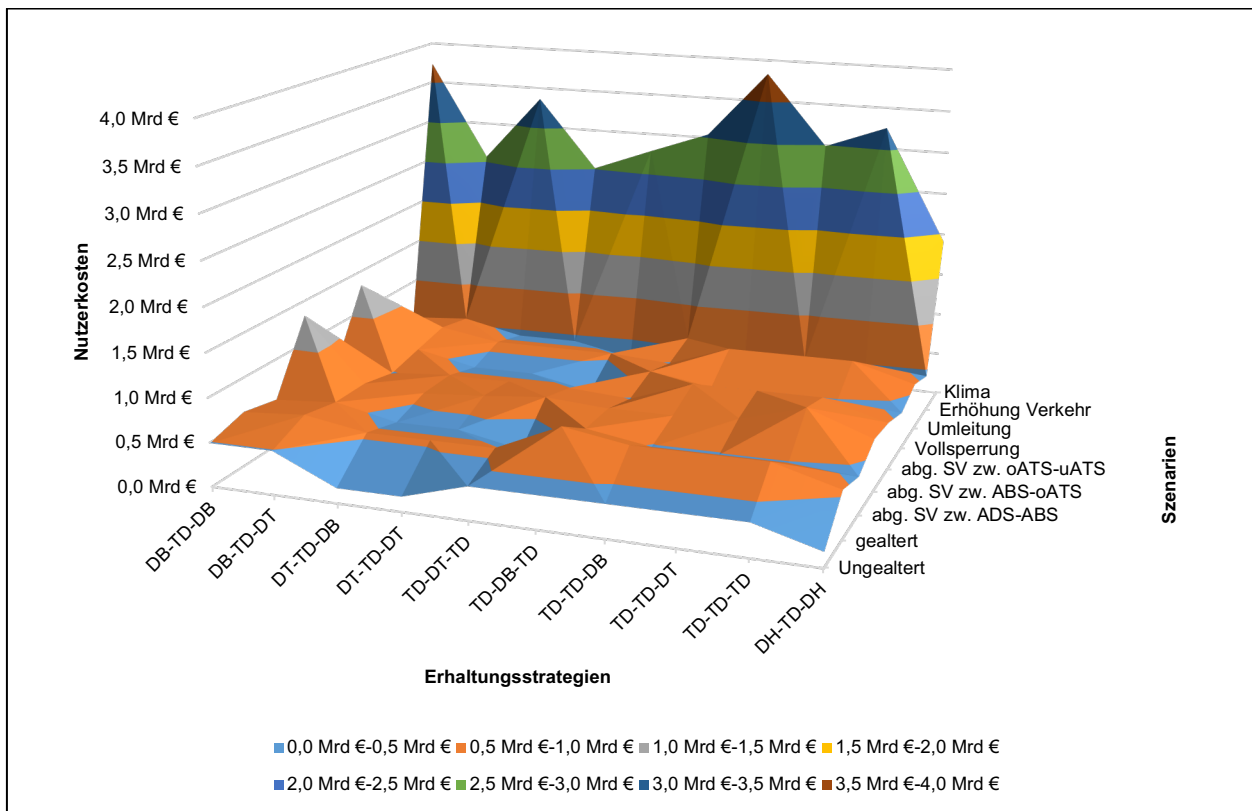


Bild 8-25: Nutzerkosten des Abschnitts 2b (DSV)

Die Nutzerkosten des Abschnitts 2b zeigen im Gegensatz zu Abschnitt 2a deutlich höhere Kostenschwankungen innerhalb einer Erhaltungsstrategie; diese treten besonders stark bei der DB-TD-DB-E2-Maßnahmenabfolge auf. Somit gibt es zwar mehr Bereiche unterhalb 500 Mio. €, jedoch auch Szenarien, wie das „Klima“-Szenario, mit deutlich höheren Kosten als in Abschnitt 2a. Da eine eindeutige Vergleichbarkeit somit nicht gegeben ist, ist festzuhalten, dass die Sensitivitäten der unterschiedlichen Erhaltungsstrategien stärker sind, bspw. führt in diesem Abschnitt die Maßnahmenabfolge mit zwei „Dünnschichtbelag“-Maßnahmen (DB-TD-DB) teilweise zu erhöhten Kosten und bei zwei Deckschichternewerungen (DT-TD-DT) zu eher geringeren Nutzerkosten.

Nachfolgend werden die gleichen Abschnitte 2a und 2b unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Triaxial-Versuche mit einer entsprechend angepassten Referenzspurrinentiefe betrachtet.

Bild 8-26 zeigt die Nutzerkosten des Abschnitts 2a unter Verwendung des Triaxial-Versuchs.

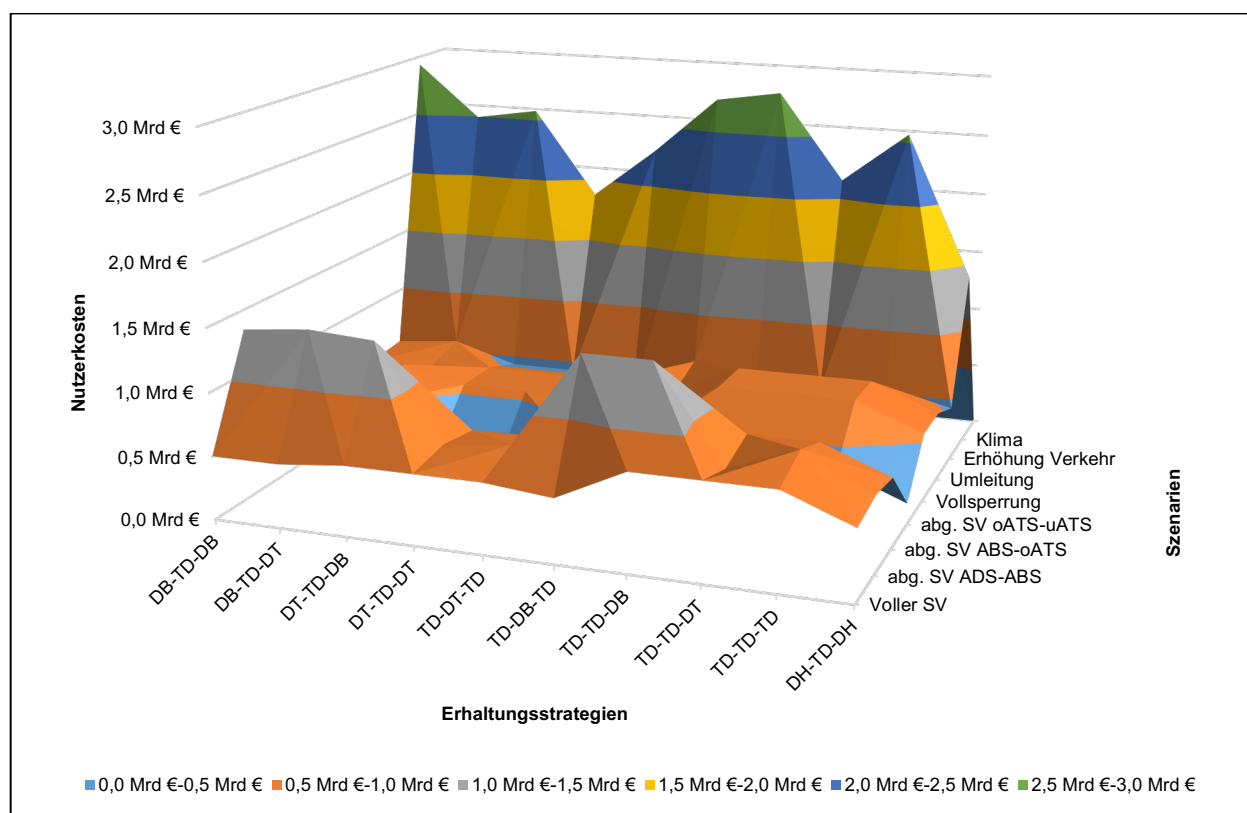


Bild 8-26: Nutzerkosten des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch)

In Bild 8-26 ist festzustellen, dass insbesondere beim „Klima“-Szenario und beim Szenario „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ die Wahl der geeigneten Erhaltungsstrategie zu hohen (Nutzer-) Kostenersparnissen führen kann. Das Szenario „Abgeminderter SV zw. oATS und uATS“ weist hingegen in allen Erhaltungsstrategien die niedrigsten Kosten auf. Die Maßnahmenabfolgen mit zwei I2-Maßnahmen (DT-TD-DT und DH-TD-DH) zeichnen sich in diesem Abschnitt bzw. Versuch durch geringe Kostenhöhen und -schwankungen aus.



Bild 8-27 stellt eine Übersicht der Nutzerkosten des Abschnitts 2b unter Verwendung des Triaxial-Versuchs dar.

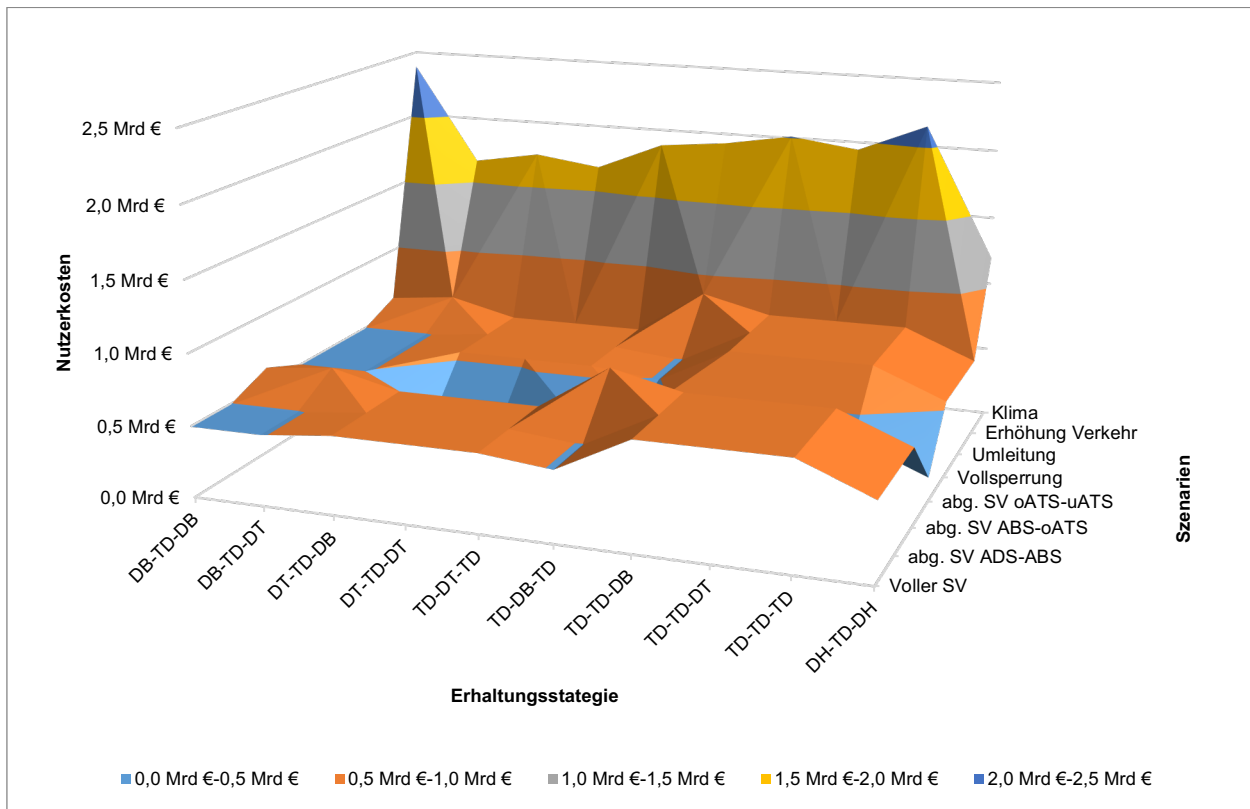


Bild 8-27: Nutzerkosten des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch)

Der obigen Abbildung ist zu entnehmen, dass die Nutzerkosten des Abschnitts 2b durch geringe Schwankungen und geringe maximale Kosten charakterisiert sind. Die Kosten verdeutlichen, dass die Berücksichtigung der Erhaltungsmaßnahme „Dünnschichtbelag“ im Bauprogramm zur engeren Auswahl steht. Hingegen sind die Erhaltungsstrategien mit doppelter E1-Maßnahme eher zu vermeiden. Allgemein gilt, dass im „Klima“-Szenario in allen Erhaltungsstrategien höhere Kosten und im Szenario „Abgeminderter SV zw. oATS und uATS“ geringere Kosten zu erwarten sind.

Im zweiten Schritt werden die Baulasträgerkosten der Wirtschaftlichkeitsberechnungen vorgestellt. Die Baulasträgerkosten werden in dieser Arbeit als zweites Entscheidungskriterium für die Ermittlung eines Bauprogramms herangezogen und lassen durch die Sensitivitätsanalyse Rückschlüsse auf bestehende Kosten-Risiken auf Seiten des Baulasträgers zu.

Bild 8-28 stellt eine Übersicht über die Baulasträgerkosten unter Verwendung des Druckschwellversuchs (DSV) dar.

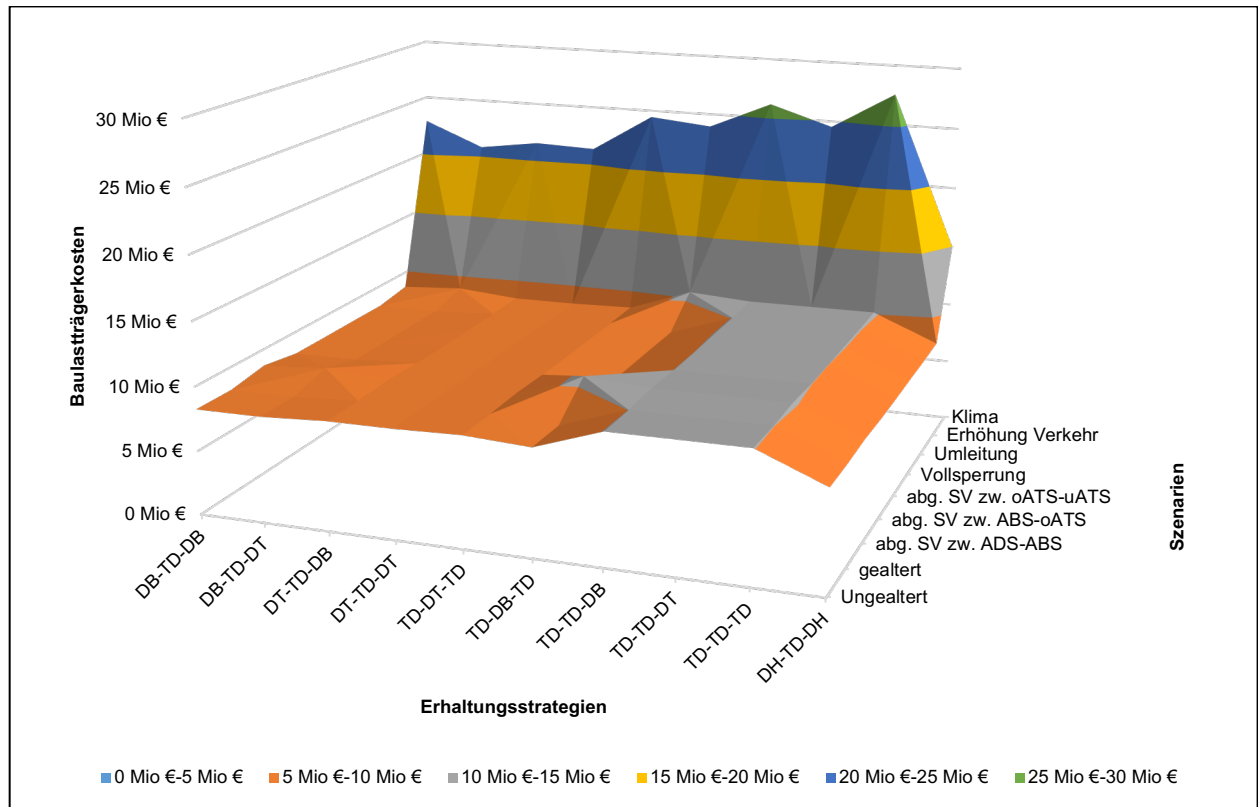


Bild 8-28: Baulasträgerkosten des Abschnitts 2a (DSV)

Aus der Abbildung sind Schwankungen in Abhängigkeit der Erhaltungsstrategie und des Szenarios abzulesen. Besonderheiten bilden die Kosten der Szenarien „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ und „Klima“, da diese in allen Strategien zu erhöhten Kostensätzen führen. Diese „Worst-Case“-Szenarien sind durch zwei Binderschichtmaßnahmen in der Maßnahmenabfolge zu erkennen.

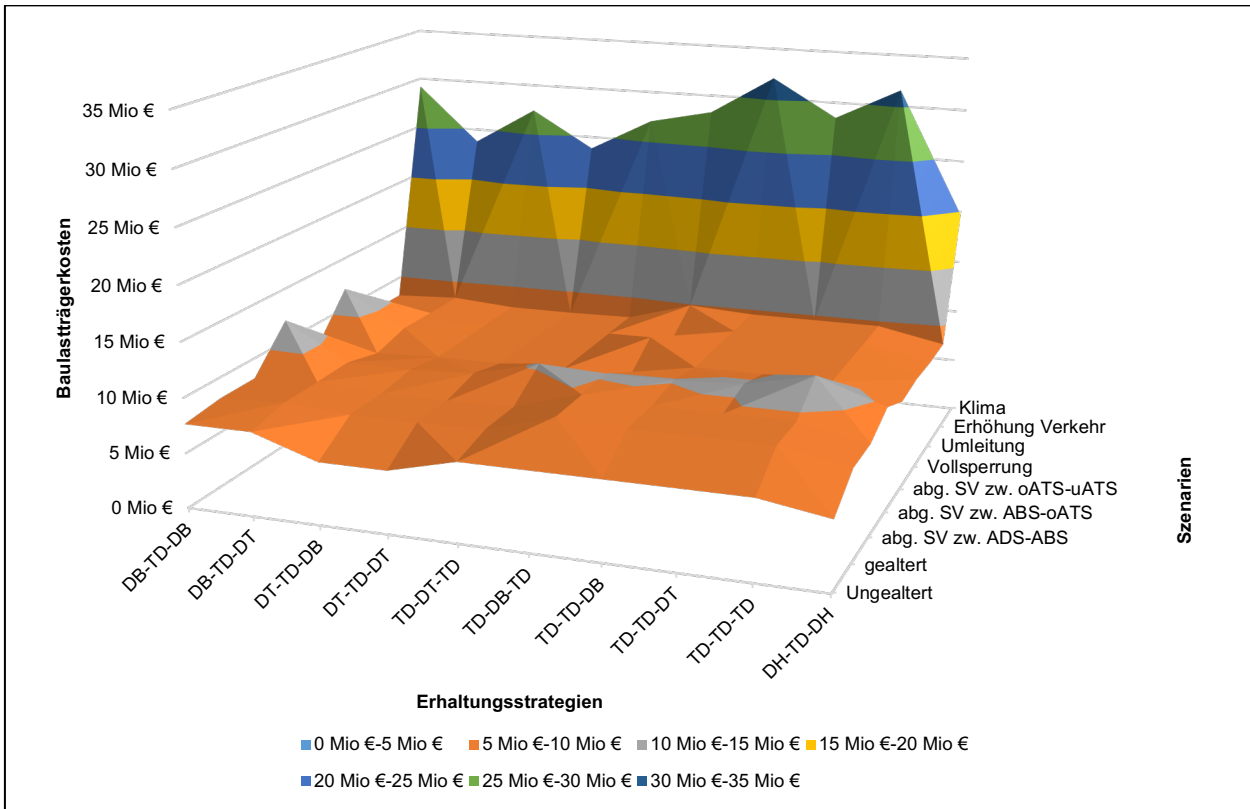


Bild 8-29: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2b (DSV)

In diesem Betrachtungsfall sind neben dem „Klima“-Szenario beim Szenario „Abgeminderter SV zw. ABS und oATS“ erhöhte Baulastträgerkosten festzustellen (s. Bild 8-29).

Im Nachfolgenden werden die Baulasträgerkosten bei Anwendung der Ergebnisse der Triaxial-Versuche erläutert. Für den Abschnitt 2a werden die Baulasträgerkosten der Erhaltungsstrategien in Abhängigkeit der Szenarien in Bild 8-30 dargestellt.

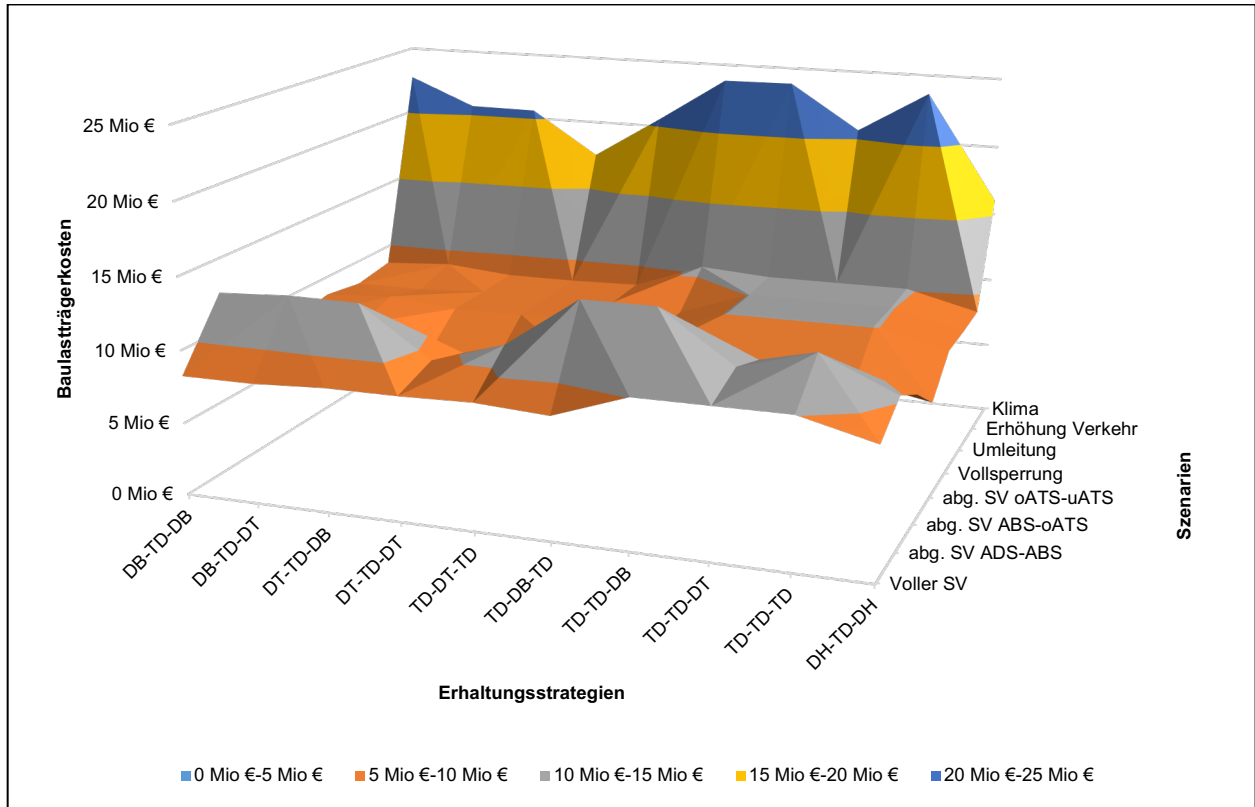


Bild 8-30: Baulasträgerkosten des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch)

Der Abbildung ist zu entnehmen, dass das Szenario „Abgeminderter SV zw. oATS und uATS“ in allen Erhaltungsstrategien geringe Kosten aufweist. Hingegen sind neben dem „Klima“-Szenario hohe Kosten im Szenario „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ erkennbar. Unter den Maßnahmenabfolgen kann insbesondere die Erhaltungsstrategie DT-TD-DT-E2 in allen Szenarien mit niedrigen Kosten überzeugen.

Bild 8-31 zeigt die Baulastträgerkosten des Abschnitts 2b des Triaxial-Versuchs.

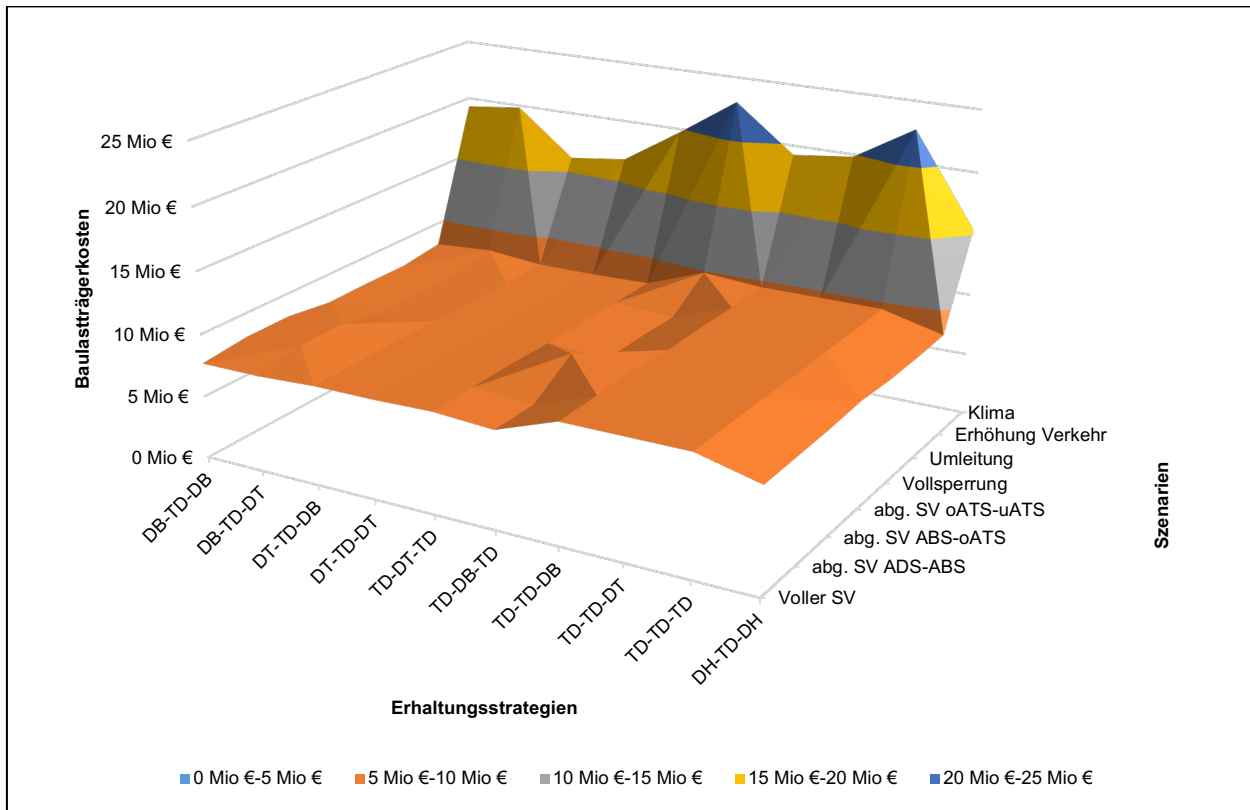


Bild 8-31: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch)

Aus der Abbildung ist abzuleiten, dass hinsichtlich der Baulastträgerkosten mit keinen solch großen Kostenschwankungen, wie im Abschnitt 2a zu rechnen ist. Jedoch können auch hier Kosten durch die Wahl der Erhaltungsstrategie eingespart werden.

Die Auswertung zeigt, dass eine hohe Anzahl an Binderschichtmaßnahmen zu hohen Kosten führen kann und somit nicht gewählt werden sollte. Hingegen stellt der „Dünnschichtbelag“ eine Alternative zu dem herkömmlichen Deckschichtaustausch dar.

Im nächsten Schritt wird anhand dieser Nutzer- und Baulastträgerkosten eine Erhaltungsstrategie für das Bauprogramm des jeweiligen Abschnitts vorgeschlagen. Diese Auswahl erfolgt so, dass unabhängig vom eintretenden Szenario, die günstigste Strategie ermittelt wird. Diese Erhaltungsstrategie hat unter Gleichgewichtung der Szenarien die niedrigsten Nutzerkosten. Ausgehend von dieser Information wird aufgezeigt, wie viel prozentuale Ersparnis die Auswahl dieser Strategie zu Erhaltungsstrategien mit den mittleren Baulastträger- bzw. Nutzerkosten des jeweiligen Szenarios (Referenz-Erhaltungsstrategien) erbracht hat (s. auch Beschreibung des Vorgehens in Abschnitt 8.6.1 und Bild 8-15)

Tab. 8-27 stellt beispielhaft das Vorgehen zur Entwicklung eines Bauprogramms an Abschnitt 2a, basierend auf den Ergebnissen des DSV, dar. Die Erhaltungsstrategie TD-DT-TD-E2 wird in diesem Fall für die Ausführung vorgeschlagen (Reihenfolge Nr. 1), da diese die niedrigsten Nutzerkosten bezogen auf alle Szenarien hat (s. Spalte „1. Kriterium“). Analog wird auch für den Abschnitt 2b verfahren.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]*	2. Kriterium (B-Kosten) [%]*
1	TD-DT-TD-E2	-13	-2
2	DH-TD-DH-E2	-9	-2
3	DT-TD-DT-E2	-7	-5
4	DB-TD-DB-E2	-6	-4
5	DB-TD-DT-E2	-3	-4
6	DT-TD-DB-E2	-3	-3
7	TD-DB-TD-E2	-1	3
8	TD-TD-DT-E2	23	14
9	TD-TD-TD-E2	24	15
10	TD-TD-DB-E2	26	16

\* Mittelwert über alle prozentualen Abweichungen zwischen Erhaltungsstrategie und den Referenz-Strategien der jeweiligen Szenarien.

Tab. 8-27: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2a (DSV)

Im letzten Schritt wird für jede Erhaltungsstrategie eine prognostizierte Kostenabschätzung hinsichtlich der Baulastträger- bzw. Nutzerkosten im Bauprogramm für ein konkretes Szenario angegeben (s. Spalte „Zu erwartende B-/N-Kosten“ in Tab. 8-28). Da das eintretende Szenario unbekannt ist, wird das Szenario angesetzt, welches einen mittleren Kostensatz aller Szenarien (Medianwert) aufweist (s. auch Beschreibung des Vorgehens in Abschnitt 8.6.1 bzw. Schritt 5 in Bild 8-15). Dieses Szenario zeichnet sich durch geringe Abweichungen der Kosten zum tatsächlich eintretenden Szenario aus.

Nr.*	Betrachtetes Szenario	Zu erwartende B-/N-Kosten [T€]
1	Umleitung	8.609 / 554.928
2	Ungealtert	8.788 / 554.928
3	Vollsperrung	8.490 / 554.928
4	Umleitung	8.242 / 503.074
5	Ungealtert	8.242 / 503.074
6	Vollsperrung	8.490 / 554.928
7	Ungealtert	8.303 / 503.074
8	Ungealtert	10.058 / 764.163
9	Vollsperrung	10.058 / 764.163
10	Umleitung	10.058 / 764.163

\* entspricht der Nummerierung/Reihenfolge aus Tab. 8-27

Tab. 8-28: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV) – Kostenschätzung

Ein Vergleich der Erhaltungsstrategien anhand dieser Kostenschätzungen darf ausdrücklich nicht vorgenommen werden, da auf der einen Seite den Kostenschätzungen unterschiedliche Szenarien zugrunde liegen (s. Tab. 8-28) und auf der anderen Seite eben nur ein und nicht alle Szenarien miteinander verglichen werden. Ein Kostenvergleich bspw. zwischen den Szenarien „Ungealtert“ und „Umleitung“ ist nicht zulässig, denn entweder tritt das Szenario „Ungealtert“ oder das Szenario „Umleitung“ ein. Auch bei Vorliegen des gleichen Szenarios bspw. des Szenarios „Umleitung“ gibt dieses Ergebnis keine Auskunft über die anderen Szenarien, wie z.B. dem „Vollsperrungs“-Szenario, wieder.

Zusätzlich zu den Kostenschätzungen wird in Tab. 8-29 angegeben, wieviel Kosten im Mittel über alle Szenarien durch die zeitliche Verschiebung einer Maßnahme bei der jeweiligen Erhaltungsstrategie eingespart werden kann. Allein diese Verschiebung wird demnach hier als Optimierungsansatz betrachtet bzw. in der Tabelle ausgedrückt.

Nr.*	Optimierungspotential (B-/N-Kosten) [%]
1	-5 / -12
2	1 / -7
3	0 / -12
4	0 / 0
5	0 / 0
6	0 / 0
7	0 / 0
8	-4 / -10
9	-4 / -10
10	0 / -5

\* entspricht der Nummerierung aus Tab. 8-27

Tab. 8-29: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV) – Optimierungspotential

Unter Berücksichtigung, dass eine Optimierung nur selten möglich ist, schwächt dieser Mittelwert die Höhe der möglichen Kostenreduzierung deutlich ab. Bei Erhaltungsstrategie DH-TD-DH-E2 (Nr. 2) führt die Optimierung auf Seiten des Baulastträgers zu einer Erhöhung der Kosten, was jedoch auf einen softwarebedingten Fehler zurückzuführen ist: Bei einer Maßnahmenverschiebung darf nur die letzte Maßnahme verschoben werden, sonst ist es möglich, dass die Maßnahmen dieser Strategie ausgetauscht werden und die Maßnahmenart mit der höchsten bautechnischen Verbesserung dauerhaft ausgeführt wird.

Im Folgenden wird mit der oben beispielhaft aufgezeigten Vorgehensweise auch der Abschnitt 2a bei Anwendung des Triaxialversuchs (s. Tab. 8-30) und der Abschnitt 2b (s. Tab. 8-31 und Tab. 8-32) untersucht. Hierbei werden die Ergebnisse der Berechnungsschritte, welche im Beispiel oben noch aus Nachvollziehbarkeitsgründen in drei Tabellen (Tab. 8-27 bis Tab. 8-29) dargestellt werden, jeweils in einer Tabelle zusammengeführt.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2a zeigt bei Anwendung des Triaxial-Versuchs (s. Tab. 8-30) eine andere Reihenfolge als bei Anwendung des DSV (s. Tab. 8-27).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Zu erwartende B-/N-Kosten (Median) [T€]	Optimierungspotential (B-/N-Kosten) [%]
1	DH-TD-DH-E2	-21	-6	8.806 / 554.928	-3 / -8
2	DT-TD-DT-E2	-19	-9	8.502 / 554.928	-3 / -7
3	TD-DT-TD-E2	-13	-2	8.622 / 554.928	-2 / -3
4	DT-TD-DB-E2	-7	-4	8.502 / 554.928	-3 / -6
5	TD-DB-TD-E2	3	5	8.622 / 554.928	-2 / -7
6	DB-TD-DB-E2	7	1	8.675 / 581.916	1 / -2
7	DB-TD-DT-E2	8	1	8.608 / 547.363	-1 / -3
8	TD-TD-DT-E2	11	9	10.076 / 764.163	-3 / -6
9	TD-TD-TD-E2	16	12	10.076 / 764.163	-1 / 1
10	TD-TD-DB-E2	23	15	10.076 / 764.163	-3 / -5

Tab. 8-30: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch)

Die Erhaltungsstrategie mit der Erhaltungsmaßnahme „Deckschicht im Hocheinbau“ (Nr. 1) ist die danach zu bevorzugende Strategie. Diese zeichnet sich durch hohe Einbauleistungen im Gegensatz zur Maßnahme „Deckschicht im Tiefeinbau“ (Nr. 2) aus.

Eine Optimierung konnte in allen Strategien bis auf die Erhaltungsstrategie TD-TD-TD-E2 (Nr. 9) zur Verringerung der Kosten führen. Durch Verschiebung der Maßnahme entstehen bei dieser Erhaltungsstrategie erhöhte Nutzerkosten, obwohl eine Maßnahme entfällt. Dieser Sachverhalt ist mutmaßlich durch die entstehenden zustandsbedingten Nutzerkosten zu erklären.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2b bei Anwendung des Druckschwellversuchs wird in Tab. 8-31 vorgestellt. Hier wird die Erhaltungsstrategie DH-TD-DH-E2 als beste Strategie gewählt, da die Baulastträgerkosten geringer als bei der Maßnahmenabfolge TD-DT-TD-E2 ausfallen.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Zu erwartende B-/N-Kosten (Median) [T€]	Optimierungspotential (B-/N-Kosten) [%]
1	DH-TD-DH-E2	-17	-6	8.342 / 545.801	-4 / -9
2	TD-DT-TD-E2	-17	-3	8.088 / 545.801	-4 / -8
3	DT-TD-DT-E2	-15	-9	7.977 / 545.801	-4 / -9
4	DT-TD-DB-E2	-13	-8	7.977 / 545.801	-3 / -7
5	DB-TD-DT-E2	9	-4	8.442 / 581.890	-4 / -10
6	TD-DB-TD-E2	10	7	9.918 / 608.764	-6 / -15
7	TD-TD-DT-E2	11	10	9.532 / 659.765	-3 / -7
8	TD-TD-DB-E2	13	11	9.532 / 608.764	-3 / -6
9	TD-TD-TD-E2	16	13	9.532 / 751.595	-4 / -9
10	DB-TD-DB-E2	40	6	8.132 / 613.802	0 / 0

Tab. 8-31: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (DSV)

Eine Optimierung konnte in fast allen Strategien außer der Erhaltungsstrategie DB-TD-DB-E2 (Reihenfolge Nr. 10) durchgeführt werden. Insbesondere bei Erhaltungsstrategie TD-DB-TD-E2 (Nr. 2) muss eine Berücksichtigung dieser Methodik in Betracht gezogen werden.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2b, welches auf dem Triaxial-Versuch basiert, wird in Tab. 8-32 dargestellt.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Zu erwartende B-/N-Kosten (Median) [T€]	Optimierungspotential (B-/N-Kosten) [%]
1	DH-TD-DH-E2	-16	-3	8.256 / 545.801	-4 % / -11 %
2	DT-TD-DT-E2	-13	-6	7.937 / 545.801	-4 % / -10 %
3	DT-TD-DB-E2	-12	-6	7.937 / 545.801	-3 % / -7 %
4	TD-DT-TD-E2	-4	-1	8.055 / 545.801	-4 % / -9 %
5	DB-TD-DT-E2	-2	-3	7.680 / 494.815	-6 % / -15 %
6	DB-TD-DB-E2	2	-2	7.680 / 494.815	-1 % / -2 %
7	TD-DB-TD-E2	5	4	8.055 / 545.801	-6 % / -14 %
8	TD-TD-DT-E2	24	14	9.480 / 751.595	-4 % / -8 %
9	TD-TD-DB-E2	24	14	9.480 / 751.595	-3 % / -6 %
10	TD-TD-TD-E2	25	15	9.480 / 751.595	-5 % / -10 %

Tab. 8-32: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch)

Die Erhaltungsstrategien auf Platz 8 und 9 der Reihenfolge weisen die gleichen Baulastträger- und Nutzerkosten auf, da diese einander entsprechen.

Der letzten Spalte „Optimierung“ ist zu entnehmen, dass in allen Erhaltungsstrategien große Einsparpotentiale vorhanden sind.

### Bauprogramm in Abhängigkeit der Szenarien-Gewichtung

Für die Bestimmung des Bauprogramms wurde in dieser Arbeit eine Gleichgewichtung der Szenarien angenommen. Diese Annahme kann beispielsweise durch die Risikobereitschaft oder aus Gründen empirischer Natur verändert werden. Als Beispiel wird die Gewichtung der Szenarien des Abschnitts 2b (DSV) verändert. Die prozentuale Gewichtung der Szenarien in den Wirtschaftlichkeitsberechnungen (z.B. durch Einschätzung der Eintretenswahrscheinlichkeit) wird in dem Kreisdiagramm dargestellt (s. Bild 8-32).



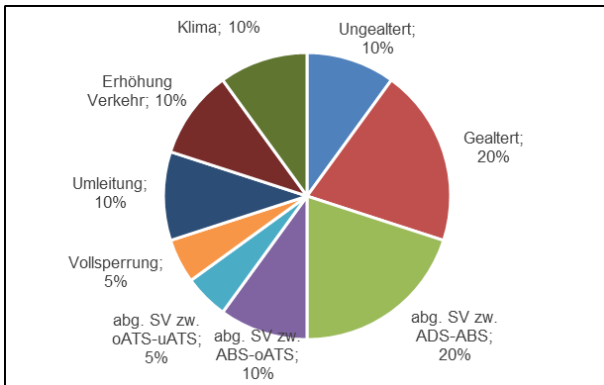


Bild 8-32: Prozentuale Gewichtung der Szenarien des Abschnitts 2b (DSV)

In diesem Fallbeispiel werden die Szenarien „Abgeminderter Schichtenverbund zw. ADS und ABS“ und „Gevaltert“ besonders stark gewichtet. Die Szenarien „Vollsperrung“ und „Abg. SV zw. oATS-uATS“ werden hingegen abgemindert. Die restlichen Szenarien haben fast die identischen Anteile wie zuvor. Es sind auch andere, deutlich drastischere Gewichtungen denkbar. Durch die Gewichtung eines Szenarios auf 100 % kann das Bauprogramm und insbesondere die optimale Erhaltungsstrategie für das jeweilige Szenario ermittelt werden.

Durch die neue Gewichtung wird die Reihenfolge der zu priorisierenden Erhaltungsstrategien verändert (s. Tab. 8-33).

Reihenfolge alt	Reihenfolge neu
DH-TD-DH-E2	TD-DT-TD-E2
TD-DT-TD-E2	DH-TD-DH-E2
DT-TD-DT-E2	DT-TD-DT-E2
DT-TD-DB-E2	DT-TD-DB-E2
DB-TD-DT-E2	DB-TD-DT-E2
TD-DB-TD-E2	TD-TD-DT-E2
TD-TD-DT-E2	TD-TD-DB-E2
TD-TD-DB-E2	TD-TD-TD-E2
TD-TD-TD-E2	TD-DB-TD-E2
DB-TD-DB-E2	DB-TD-DB-E2

Tab. 8-33: Veränderung der Reihenfolge im Bauprogramm des Abschnitts 2b (DSV)

Die Reihenfolge der Erhaltungsstrategie wird nahezu durchgehend neu angeordnet. Es sind somit deutliche Auswirkungen der Gewichtung festzustellen. Die Tab. 8-34 zeigt die neue Reihenfolge.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Zu erwartende B--Kosten (Median) [T€]	Optimierungspotential (B-/N-Kosten) [%]
1	TD-DT-TD-E2	-19	-3	8.102	-4 / -8
2	DH-TD-DH-E2	-18	-6	8.342	-4 / -9
3	DT-TD-DT-E2	-16	-9	7.989	-4 / -9
4	DT-TD-DB-E2	-14	-8	7.989	-3 / -7
5	DB-TD-DT-E2	9	11	9.551	-3 / -7
6	TD-TD-DT-E2	10	-3	8.442	-4 / -10
7	TD-TD-DB-E2	12	12	9.551	-3 / -6
8	TD-TD-TD-E2	14	13	9.551	-4 / -9
9	TD-DB-TD-E2	14	10	9.918	-6 / -15
10	DB-TD-DB-E2	28	3	8.132	0 / 0

Tab. 8-34: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (DSV) mit veränderter Gewichtung

Bei dieser Veränderung der Gewichtung wird deutlich, dass die zu erwartenden Baulastträgerkosten (Medianwert, Spalte 5 in Tab. 8-34) ähnlich bleiben im Vergleich mit der ursprünglichen Gewichtung (s. Tab. 8-31). Erst bei erheblicher Änderung der Gewichtung variieren die Baulastträgerkosten deutlich, was auf eine relativ stabile Prognosefähigkeit bei eher geringfügigen Änderungen der Szenariengewichtung hindeutet.

## Auswertung

Die Auswertungen der Ergebnisse haben gezeigt, dass die systematisch ausgewählten Erhaltungsstrategien zwar nicht in jedem Szenario die geringsten Kosten aufweisen, jedoch insbesondere durch den Ausschluss von kostenintensiven Erhaltungsstrategien über die Gesamtheit der Szenarien besser als zufällig ausgewählte sind. Diese Vorgehensweise kann unter Berücksichtigung der Nutzerkosten diese drastisch senken (SOCINA et al. 2015). Die Sensitivitätsanalyse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung hat zudem insbesondere ein Verständnis für die sogenannten „Worst-Case“-Szenarien vermittelt.

Um zu verdeutlichen, dass eine Auskunft über das tatsächlich eintretende Szenario zu hohen Kosteneinsparungen führen kann, soll das „theoretische Potential“ berechnet werden. Das „theoretische Potential“ basiert auf der Annahme, dass das eintretende Szenario bekannt ist und vergleicht den Mittelwert der besten Erhaltungsstrategien jedes Szenarios mit dem Mittelwert aus allen Erhaltungsstrategien.

Die Tab. 8-35 gibt eine Übersicht über das „theoretische Potential“ der Kosteneinsparung unter der Annahme, dass das eintretende Szenario von Beginn an bekannt wäre, in Abhängigkeit des angewandten Prüfverfahrens und des Abschnitts.

Abschnitte / Versuchsaufbau	Baulastträgerkosten	Nutzerkosten
Abschnitt 2a (DSV)	-11 %	-29 %
Abschnitt 2b (DSV)	-14 %	-33 %
Abschnitt 2a (Triaxial-Versuch)	-15 %	-32 %
Abschnitt 2b (Triaxial-Versuch)	-11 %	-25 %

Tab. 8-35: „Theoretisches Potential“ der Erhaltungsstrategie

Die Tabelle bekräftigt die oben aufgeführte Vermutung, dass in allen betrachteten Abschnitten unabhängig vom Prüfverfahren hohe Einsparpotentiale hinsichtlich der Baulastträger- und Nutzerkosten auftreten. Einen Rückschluss auf die Gesamtheit des Einsparpotentials ist aus diesen Berechnungen nicht zu entnehmen, jedoch zeichnet sich aufgrund ähnlicher Größenordnungen speziell für diese Variante eine Tendenz ab: Ungefähr 30 % der Nutzerkosten und rund 10 % der Baulastträgerkosten könnten durchschnittlich eingespart werden, wenn das Szenario vorab bekannt wäre.

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zeigen, dass am gleichen Abschnitt (und damit gleichen Ausgangsbedingungen wie z.B. Materialeigenschaften) unterschiedliche Kosten in Abhängigkeit der Ergebnisse der Laborversuche errechnet werden. Um dies zu veranschaulichen, werden hierfür beispielsweise die Baulastträgerkosten gegenübergestellt (s. Bild 8-33). Die Kostenermittlung pro Szenario erfolgte durch Mittelung über alle Erhaltungsstrategien. Die errechneten Baulastträgerkosten des Abschnitts 2a sind im Gegensatz zu Abschnitt 2b weniger von dem Versuchsaufbau abhängig. Somit sind Kostenunterschiede der Erhaltungsstrategien bei Abschnitt 2a nicht auf den Versuchsaufbau zurückzuführen. Der Abbildung ist weiter zu entnehmen, dass im „Klima“-Szenario der beiden Abschnitte die errechneten Kosten im Falle der Verwendung des Druckschwell- deutlich höher als beim Triaxial-Versuch sind.

In Bild 8-34 wird zusammenfassend der Zusammenhang von Maßnahmenhäufigkeit und entstehenden Nutzerkosten (am Beispiel des Abschnitts 2b unter Einbeziehung der Ergebnisse beider Versuchsaufbauten) anschaulich aufbereitet, um einen Eindruck zu der Annahme zu gewinnen, dass zusätzliche Maßnahmen zu entsprechend steigenden Nutzerkosten führen. Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen legen die Vermutung nahe, dass sich die Nutzerkosten proportional zu der Maßnahmenanzahl verhalten. Folglich kann aus diesem Zusammenhang abgeleitet werden, dass durch Verschiebung der Erhaltungsmaßnahme um ein weiteres Jahr, eine deutliche Kostenersparnis hinsichtlich Nutzerkosten erzielt werden kann. Die Abbildung zeigt eine lineare Abhängigkeit mit geringer Abweichung der angenäherten Geraden. Einen ähnlichen Zusammenhang weisen die Baulastträgerkosten auf (s. Bild 8-35).

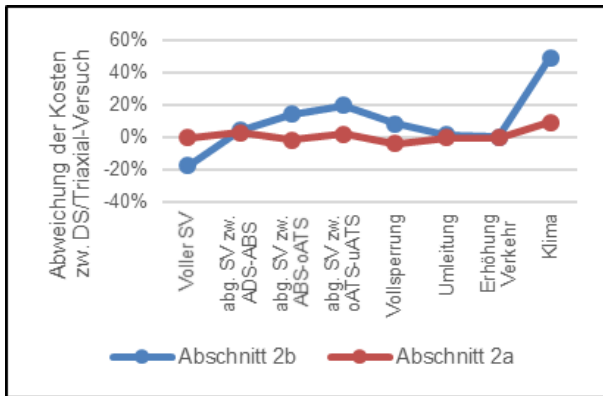


Bild 8-33: Abweichungen der Kosten zwischen Druckschwell- und Triaxial-Versuch in Abhängigkeit der Szenarien

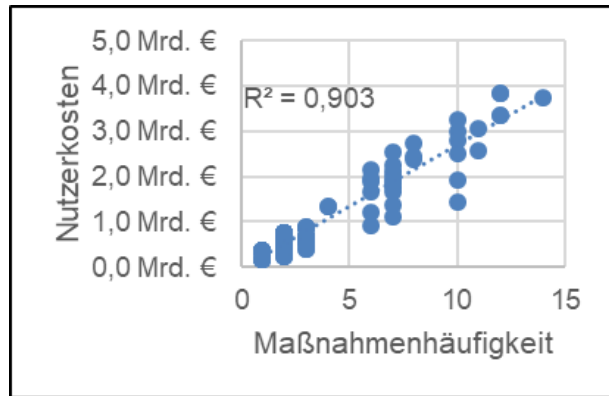


Bild 8-34: Maßnahmenhäufigkeit des Bauabschnitts 2b (beide Versuchsmethoden)

Die Maßnahmenhäufigkeit ist eindeutig abhängig vom Szenario-Cluster<sup>6</sup> (s. Bild 8-35, links). Das „Klima“-Szenario verursacht bspw. eine deutliche Steigerung der Maßnahmenhäufigkeit innerhalb des Bewertungszeitraums. Das bedeutet, dass bei „Klima“-Szenarien mehrmals ein Lebenszyklus durchlaufen wird.

Die Gegenüberstellung der Versuchsaufbauten zeigt, dass sich bei Anwendung der Ergebnisse der Triaxial-Versuche in der Regel eine niedrigere Maßnahmenhäufigkeit errechnet (s. Bild 8-35 rechts).

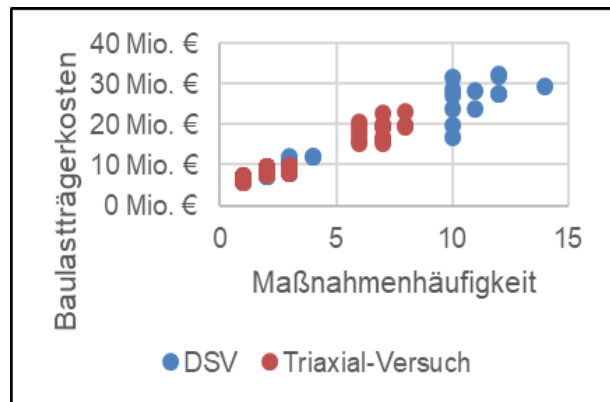
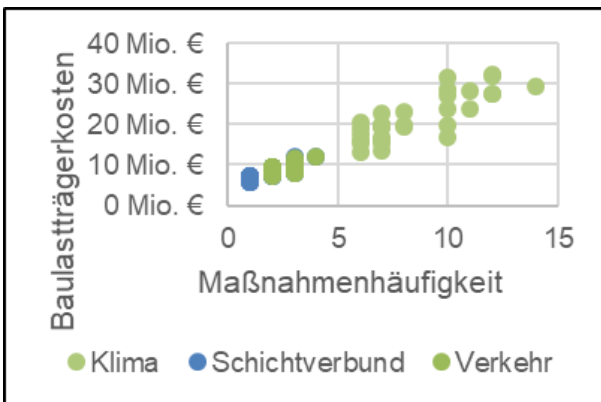


Bild 8-35: Maßnahmenhäufigkeit des Bauabschnitts 2b in Abhängigkeit des Szenario-Clusters (links) und des Laborversuchs (rechts)

### 8.7.2 Variante 2 – Ausfallwahrscheinlichkeit

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchung der Variante 2 vorgestellt. Da die Vorgehensweise allein von der Nutzungsdauer abhängt, liegen diese für alle Asphaltabschnitte (auch Abschnitt 1) der Versuchsstrecke vor.

Wie bei Variante 1 werden zuerst die Nutzerkosten der verschiedenen Erhaltungsstrategien dargelegt. Die Nutzerkosten werden aufgrund der unterschiedlichen zugrundeliegenden Nutzungsdauern in Kosten pro Jahr angegeben. Nach Abschnitt 8.6.1 sind bei Variante 2 nur vier Erhaltungsstrategien möglich.

<sup>6</sup> Szenarien, welche die gleichen Eingangparameter betreffen, werden in einem Cluster zusammengefasst. Hier wird zwischen den drei Clustern: „Klima“, „Verkehr“ und „Schichtverbund“ unterschieden.

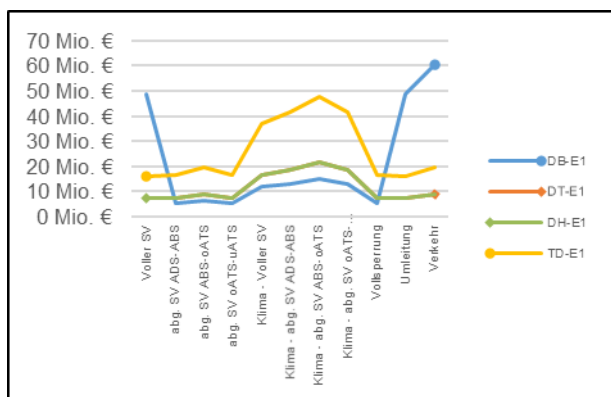


Bild 8-36: Nutzerkosten pro Jahr der Erhaltungsstrategien in Abhängigkeit der Szenarien des Abschnitts 1

Die Legende und ausführliche Achsenbeschriftungen für die folgenden Darstellungen in Bild 8-37 sind Bild 8-36 zu entnehmen.

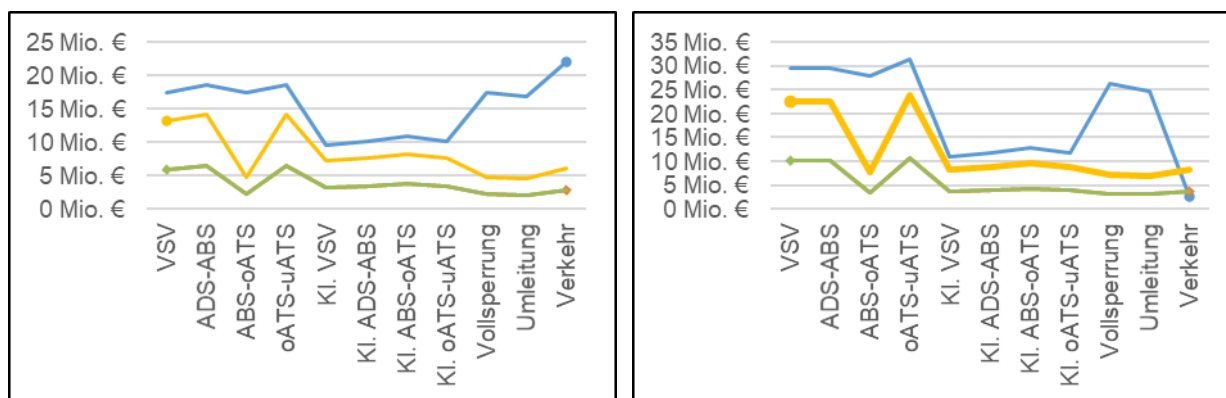


Bild 8-37: Nutzerkosten der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts)

Es ist anzumerken, dass aufgrund der Abschnittslänge die Ergebnisse des Abschnitts 1 höhere Kosten als die des Abschnitts 2a und 2b aufweisen (s. Bild 8-36 und Bild 8-37). Zudem fällt auf, dass die zu priorisierenden Erhaltungsstrategien durch die Systematik nur bedingt wechseln. Zudem sind in allen Abbildungen deutliche Schwankungen der Kosten in Abhängigkeit der Szenarien zu sehen. Die Kostenschwankungen sind in Abschnitt 1 aufgrund stark verkürzten Nutzungsdauern in den „Klima“-Szenarien zu erklären. Die erhöhten Kosten bei den Abschnitten 2a und 2b in den Szenarien-Clustern „Schichtverbund“ und „Verkehr“ sind in der höheren Anzahl an Maßnahmen begründet und auf eine fehlende Optimierung zurückzuführen. Dieser Zusammenhang verdeutlicht, dass hinsichtlich einer Optimierung der Erhaltungsstrategie das Eingreifkriterium Spurrinnentiefe SPT und dessen Eingriffszeitpunkt(e) unter Berücksichtigung der Nutzungsdauer erfolgen sollte.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Baulastträgerkosten der jeweiligen Bauabschnitte in Abhängigkeit der Erhaltungsstrategien sowie Szenarien und werden aufgrund der Vergleichbarkeit in Kosten pro Jahr ausgedrückt. Im Gegensatz zu den Nutzerkosten muss beachtet werden, dass es sich hierbei um diskontierte Kosten handelt. Die Legende und Achsenbeschriftungen sind dem Bild 8-38 zu entnehmen.

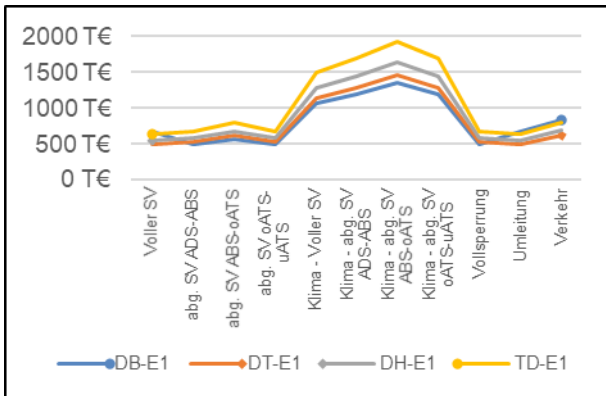


Bild 8-38: Baulastträgerkosten des Abschnitts 1

Es ist anzumerken, dass aufgrund der Abschnittslänge die Ergebnisse des Abschnitts 1 (s. Bild 8-38) höhere Kosten als die des Abschnitts 2a und 2b aufweisen (s. Bild 8-39) und, dass die zu priorisierenden Erhaltungsstrategien durch die Systematik nur bedingt wechseln.

Es ist festzustellen, dass das Szenario-Cluster „Klima“ in allen Abschnitten erhöhte Kosten aufzeigt. Der deutliche Unterschied ist in der Nutzungsdauer begründet: Szenarien mit einer hohen Nutzungsdauer lösen erst zu einem späteren Zeitpunkt Maßnahmen aus und verursachen aufgrund der Diskontierung geringere Kosten.

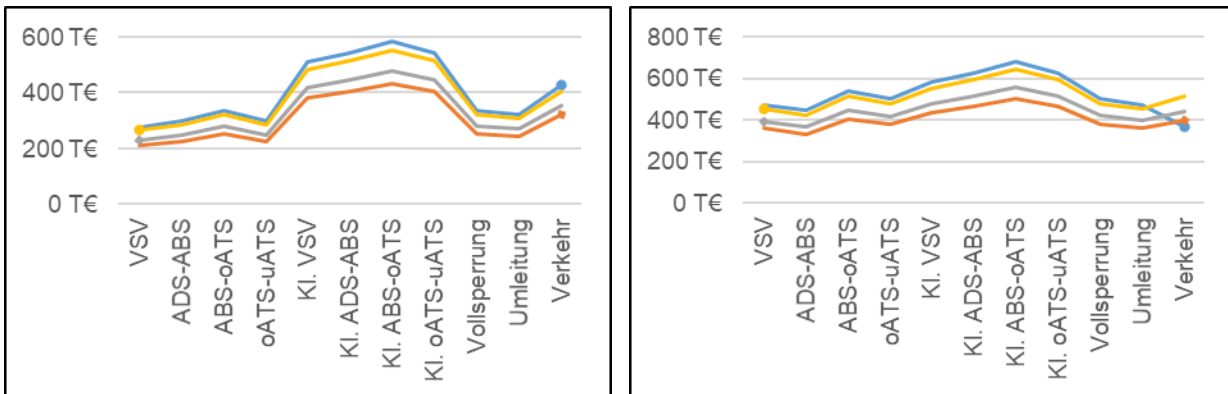


Bild 8-39: Baulastträgerkosten der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts)

Im letzten Schritt werden die Bauprogramme, welche anhand der Nutzer- und Baulastträgerkosten ermittelt wurden, dargelegt. Eine Übersicht über das Bauprogramm des Abschnitts 1 gibt die Tab. 8-36.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	B-Kosten pro Jahr (Median) [T€]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-11	-9	151	0 / 0
2	DH-TD	-11	3	169	0 / 0
3	DB-TD	67	-6	143	-13 / -49
4	TD-TD	99	19	196	0 / 0

Tab. 8-36: Bauprogramm Abschnitt 1

Die Erhaltungsstrategie mit einer Deckschichtmaßnahme im Tiefenbau ist in diesem Abschnitt 1 zu priorisieren, da diese neben den geringsten Nutzer- auch die geringsten Baulastträgerkosten aufweist. Bei den Erhaltungsstrategien 3 und 4 sind deutliche Kostensprünge abzulesen. Zudem muss besonders bei der Wahl der Erhaltungsstrategie mit der Maßnahme „Dünnschichtbelag“ eine Optimierung berücksichtigt werden. Die zu erwartenden Kosten pro Jahr der Erhaltungsstrategien (s. Spalte „B-Kosten (Median)“), dürfen jedoch nicht direkt miteinander verglichen werden, da hierbei unterschiedliche Szenarien zugrunde liegen.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2a zeigt eine ähnliche Reihenfolge wie das vorherige (s. Tab. 8-37).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	B-Kosten pro Jahr (Median) [T€]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-38	-16	65 T€	0 / 0
2	DH-TD	-38	-7	71 T€	-3 / -29
3	TD-TD	38	7	82 T€	-3 / -16
4	DB-TD	197	13	86 T€	0 / 0

Tab. 8-37: Bauprogramm Abschnitt 2a

Im Gegensatz zu Abschnitt 1 wechselt nur der Platz 3 und 4 und somit belegt die Strategie „Dünnschichtbelag“ den letzten Platz. Insbesondere muss bei den Erhaltungsmaßnahmen DH und TD die Möglichkeiten zur Optimierung in Betracht gezogen werden. Die zu erwartenden Kosten sind der Reihung entsprechend ansteigend. Ein Vergleich sollte auch hier aufgrund der unterschiedlichen zugrundeliegenden Szenarien nicht erfolgen.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2b weist trotz unterschiedlicher Nutzungsdauern die gleiche Reihenfolge wie Abschnitt 1 auf (s. Tab. 8-38).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	B-Kosten pro Jahr (Median)	Optimierung (B-/N-Kosten)
1	DT-TD	-7	-8	96 T€	0 % / 0 %
2	DH-TD	-7	4	107 T€	0 % / 0 %
3	DB-TD	19	-8	96 T€	-24 % / -69 %
4	TD-TD	106	20	124 T€	0 % / 0 %

Tab. 8-38: Bauprogramm Abschnitt 2b

Auch bei dieser Reihung sind erhebliche Kostenschwankungen festzustellen. Insbesondere Erhaltungsstrategie TD-TD zeigt erhöhte Nutzerkosten. Eine Optimierung ist nur bei der Erhaltungsstrategie mit „Dünnschichtbelag“ möglich und weist zudem dort ein hohes Optimierungspotential auf.

## Auswertung

Nachfolgend sollen die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen ausgewertet und Vermutungen bekräftigt werden. Die Auswertung unterteilt sich in vier Themen:

- „Theoretisches Potential“ der Erhaltungsstrategie,
- Relative Betrachtungsweise der Szenarien über die variable Spurrinnentiefe,
- Relative Betrachtungsweise der jährlichen Baulastträgerkosten in Abhängigkeit der Szenarien und
- Absolute Betrachtungsweise der Baulastträgerkosten in Abhängigkeit der Nutzungsdauer.

Die Tab. 8-39 zeigt das „theoretische Potential“, die bestmögliche Erhaltungsstrategie bei Kenntnis des eintretenden Szenarios ausgewählt zu haben.

Abschnitt	Baulastträgerkosten	Nutzerkosten
Abschnitt 1	-1 %	-21 %
Abschnitt 2a	-1 %	-5 %
Abschnitt 2b	-14 %	-48 %

Tab. 8-39: „Theoretisches Potential“ der drei Asphaltabschnitte bei Variante 2

Trotz deutlicher Unterschiede zwischen den Abschnitten kann auch bei Variante 2 die szenarioabhängige Wahl der Erhaltungsstrategie zu erheblichen Kostenersparnissen führen.

Aufgrund der Systematik waren keine großen Änderungen der Erhaltungsstrategien in dieser Variante zu erwarten. Insbesondere die relative Betrachtungsweise lässt bauweisenübergreifende Rückschlüsse über das Sensitivitätsverhalten des Oberbaus zu. Für die Anpassung des Eingreifzeitpunkts in Abhängigkeit der Nutzungsdauer musste das Eingreifkriterium der Spurrinnentiefe SPT für jedes Szenario und jeden

Abschnitt variabel angepasst werden. Diese Zustandsgröße aller Szenarien wird in relativen Bezug zu dem Szenario „Voller SV“ des jeweiligen Abschnitts ausgedrückt (s. Bild 8-40).

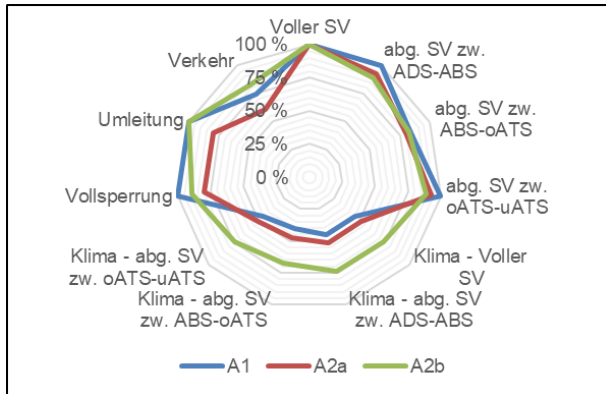


Bild 8-40: Variables Eingreifkriterium SPT aller Szenarien und Asphaltabschnitte in Abhängigkeit des Referenzszenarios „Voller SV“

Dieser Sensitivitätsanalyse ist zu entnehmen, dass der Abschnitt 2b die geringsten Abweichungen in Abhängigkeit der Szenarien und somit eine hohe Prognosestabilität aufweist. Hingegen können die Ergebnisse der Abschnitte 1 und 2a deutlich voneinander abweichen. Für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen ist insbesondere diese Eigenschaft unter der Annahme, dass das eintretende Szenario unbekannt ist, wichtiger als die tatsächliche Nutzungsdauer, da somit die Erhaltungsstrategie auf die Nutzungsdauer abgestimmt werden kann.

Jedoch ist die Nutzungsdauer nicht bei der Kosten- bzw. Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zu vernachlässigen (s. Bild 8-41).

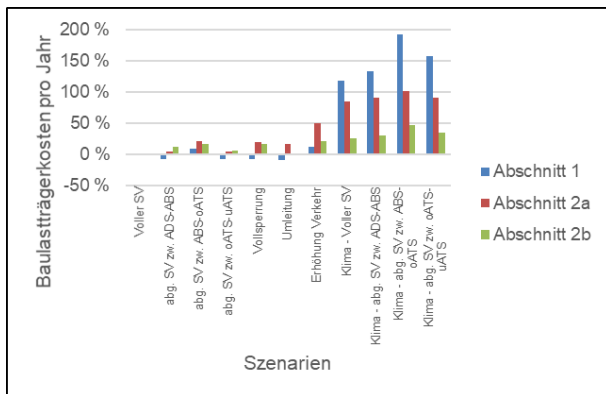


Bild 8-41: Relative Betrachtungsweise der Baulastträgerkosten pro Jahr der jeweiligen Szenarien aller Erhaltungsstrategien mit Referenzszenario „Voller SV“

Diese Abbildung stellt abschnittsweise die relativen Baulastträgerkosten pro Jahr der jeweiligen Szenarien gegenüber. Das Referenz-Szenario bildet das Szenario „Voller SV“. Ein abschnittsübergreifender Vergleich der Kosten ist aufgrund der unterschiedlichen Bauloslängen (OEFNER et al. 2004) nicht zulässig, jedoch kann ein Vergleich der jährlichen Kosten unterschieden nach Szenarien durchgeführt werden. Die starken Ausreißer der Kosten zeigen, dass eine Verkürzung der Nutzungsdauer zu hohen jährlichen Kosten führen kann und bekräftigen die Vermutung des Zusammenhangs zwischen Baulastträgerkosten und Nutzungsjahren. Dabei ist zu beachten, dass dieser Effekt bei Variante 2 durch die Annahme konstanter Eingreifzeitpunkte in Abhängigkeit der Nutzungsdauer verstärkt wird.

Einen trivialen Zusammenhang zwischen Nutzungsdauer und Kosten gibt es aufgrund der Vielzahl an Einflussparametern nicht, jedoch verdeutlicht das Bild 8-42, dass geringe Nutzungsdauern eher zu hohen jährlichen Kosten führen.

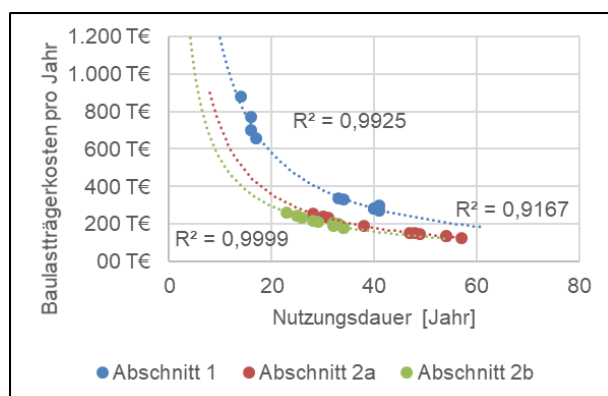


Bild 8-42: Exponentielle Charakteristik zwischen Nutzungsdauer und Baulastträgerkosten pro Jahr bei Variante 2

Insbesondere bei dieser Variante 2 sind aufgrund der exponentiellen Charakteristik Szenarien mit einer Nutzungsdauer unter 20 Jahren besonders unwirtschaftlich. Es muss bei Auswertung dieses Punktdiagramms (mit potenzieller Regression) jedoch beachtet werden, dass alle Maßnahmen abhängig von der Nutzungsdauer sind und nur die Kosten des halben Lebenszyklus angesetzt wurden.

### 8.7.3 Variante 3 - Ausfallwahrscheinlichkeit und Spurrinntiefe

In diesem Abschnitt werden die Ergebnisse der Variante 3, welche auf beiden Kriterien AW und SPTN basieren, vorgestellt und daraus Rückschlüsse abgeleitet. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die jährlichen Nutzerkosten in Abhängigkeit der Szenarien und Erhaltungsstrategien. Die Legende ist Bild 8-44 (rechts) zu entnehmen.

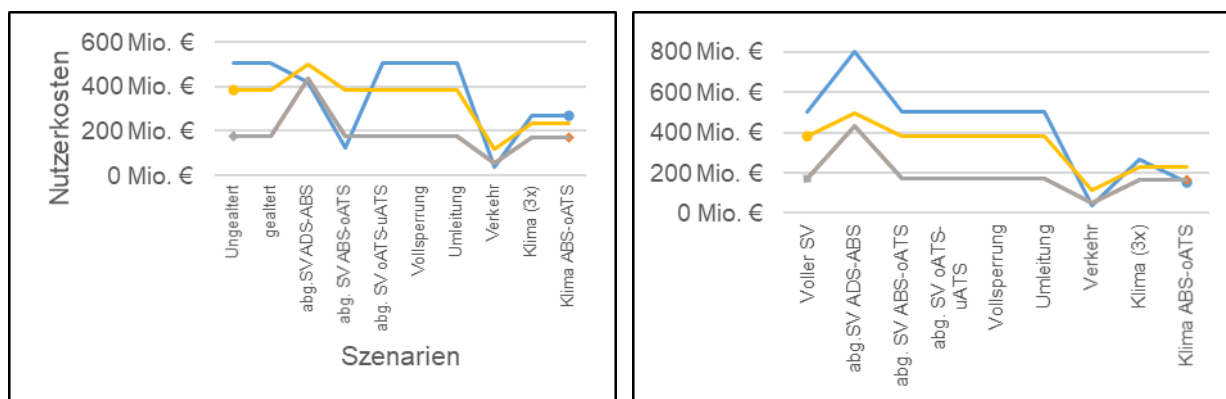


Bild 8-43: Nutzerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2a

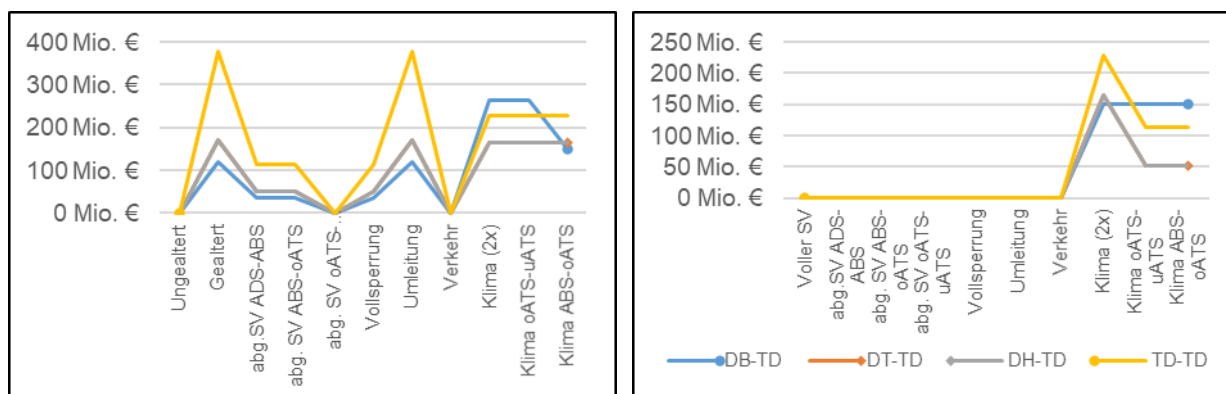


Bild 8-44: Nutzerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2b



Unter Betrachtung der Erhaltungsstrategie mit den geringsten Nutzerkosten im jeweiligen Szenario weisen abschnitts- und prüfverfahrenübergreifend entweder das „Klima“-Cluster oder das Szenario „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ die höchsten Nutzerkosten auf. Jedoch sind die Kostenschwankungen deutlich geringer als die Ergebnisse der vorherigen Varianten 1 und 2, da beide Eingreif- bzw. Ausfallkriterien szenarioabhängig sind. Bei Abschnitt 2b (Triaxial-Versuch) sind bis auf das „Klima“-Szenario keine Nutzerkosten zu erwarten, da keine Maßnahmen durchgeführt werden müssten (s. Bild 8-44). Hier soll noch mal erwähnt werden, dass der Betrachtungszeitraum bei Variante 3 bereits bei der halben errechneten Nutzungsdauer endet.

Die nachfolgenden Abbildungen zeigen die Baulasträgerkosten in Abhängigkeit der Szenarien und Erhaltungsstrategien. Dabei werden Kosten pro Jahr bei Berücksichtigung der halben errechneten Nutzungsdauer angesetzt. Die Baulasträgerkosten können über den kompletten Lebenszyklus deutlich geringer ausfallen, da die einmaligen Herstellungskosten über einen längeren Zeitraum verteilt angesetzt werden.

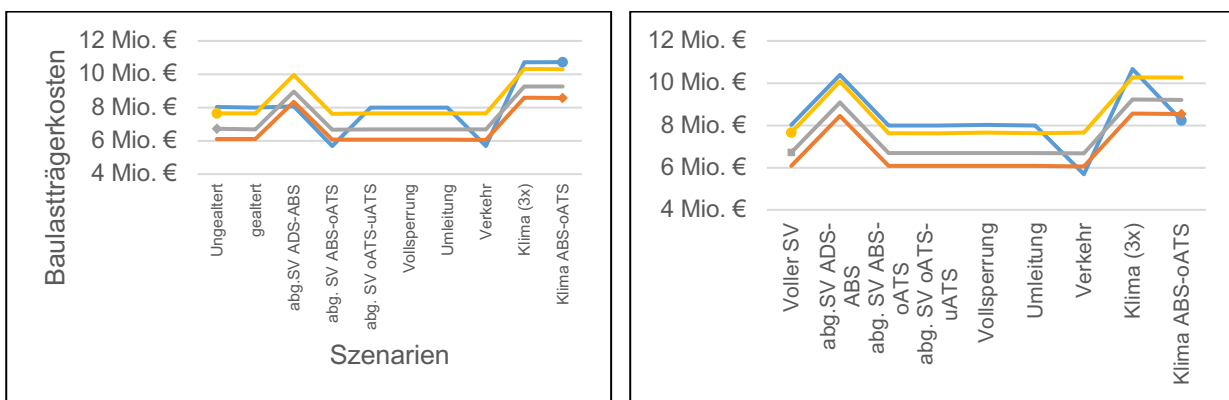


Bild 8-45: Baulasträgerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2a

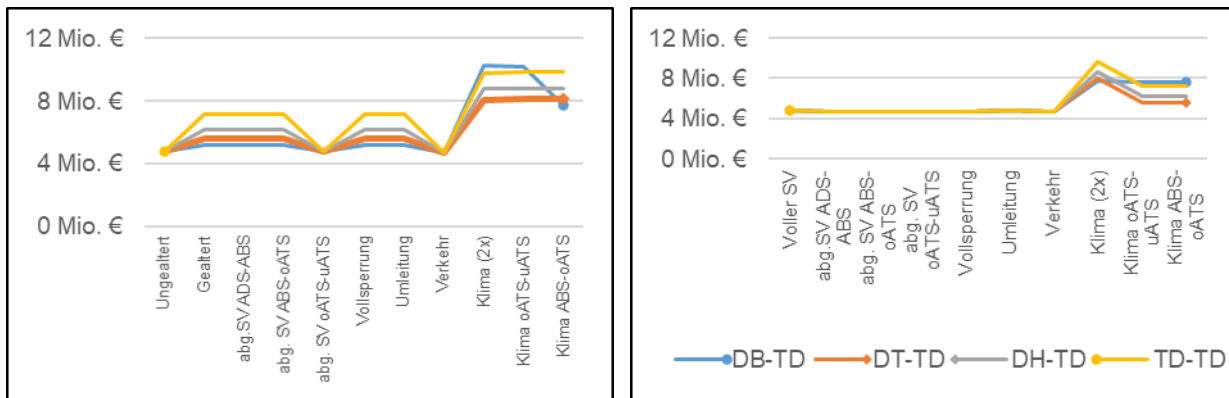


Bild 8-46: Baulasträgerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2b

In allen Wirtschaftlichkeitsberechnungen ist abschnittsunabhängig eine Kostenerhöhung im „Klima“-Szenario festzustellen. Dies ist unter anderem auch auf die Diskontierung zurückzuführen, da früh durchgeführte Maßnahmen deutlich teurer gewertet werden als spät durchgeführte. Das Szenario „Abgeminderter SV zw. ADS und ABS“ weist zudem auch hohe Baulasträgerkosten auf.

Im nachfolgenden werden die Bauprogramme der jeweiligen Abschnitte in Abhängigkeit der Anwendung der Versuchsmethodik für die Spurbildungsprognose (Druckschwell- und Triaxial-Versuch) vorgestellt. Diese Auswahl bzw. Einstufung erfolgt so, dass unabhängig vom eintretenden Szenario, die günstigste Strategie ermittelt wird. Diese Erhaltungsstrategie hat unter Gleichgewichtung der Szenarien die niedrigsten Nutzerkosten (vgl. Vorgehensweise bei Variante 1 in Abschnitt 8.7.1 bzw. Abschnitt 8.6.1). Tab. 8-40 gibt eine Übersicht über die daraus resultierende Reihenfolge der Erhaltungsstrategien.

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-23	-12	-7 / -22
2	DH-TD	-23	-4	-4 / -5
3	DB-TD	42	5	-3 / -10
4	TD-TD	48	10	-6 / -13

Tab. 8-40: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV)

Die Auswahl der Erhaltungsstrategie macht sich deutlich bemerkbar: Die beiden Deckschichtmaßnahmen (Reihenfolge Nr. 1 und 2) sind deutlich günstiger in Baulastträger- und Nutzerkosten als die restlichen. Es ist bemerkenswert, dass die teurere Deckschichtmaßnahme im Tiefenbau hinsichtlich den Baulastträgerkosten günstiger als die im Hocheinbau ist. Diese beiden Maßnahmen unterscheiden sich durch andere Einbauleistungen, Maßnahmenkosten und einen anderen Folgefaktor in LCD2 und sind daher in unterschiedlichen Szenarien zu bevorzugen. Die günstigeren Kosten wiegen in diesem Fall nicht den bautechnischen Nachteil auf.

Das Bauprogramm auf Basis der Versuchsergebnisse des Triaxial-Versuchs weicht im Detail von dem des DSV ab (s. Tab. 8-41).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-24	-13	-7 / -22
2	DH-TD	-24	-4	-4 / -5
3	TD-TD	42	9	-6 / -13
4	DB-TD	53	7	-3 / -10

Tab. 8-41: Bauprogramm des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch)

Das ist auf den ähnlichen Verlauf der Erhaltungsstrategien über die Szenarien zurückzuführen. Dabei wechseln beispielsweise die letzten beiden Erhaltungsstrategien die Reihenfolge. Die Spalte „Optimierung“ ist sogar identisch.

Das Bauprogramm des Abschnitts 2b vom DSV verdeutlicht die erheblichen Unterschiede der Nutzerkosten je nach Erhaltungsstrategie (s. Tab. 8-42).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-41	-5	-4 / -11
2	DB-TD	25	-6	-7 / -19
3	DH-TD	25	2	-6 / -15
4	TD-TD	89	13	-6 / -12

Tab. 8-42: Bauprogramm des Abschnitts 2b (DSV)

Hingegen unterscheiden sich die Baulastträgerkosten prozentual wesentlich geringer.

Die Nutzer- und Baulastträgerkosten bei Anwendung des Triaxial-Versuchs weichen im Gegensatz zum DSV kaum voneinander ab (s. Tab. 8-43).

Reihenfolge	Erhaltungsstrategie	1. Kriterium (N-Kosten) [%]	2. Kriterium (B-Kosten) [%]	Optimierung (B-/N-Kosten) [%]
1	DT-TD	-8	-4	-5 / -30
2	DH-TD	-8	-2	-5 / -30
3	TD-TD	12	4	-5 / -20
4	DB-TD	16	2	0 / 0

Tab. 8-43: Bauprogramm des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch)

Die Reihenfolge basiert auf der Annahme, dass eine Kostensteigerung von 0 € auf einen beliebigen Wert immer eine Steigerung von 100 % entspricht. Bei der Erhaltungsmaßnahme „Dünnschichtbelag“ ist keine Optimierung möglich. Die geringen Unterschiede sind in der geringen Maßnahmenhäufigkeit erklärbar. Je höher die Maßnahmenanzahl, desto deutlicher wird der Unterschied zwischen zwei Erhaltungsstrategien.

Auf eine Kostenabschätzung der ausgewählten Erhaltungsstrategien in Abhängigkeit des tatsächlich eintretenden Szenarios wird bei dieser Variante verzichtet, kann jedoch ähnlich zu Variante 2 durchgeführt werden. Diese müsste dementsprechend in jährlichen Kosten angegeben werden.

**Auswertung**

Es werden durch eine Auswertung insbesondere drei Hypothesen untersucht:

- „Theoretisches Potential“ der Erhaltungsstrategie bzw. -maßnahme,
- Einflussnahme der Maßnahmenhäufigkeit auf die Kosten und
- Kostenunterschiede zwischen Druckschwell- und Triaxial-Versuch.

Die erste Vermutung lässt sich bestätigen: Die Auswahl der Strategie zum entsprechenden Szenario, sofern dessen Eintritt vorab bekannt ist, kann erheblich Kosten sparen (s. Tab. 8-44).

Abschnitt / Versuchsaufbau	Baulastträgerkosten	Nutzerkosten
Abschnitt 2a (DSV)	-13 %	-44 %
Abschnitt 2b (DSV)	-10 %	-40 %
Abschnitt 2a (Triaxial-Versuch)	-13 %	-47 %
Abschnitt 2b (Triaxial-Versuch)	-6 %	-43 %

Tab. 8-44: Potential der Erhaltungsstrategie

Wie bei Variante 1 ist bei Variante 3 zu bemerken, dass in jedem Abschnitt ein etwa gleich hohes Potential zur Kostenoptimierung steckt. Kenntnisse über das tatsächlich eintretende Szenario sind daher erstrebenswert.

Im Nachfolgenden werden die Maßnahmenhäufigkeiten in Abhängigkeit der Szenarien betrachtet (s. Bild 8-47 und Bild 8-48).

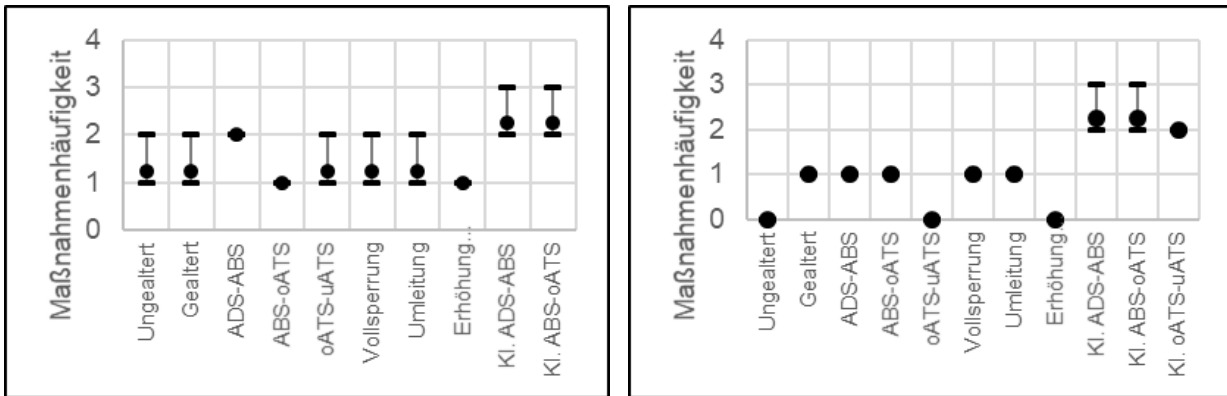


Bild 8-47: Maßnahmenhäufigkeit der Bauabschnitte 2a (links) und 2b (rechts) – DSV

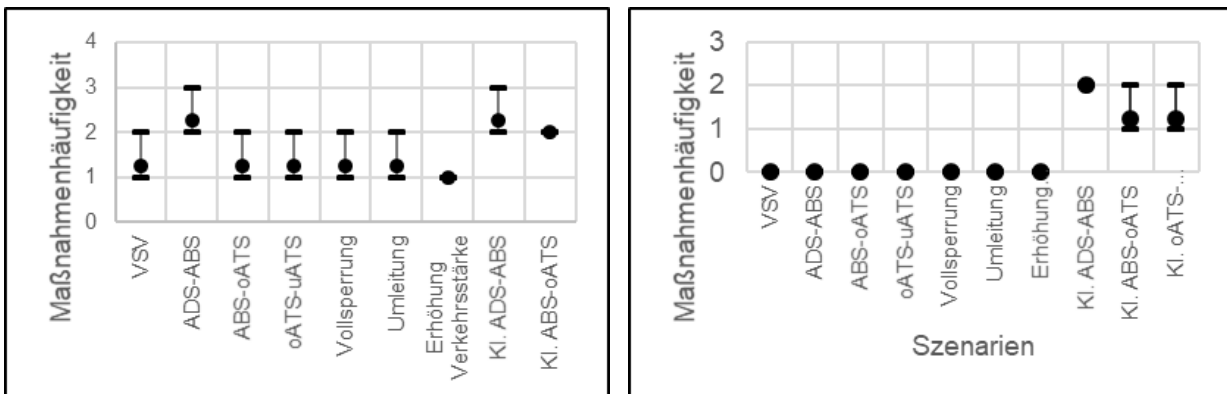


Bild 8-48: Maßnahmenhäufigkeit der Bauabschnitte 2a (links) und 2b (rechts) - Triaxial-Versuch

Falls im Szenario keine Maßnahme ausgelöst wird, ist das der optimale Fall. Es entstehen in diesem Fällen keine Nutzerkosten und nur Herstellungskosten auf Seiten des Baulastträgers. Hierbei ist noch mal darauf hinzuweisen, dass nur die Hälfte der Nutzungsdauer bis zur Durchführung einer E1-Maßnahme (Erneuerung Deck-/Binderschicht) als Betrachtungszeitraum herangezogen wird. Szenarien mit einem Tiefpunkt bei einer Maßnahme und einem Hochpunkt bei zwei Maßnahmen deuten darauf hin, dass durch die Wahl einer Erhaltungsstrategie eine Verringerung der Nutzungsdauer vermieden werden kann. Wenn jedoch der Mittelwert zwei oder höher beträgt, führt dieses Szenario nach den Vorüberlegungen der Erhaltungsplanung unabhängig der Erhaltungsstrategie zu einer Verkürzung der Nutzungsdauer der Straßenbefestigung. Es stellt sich jedoch die Frage, in welcher Höhe dies geschieht.

Weiter sollen Unterschiede der Ergebnisse in Abhängigkeit des Laborversuchs untersucht werden. Das Bild 8-49 stellt die Erhaltungsstrategien, welche in jedem Szenario die besten sind, auf Basis der beiden Versuchsaufbauten gegenüber.

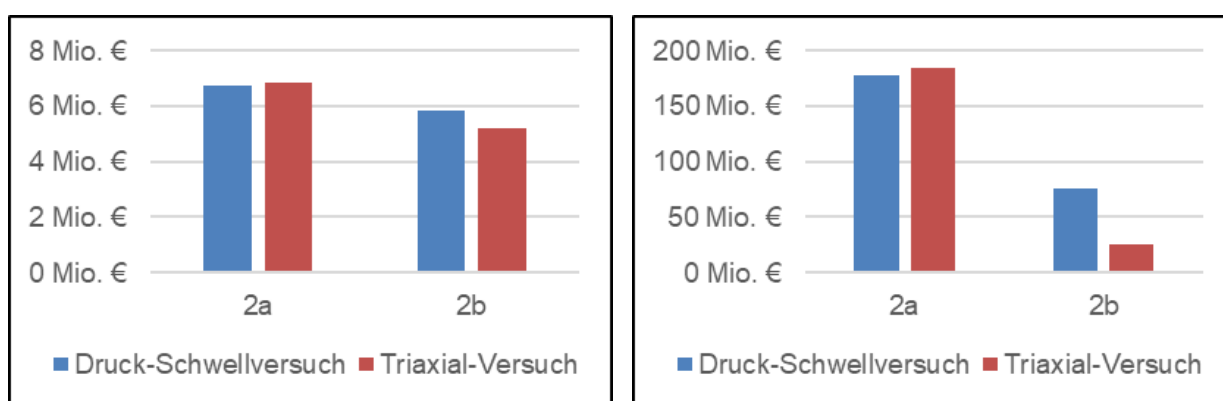


Bild 8-49: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) in Abhängigkeit des angewandten Laborversuchs

Die Vermutungen aus den Sensitivitätsanalysen können bestätigt werden: Bei Abschnitt 2a können versuchsunabhängig die gleichen Ergebnisse erzielt werden und bei Abschnitt 2b sind deutliche Unterschiede festzustellen.

## 8.8 Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf Betonbefestigungen (Neubau)

In diesem Abschnitt wird anhand von aktualisierten Kostensätzen die Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf Betonbefestigungen untersucht. Die Berechnungen basieren auf der Hazardfunktion (s. Abschnitt 8.4) und den Vorüberlegungen zur Ermittlung einer Erhaltungsstrategie in Abschnitt 8.6.2.

Die Ergebnisse der Betonabschnitte zeigen deutliche Unterschiede in den Eingangsgrößen. Bei Abschnitt 3 endet der Lebenszyklus der Straßenbefestigung im Jahr 20 und bei Abschnitt 4 erst im Jahr 44. Aufgrund der unterschiedlichen Bauloslänge sind jedoch die Kosten, auch in prozentualer Darstellung, nicht vergleichbar. Einzig die Gegenüberstellung der beiden Kostenarten Baulastträger- und Nutzerkosten kann auf Besonderheiten in der Erhaltungsstrategie hinweisen.

Bild 8-50 stellt die Baulastträger- und Nutzerkosten des Abschnitts 3 für den Zeitraum der technischen Nutzungsdauer von 20 Jahren dar. In diesem Projekt sollen insbesondere die anfallenden Nutzerkosten bei einer Wirtschaftlichkeitsuntersuchung in Betracht gezogen werden.

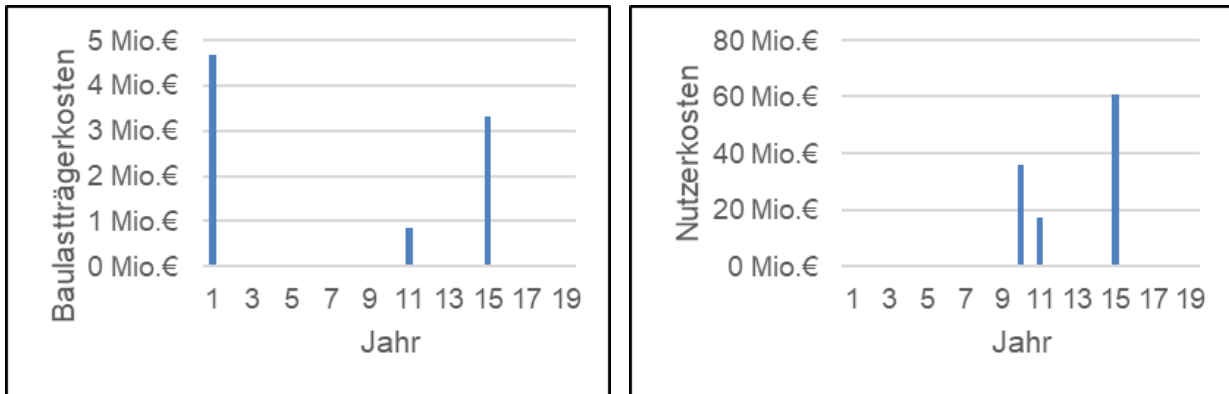


Bild 8-50: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) des Bauabschnitts 3

Durch Vergleich der beiden Abbildungen ist deutlich zu erkennen, dass die „Fugenpflege“ im Jahr 10 trotz sehr geringer Baulastträger- hohe Nutzerkosten verursacht. Zwar ist die Einbauleistung bei einer „Fugenpflege“ hoch und somit die Maßnahmenkosten gering, jedoch muss die gesamte Fahrbahn instandgehalten werden. Da in der Regel die „Fugenpflege“ nur im geringen Umfang durchgeführt wird, ist die Höhe des Kostensatzes in der Praxis nicht vorzufinden. Die Instandhaltungsmaßnahme „Erneuerung einzelner Platten“ (1. BE nach Abschnitt 8.6.2) weist im Jahr 11 geringere Baulastträger- wie auch Nutzerkosten auf als die Instandhaltungsmaßnahme „Erneuern einzelner Platten“ im Jahr 15 (2. BE nach Abschnitt 8.6.2). Die Höhe der Baulastträger- und Nutzerkosten lassen insbesondere bei der Maßnahme „Erneuern einzelner Platten“ Rückschlüsse auf das arbeitsintensive Einbauverfahren zu, da sich diese Maßnahme lediglich auf 20 % der Platten des HFS bezieht.

Bild 8-51 beschreibt die Baulastträger- und Nutzerkosten des Bauabschnitts 4 für den Bewertungszeitraum der technischen Nutzungsdauer von 44 Jahren.

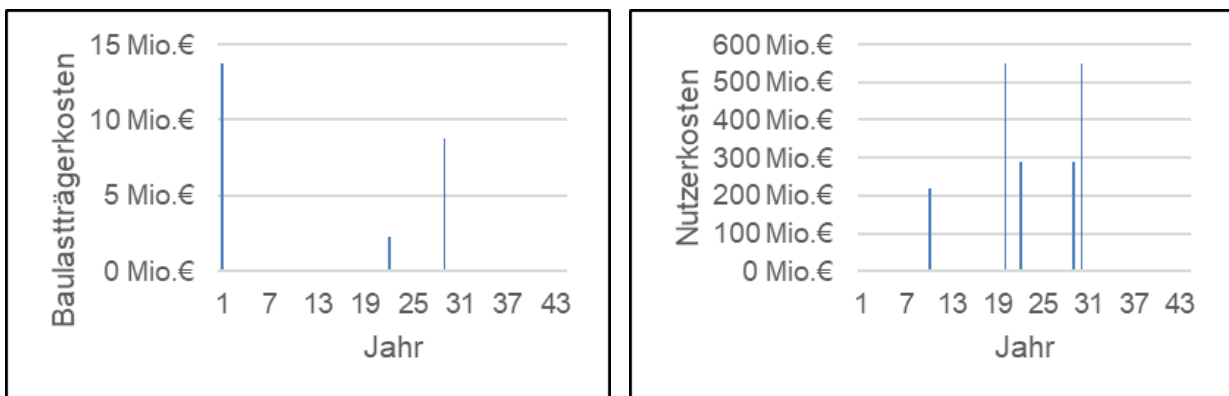


Bild 8-51: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) des Bauabschnitts 4

Den obigen Abbildungen ist zu entnehmen, dass die Instandhaltungsmaßnahme „Fugenpflege“ zehnjährlich durchgeführt wird. Diese umfassen zwar geringe Baulastträger-, jedoch erhebliche Nutzerkosten. Die Erhaltungsmaßnahmen „Erneuerung einzelner Platten“ im Jahr 22 (1. BE nach Abschnitt 8.6.2) und „Erneuerung einzelner Platten“ im Jahr 29 (2. BE nach Abschnitt 8.6.2) verursachen unterschiedliche Baulastträger-, jedoch ähnliche Nutzerkosten.

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zeigen, dass die Erhaltungsstrategien in Abhängigkeit der Nutzungsdauer bei den Betonabschnitten geringfügig abweichen. Da nur die „Fugenpflege“ bei einer langen Nutzungsdauer häufiger durchgeführt wird und die Anzahl der beiden anderen Maßnahmen konstant bleibt, verringern sich die jährlichen Kosten bei Zunahme der Nutzungsdauer. Insbesondere die Baulastträgerkosten können aufgrund der Diskontierung drastisch gesenkt werden.

Für eine Szenarienbetrachtung analog wie bei den Asphaltabschnitten wären Sensitivitäten der Hazardfunktionen anzusetzen und/oder festzulegen, inwiefern bei einem bestimmten Prozentsatz bzw. zu welchem Eingriffszeitpunkt Instandsetzungsmaßnahmen welchen Typs auszulösen wären. Dies ist im Rahmen dieser Untersuchungen nicht erfolgt aufgrund diesbezüglichen mangelnden empirischen Erkenntnissen, die eine Wahl der o.g. Parameter in sinnvoller Weise möglich machen würden.

## 8.9 Wirtschaftlichkeit von Erhaltungsmaßnahmen auf AKR-geschädigten Betonbefestigungen

In diesem Abschnitt werden die Eingangsparameter der Software LCD2 für AKR-geschädigte Betondecken anhand der erhobenen Kostensätze und Erfahrungswerten aktualisiert (s. Abschnitt 8.2.2) und anschließend mit Hilfe der ermittelten AKR-Näherungsfunktion (s. Abschnitt 8.5) die Wirtschaftlichkeit weiterer Erhaltungsmaßnahmen (s. Abschnitt 8.6.3) vor der notwendigen grundhaften Erneuerung untersucht. Es werden die Ergebnisse der diesbezüglichen Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen für die AKR-geschädigten Betonbefestigungen in den Abschnitten 2b, 3 und 4 durchgeführt. Diese basieren auf den Nutzungsdauerabschätzungen aus Abschnitt 5.6 und auf den Vorüberlegungen zu den Erhaltungsstrategien aus Abschnitt 8.6.3.

Das Ziel ist es, für jeden Abschnitt eine Erhaltungsstrategie zur Abwicklung der geschädigten Straßenbefestigung aus gesamtwirtschaftlichen Gesichtspunkten zu entwickeln und in Abhängigkeit verschiedener Schadenskategorien für das Bauprogramm vorzuschlagen. Der Bewertungszeitraum wird auf 26 Jahre RPE-Stra 01 (FGSV 2001b) festgelegt, da dieser Zeitraum aus Gründen der Planungskapazitäten nicht unterschritten werden sollte und der durchschnittlichen Lebensdauer einer (ungeschädigten) Betondecke nach FGSV (2001b) entspricht. Das Bauprogramm verzichtet auf eine Reihung aller Möglichkeiten und stellt einen prozentualen Bezug der Baulastträger- bzw. Nutzerkosten zum „Ohne Maßnahmen“-Fall her.

### Abschnitt 2b

Der Abschnitt 2b hat nach AKR-Verhaltensfunktion die kürzeste Nutzungsdauer der drei betrachteten Bauabschnitte, jedoch bezogen auf alle fünf erneuerten Abschnitte eine mittlere Verhaltensklasse der AKR-Schadensentwicklung. Es sei hier noch mal darauf hingewiesen, dass eine netzweite Einschätzung nicht möglich ist, da keine weiteren Auswertungen vorliegen bzw. durchgeführt wurden.

Das Bauprogramm gibt für alle vier festgelegten Zeitpunkte der AKR-Diagnose Herstellung, SK 0, SK I/II und SK II/III unter Berücksichtigung der Nutzerkosten die kostengünstigste Erhaltungsstrategie für den alten Bauabschnitt 2b vor. Die Tab. 8-45 zeigt das jeweils ausgewählte Bauprogramm für den Abschnitt 2b und zeigt auf, dass die zu empfehlende Erhaltungsstrategie in Abhängigkeit der Schadenskategorie wechselt.

Zeitpunkt der AKR-Diagnose	Mögliche Erhaltungsstrategie	Bauprogramm	Baulastträgerkosten*	Nutzerkosten*
Herstellung	1, 2, 3, 4, 5, 6 und 7	6 optimiert	-17 %	-69 %
SK 0	3, 4, 5, 6 und 7	6 opt.	-17 %	-69 %
SK I/II	3 und 4	3 opt.	-3 %	-22 %
SK II/III	3	3 opt.	-3 %	-22 %

\* Im Vergleich zum „Ohne Maßnahmen“-Fall

Tab. 8-45: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm – Abschnitt 2b

Die Erhaltungsstrategie 6 ist zwar die kostengünstigste aller Erhaltungsstrategien, kann jedoch nicht bei SK I/II und SK II/III eingesetzt werden. Unter den möglichen Erhaltungsstrategien weist die optimierte Strategie 3 (3 opt.) die geringsten Nutzerkosten auf. Somit wechselt die Erhaltungsstrategie unter anderen Rahmenbedingungen. Der prozentualen Kostenreduzierung ist zu entnehmen, je später der Schadensfall festgelegt oder genauer gesagt behoben wird, desto weniger können Kosten optimiert werden.

Die vorgeschlagenen Erhaltungsstrategien weisen nicht nur im Vergleich zu den anderen Strategien, sondern auch im Verhältnis zum „Ohne Maßnahmen“-Fall geringere Nutzerkosten auf. Das ist bemerkenswert, da die wirtschaftliche Nutzungsdauer im „Ohne Maßnahmen“-Fall nach AKR-

Verhaltensfunktion fünf Jahre weniger als der Bewertungszeitraum beträgt (s. auch Abschnitt 8.6.3). Das ist darauf zurückzuführen, dass durch die vorgezogene Maßnahme mehr Kosten mit dem Wegfall von Maßnahmen gespart als durch diese verursacht werden. Der Unterschied zwischen der Erhaltungsstrategie 6 optimiert und 3 optimiert ist jedoch insbesondere bei den Nutzerkosten deutlich.

Zusammengefasst ist für den Bauabschnitt eine Empfehlung zur Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen auszusprechen, diese durch präventive Maßnahmen zu optimieren und die Auswahl der Erhaltungsstrategien entsprechend zu treffen. Weiter sind eine frühe Schadensdiagnose bzw. ein sofortiges Handeln entscheidend für die Kostenentwicklung. Aus den Ergebnissen aus Tab. 8-45 ist deutlich zu erkennen, dass die Kosten zwischen Herstellung und SK 0 gleich sind, jedoch ist ein sprunghafter Anstieg zwischen SK 0 und SK I/II zu beobachten.

Für die entsprechenden Erhaltungsstrategien können Bild 8-52 die zu erwartenden Baulastträgerkosten entnommen werden.

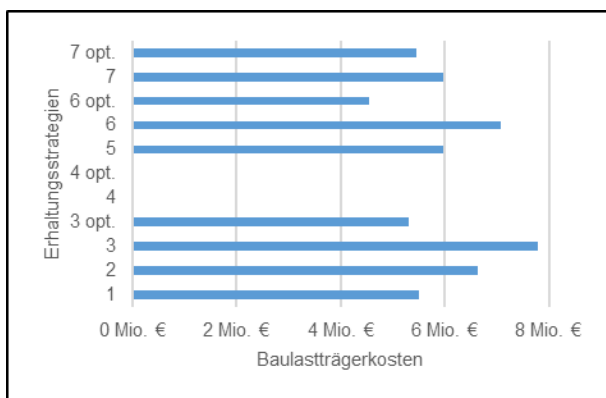


Bild 8-52: Baulastträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 2b

Aus der obigen Abbildung ist abzuleiten, dass die Erhaltungsstrategien 4 und 4 optimiert keine Baulastträgerkosten besitzen. Das ist darauf zurückzuführen, dass diese nicht durchführbar sind. Strategie 4 erreicht das Ende des Bewertungszeitraums trotz Deckschicht-Maßnahme nicht und kann auch im Umkehrschluss nicht optimiert werden, da die vorgezogene Maßnahme nach Definition nicht nach der Maßnahme „Bituminöse Teilersatz - Fugenkreuz“ auslösen darf. Weiter ist der Abbildung zu entnehmen, dass die Kosten für den Baulastträger bei allen Erhaltungsstrategien entsprechend durch die Optimierung abnehmen und somit auch eine aus bautechnischer Sicht nicht zwingend notwendige Erhaltungsstrategie aus wirtschaftlichen Gründen zu empfehlen sein kann.

**Abschnitt 3**

Der Bauabschnitt 3 weist im Vergleich zu den anderen Bauabschnitten eine mittlere (Rest-)Nutzungsdauer von 22 Jahren bezogen auf das AKR-Geschehen unter wirtschaftlichen Aspekten auf. Bezogen auf alle fünf Abschnitte der Versuchsstrecke ist eine mittlere bis langsame AKR-Schadensentwicklung festzustellen.

Wie in Abschnitt 2b wird das Bauprogramm in Abhängigkeit des vorliegenden Schadenszeitpunkts Herstellung, SK 0, SK I/II und SK II/III ermittelt, da keine Dokumentationen über den Diagnosezeitpunkt des AKR-Schadens vorliegen. Die Erhaltungsstrategie mit den geringsten Nutzerkosten wird rückwirkend berechnet und im Bauprogramm dargestellt (s. Tab. 8-46).

Zeitpunkt der AKR-Diagnose	Mögliche Erhaltungsstrategie	Bauprogramm	Baulastträgerkosten*	Nutzerkosten*
Herstellung	1, 2, 3, 4, 5, 6 und 7	6 opt.	-11 %	-24 %
SK 0	3, 4, 5, 6 und 7	6 opt.	-11 %	-24 %
SK I/II	3 und 4	3 opt.	-5 %	25 %
SK II/III	3	3 opt.	-5 %	25 %

\* Im Vergleich zum „Ohne Maßnahmen“-Fall

Tab. 8-46: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm – Abschnitt 3

Der Tab. 8-46 ist zu entnehmen, dass die optimierte Erhaltungsstrategie 6 aus Gründen der Nutzerkosten die günstigste Maßnahmenabfolge bei der Schadensdiagnose zum Zeitpunkt der Herstellung und SK 0 darstellt. Eine Schadensdiagnose zu einem späteren Zeitpunkt führt zu einem Wechsel der zu priorisierenden Erhaltungsstrategie. Ähnlich zu den Ergebnissen in Abschnitt 2b ist eine Steigerung der Nutzer- sowie Baulastträgerkosten in Abhängigkeit des Eingreifzeitpunkts anzumerken.

Im Gegensatz zu Bauabschnitt 2b sind höhere Nutzerkosten im „Ohne Maßnahmen“-Fall zu erkennen, wobei der Unterschied zwischen der Erhaltungsstrategie 6 optimiert und 3 optimiert ähnlich ist. Die Erhaltungsstrategie 3 opt. weist zwar höhere Nutzerkosten als der „Ohne Maßnahmen“-Fall auf, jedoch fällt die wirtschaftliche Nutzungsdauer im Vergleich zum „Ohne Maßnahmen“-Fall vier Jahre geringer aus. Es ist anzumerken, dass die Kosten auf Seiten des Baulastträgers reduziert werden konnten.

Wie in Abschnitt 2b ist auch bei diesem Abschnitt eine systematische Erhaltungsplanung anhand der gegebenen AKR-Verhaltensfunktionen zu empfehlen und ein starker Kostenanstieg in Abhängigkeit des Eingreifzeitpunkts vorzufinden.

Neben den Nutzerkosten können jedoch auch die baulastträgerseitigen Kosten ein Entscheidungskriterium für die Wahl der Erhaltungsstrategie sein (s. Bild 8-53).

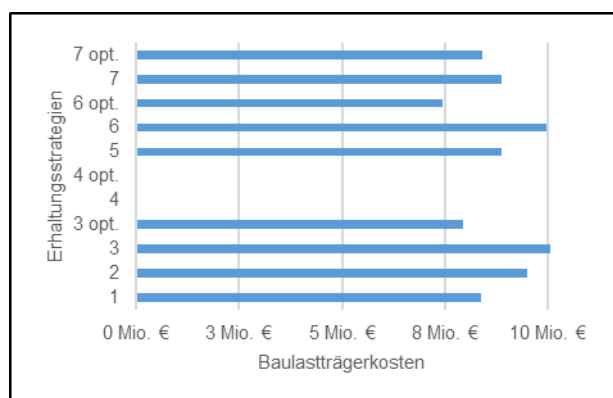


Bild 8-53: Baulastträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 3

Die Abbildung zeigt, dass die Erhaltungsstrategien 4 und 4 optimiert nicht anwendbar sind. Wie in Abschnitt 2b sind bei allen Erhaltungsstrategie eine Minimierung der Kosten durch die Optimierung festzustellen.

#### Abschnitt 4

Der Bauabschnitt 4 weist in Abhängigkeit der AKR-Verhaltensfunktion die längste Nutzungsdauer aller Abschnitte auf (29 Jahre) und beschreibt eine langsame AKR-Schadensentwicklung hinsichtlich des Schadensbilds an der Oberfläche der Straßenbefestigung. In Abhängigkeit der Eingreifzeitpunkte wird unter Berücksichtigung der Nutzerkosten die kostengünstigste Erhaltungsstrategie für den geschädigten/alten Bauabschnitt 4 ermittelt (s. Tab. 8-47).

Zeitpunkt der AKR-Diagnose	Mögliche Erhaltungsstrategie	Bauprogramm	Baulastträgerkosten*	Nutzerkosten*
Herstellung	1, 2, 3, 4, 5, 6 und 7	4 opt.	-17 %	-46 %
SK 0	3, 4, 5, 6 und 7	4 opt.	-17 %	-46 %
SK I/II	3 und 4	4 opt.	-17 %	-46 %
SK II/III	3	3 opt.	-6 %	-7 %

\* Im Vergleich zum „Ohne Maßnahmen“-Fall

Tab. 8-47: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm

Aufgrund der hohen prognostizierten (Rest-)Nutzungsdauer des Abschnitts 4 weicht das Bauprogramm von dem der anderen Abschnitte ab. Die Erhaltungsstrategie 4 opt. ist zum Eingreifzeitpunkt Herstellung, SK 0 und SK I/II aus Gründen der Nutzerkosten auszuwählen. Nur der Eingreifzeitpunkt zur SK II/III zeigt hier wie in den anderen Abschnitten die gleiche Erhaltungsstrategie an. Die vorgeschlagenen



Erhaltungsstrategien weisen im Vergleich zu den anderen Erhaltungsstrategien geringere Nutzerkosten im Vergleich zum „Ohne Maßnahmen“-Fall auf, jedoch wird hierzu eine Verkürzung der wirtschaftlichen Nutzungsdauer um 3 Jahre angesetzt. Dieser Zusammenhang basiert auf der Annahme, dass die Substanz bei AKR-geschädigten Betonfahrbahnen eine maximale bauliche Nutzungsdauer von 26 Jahren vorsieht. Zu allen Betrachtungszeitpunkten können neben den Nutzerkosten auch die Baulasträgerkosten reduziert werden.

Zusammengefasst ist für den Bauabschnitt 4 trotz ausreichender Nutzungsdauer eine Durchführung von Erhaltungsmaßnahmen sowie präventiven Maßnahmen und die Auswahl der entsprechenden Erhaltungsstrategien zu empfehlen. Das bedeutet, dass auch bei geringerer Schadenskategorie entgegen den Empfehlungen der FGSV (2017b, Entwurf) aufgrund des Wegfalls der Flickarbeiten insbesondere vorgezogene Überbauungen volkswirtschaftlich sinnvoll sein können (s. Tab. 3-1). Zudem ist es denkbar, dass sich aufgrund der wasserabweisenden Wirkung einer Überbauung die Nutzungsdauer verlängern könnte. Weiter sind eine frühe Schadensdiagnose bzw. ein sofortiges Handeln entscheidend für die Kostenentwicklung.

Bild 8-54 sind die zu erwartenden Baulasträgerkosten der Erhaltungsstrategien zu entnehmen.

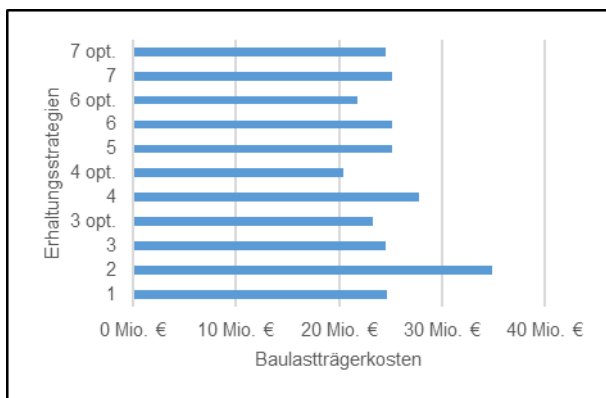


Bild 8-54: Baulasträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 4

Die Baulasträgerkosten nehmen bei allen Erhaltungsstrategien durch die Optimierung ab (s. Bild 8-54).

### Plausibilitätsprüfung

Die Ergebnisse der Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an AKR-geschädigten Betonbefestigungen sollen anhand von Auswertungen getätigter Ausgaben aus der Praxis auf Plausibilität geprüft werden. Die LSBB Sachsen-Anhalt hat eine sehr grobe Aufschlüsselung der Kosten für den Zeitraum von 2008 bis 2017 an AKR-geschädigten Fahrbahnen geliefert (s. Tab. 8-1).

Es ist aufgrund fehlender Informationen zur instandgesetzten Flächengröße nicht möglich, an diesen Daten konkrete Kostensätze zu ermitteln. Darüber hinaus ist weder der Schadensfortschritt noch das Alter der Befestigungen bekannt und dementsprechend sind Erhaltungsintervalle nicht abzuleiten. Das Vorliegen von Daten aus Brandenburg und Sachsen-Anhalt könnte zu einer Verbesserung der Prognosefähigkeit führen. Diese Datenaggregation würde jedoch nur hinsichtlich einer bundesweiten Prognose für den Bundeshaushalt sinnvoll sein, nicht jedoch für eine Betrachtung auf Landesebene.

Für eine Plausibilitätsprüfung ist es nicht zwingend erforderlich, die Netzgröße zu kennen. Lediglich darf diese sich nicht in dem betrachteten Zeitraum wesentlich verändern und muss aus einer entsprechend hohen Anzahl an homogenen Abschnitten bestehen. Die Plausibilitätsprüfung soll dem Grundsatz folgen, dass die Erhaltung eines bestehenden Straßennetzes im Mittel den jährlichen Investitionskosten der prozentualen Verteilung der durchschnittlichen Lebenszykluskosten einer Straßenbefestigung entspricht. Abweichungen vom Jahresmittel sind auf Einwirkungen auf das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen zurückzuführen und werden durch Vergrößerung des betrachteten Zeitraums der Stichprobe verbessert. Dieses Vorgehen sollte jedoch nur bauweisenabhängig durchgeführt werden, da es sich hierbei um die gleichen Erhaltungsmaßnahmen handelt und die Nutzungsdauern ähnlichen Zeithorizonten entsprechen.

Bei einer Verkürzung des Lebenszyklus einer Straßenbefestigung ist davon auszugehen, dass sich die Kostenverteilung zu Lasten der Herstellungskosten verschiebt und mehr Personal benötigt wird. Dieser Vorgang ist grundsätzlich in der Erhaltungsplanung nicht auszuschließen, jedoch handelt es sich im Regelfall um einzelne Streckenabschnitte und nicht, wie bei AKR-geschädigten Betonfahrbahnen, um ein ganzes Autobahnnetz. Eine solche rasche Veränderung in der prozentualen Maßnahmenaufteilung ist aus Gründen der Kapazitäten in Planung und Ausführung nicht möglich, da neben einem erhöhten Personalaufwand insbesondere das entsprechende „Know-how“ den Neubau bzw. die grundhafte Erneuerung begrenzt (KRELLE & MARQUORDT 2015).

Um diesem Effekt entgegenzuwirken, wird in der Erhaltungsplanung bei AKR-geschädigten Fahrbahnen grundsätzlich durch den Einsatz von verzögernden Instandsetzungsmaßnahmen versucht, die Nutzungsdauer mittelfristig zu verlängern und somit die Kapazitäten aller Bereiche gleichermaßen auszulasten.

Das Bild 8-55 stellt den prozentualen Kostenanteil aller Erhaltungsmaßnahmen im Zeitraum von 2011 bis 2016 von AKR-geschädigten Betonbefestigungen nach den Daten des LSBB Sachsen-Anhalt sowie den Vergleichsfall für Abschnitt 3 in Bild 8-56 mit nicht exakt gleichzusetzenden Maßnahmenkategorien dar. Bild 8-56 verdeutlicht den aus den Berechnungen ermittelten prozentualen Kostenanteil des Lebenszyklus des alten AKR-geschädigten Betonabschnitts 3 (Baujahr 1999). Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchung im Lebenszyklus wurde rückwirkend anhand aktueller AKR-bezogenen Erhaltungsmaßnahmen mit entsprechenden Kostensätzen erstellt.

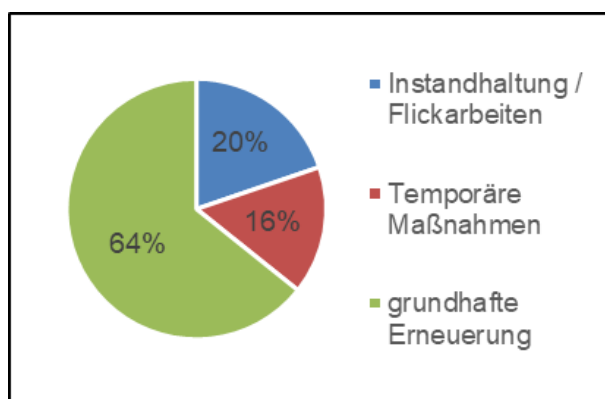


Bild 8-55: Prozentualer Kostenanteil der gesamten Erhaltungsmaßnahmen über den Zeitraum 2011 bis 2016 - AKR Befall (eigene Darstellung nach Daten des LSBB Sachsen-Anhalt)

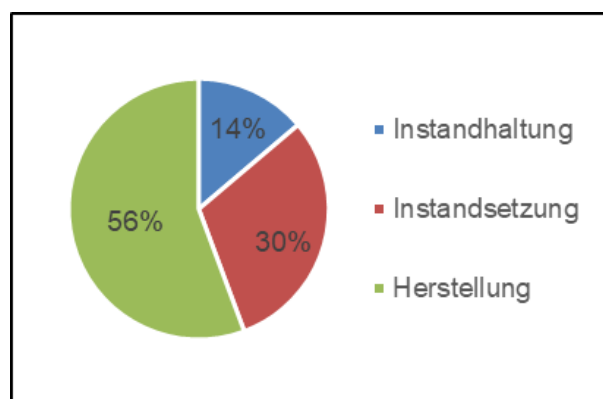


Bild 8-56: Verteilung der entstehenden Kosten über den Lebenszyklus bei AKR-Schädigung – diskontierte Kosten - Abschnitt 3

Um eine Vergleichbarkeit der Erhaltungsmaßnahmen zu erzeugen, müssen diese jeweils auf ein Bezugsjahr diskontiert werden. Da die Maßnahmenzeitpunkte der Erhebungsdaten wenige Jahre voneinander entfernt liegen, ist eine Vernachlässigung der Diskontierung vertretbar. Dies hat dementsprechend zu einer Verschiebung der Kosten zu Lasten der Erhaltungsmaßnahmen geführt, da die grundhaften Erneuerungen zu einem späteren Zeitpunkt ausgeführt wurden und somit der prozentuale Anteil von 64 % abgemindert werden musste.

Die Angaben der LSBB Sachsen-Anhalt unterscheiden die Begrifflichkeiten „Instandhaltung / Flickarbeiten“, „temporäre Maßnahmen“ und „grundhafte Erneuerung“ als Erhaltungsmaßnahmen. Für den Vergleich ist jedoch wichtig, welche Instandhaltungs- (außer Flickarbeiten) und Instandsetzungsmaßnahmen grundsätzlich erfasst wurden. Beispielsweise sind im „Ohne Maßnahmen“-Fall bei Abschnitt 3 neben Flickarbeiten (BTF) die „Fugenpflege“ (BF) sowie die „Erneuerung einzelner Platten“ (1. BE) als Instandhaltungs- und „Bituminöser Teilersatz - ganze Platte“ (BTP) als Instandsetzungsmaßnahme durchgeführt worden. Es ist nicht eindeutig, ob diese eine Teilmenge der vorgelegten Daten des LSBB Sachsen-Anhalt darstellen. Unter der Annahme einer Erfüllung dieses Kriteriums deutet der signifikante Anteilsunterschied der beiden Kostenverteilungen hinsichtlich der Instandsetzungsmaßnahmen darauf hin, dass die Erneuerung einzelner Platten eine kostenintensive und selten ausgeführte Instandsetzungsmaßnahme bei AKR-Befall ist, oder dass deren Anteil an Erhaltungsmaßnahmen zu hoch angesetzt wurde.

Bild 8-56 ist zu entnehmen, dass die Instandhaltungs- und Instandsetzungskosten zusammen betrachtet einen erheblichen Anteil von 44 % an der Kostenverteilung einnehmen und im Vergleich zur linken Darstellung einen deutlich höheren Anteil aufweisen. Da die absoluten Herstellungskosten bzw. grundhafte Erneuerung durch die Berechnung in LCD2 eine belastbare Berechnungsgrundlage liefern, wird der vorherige Verdacht einen zu hohen Anteil für Instandsetzungsmaßnahmen angesetzt zu haben, verstärkt.

In diesem Zusammenhang wäre auch ein Vergleich der durchschnittlichen Nutzungsdauer von AKR-geschädigten Betonbefestigungen zum Bauabschnitt 3 mit 22 Jahren interessant, da der prozentuale Anteil der Herstellungskosten mit der Zunahme der Nutzungsdauer geringer werden müsste. Zum Beispiel enthält eine Straßenbefestigung mit einer Nutzungsdauer von 10 Jahren nahezu nur Herstellungskosten, da in diesem Zeitraum weder mit einer präventiven Erhaltungsmaßnahme wie der „Fugenpflege“ noch mit Ausfällen von Betonplatten zu rechnen ist.

Bei Vergleich beider Diagramme wird ein deutlicher Unterschied der Instandhaltungskosten von 6 Prozentpunkten ersichtlich. Diese Abweichung gibt einen Hinweis darauf, dass die Instandhaltungskosten in den Berechnungen im Vergleich geringer ausfallen und, ohne die enthaltenen Maßnahmen zu kennen, möglicherweise in den Wirtschaftlichkeitsberechnungen ein zu geringer Kostensatz für die Asphaltplomben der Fugenkreuze angesetzt wurde. Dieser Verdacht wird zudem durch die Tatsache bekräftigt, dass die aggregierten Daten der LSBB Sachsen-Anhalt auch AKR-geschädigte Teilabschnitte mit schwach ausgeprägten Schadensverläufen inkludieren.

Der Bauabschnitt 3 bildet zusammen mit dem Teilstück 2b ein Schadensbild der mittleren Ausprägung, da die Abschnitte 1 und 2a jeweils vorzeitig und Abschnitt 4 später grundhaft erneuert wurden. Demzufolge sind unterschiedliche Kostenverteilungen der Abschnitte zu erwarten. Diese Daten können somit zwar einen Anhaltspunkt für die Wahl von Erhaltungsmaßnahmen und Erhaltungsstrategien geben, sind jedoch für weitere Rückschlüsse ungeeignet. Eine belastbare Plausibilitätsprüfung der Wirtschaftlichkeitsberechnungen anhand real angefallener Kosten für AKR-bedingte Maßnahmen ist daher in dieser strengen Form nicht möglich.

## 9 Weiterführendes Konzept

In diesem Abschnitt soll anhand der erarbeiteten Ergebnisse ein weiterführendes Konzept entwickelt werden mit dem Ziel, die Erkenntnisse zu vertiefen, zu erweitern, zu verifizieren und zu verallgemeinern.

Ein zukünftiges Monitoring (z.B. im Abstand von 5 Jahren) der betrachteten Abschnitte der BAB A14 wäre hierzu ein entscheidender und zielführender Schritt. Es könnten unterschiedliche Aspekte und Forschungsfragen wesentlich vorangebracht werden, wie im Folgenden auch noch jeweils detailliert dargelegt werden soll.

### 9.1 Entwicklungen in der Asphalttechnologie

Im Projekt sind drei neu gebaute bzw. grundhaft erneuerte Abschnitte in Asphaltbauweise materialseitig detailliert untersucht worden und darauf aufbauend Prognosen zu Schadensentwicklungen (Spurbildung) und zur Nutzungsdauer erstellt worden. Im Folgenden sollen dahingehend offen gebliebene Fragen und weitere zielführende Untersuchungsansätze für die Zukunft aufgezeigt werden.

#### Alterung von Asphalt

In dem Projekt konnte der Einfluss der Asphaltalterung auf das Verformungsverhalten und insbesondere auf das Ermüdungsverhalten der Asphaltgemische nicht ausreichend geklärt werden. Aufgrund der zum Teil deutlichen Verbesserung der Ermüdungsfunktionen bei den gealterten Asphaltgemischen widersprechen die Prognoseergebnisse den Erfahrungen in-situ. Nach heutigem Erkenntnisstand verbessert sich das Ermüdungsverhalten zunächst mit zunehmender Alterung. Allerdings wird bei fortschreitender Alterung eine Versprödung der Asphaltgemische beobachtet, die eine deutliche Verschlechterung des Ermüdungsverhaltens bewirkt. Diese Versprödung und somit die Alterung der Asphaltgemische konnte mit dem Bochumer Alterungsverfahren nur unzureichend simuliert werden. Um den Einfluss der Alterung in Prognoseberechnungen und in Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zu berücksichtigen, müssen geeignete Alterungsverfahren im Labor weiter erforscht werden. Zusätzlich könnte der Einfluss der Alterung auf das Materialverhalten der Asphaltgemische durch weitere Bohrkernentnahmen nach einer gewissen Nutzungsdauer an den betrachteten Bauabschnitten auf der BAB A14 und durch performanceorientierte Prüfverfahren weiter erforscht werden. Dadurch kann die Veränderung der Materialeigenschaften mit den Ergebnissen aus diesem Forschungsprojekt verglichen werden.

#### Ermüdungsnachweis Asphaltdeckschicht

Weiterhin wäre für die Planung des Erhaltungsmanagements und für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen ein Prognoseverfahren zur Abschätzung des Ausfallzeitpunktes der Asphaltdeckschicht von großer Bedeutung. Die Verfahrensweise der RDO Asphalt (FGSV 2009c) bzw. RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf) kann momentan nicht auf die Asphaltdeckschicht angewendet werden, da die Sicherheitsfaktoren (RDO) bzw. Anpassungsfaktoren (RSO) für den Nachweispunkt an der Unterseite der Asphalttragschicht kalibriert wurden. Die Verwendung derselben Sicherheitsbeiwerte würde zu einer fehlerhaften Abschätzung der Nutzungsdauer der Deckschicht führen. Durch ein weiteres Monitoring der Bauabschnitte in Asphaltbauweisen könnte ein erster Schritt zur Anpassung der Sicherheitsbeiwerte für den Nachweispunkt in der Deckschicht erfolgen. Damit könnten Erhaltungsmaßnahmen zielgerichteter geplant werden.

#### Validierung und Kalibrierung der Spurrinnenprognose

Aufgrund der fehlenden Validierung und Kalibrierung der Verfahrensweise der Spurrinnenprognose ist es momentan nur möglich, relative Spurrinntiefen zu prognostizieren und somit verschiedene Asphaltgemische bzw. unterschiedliche Konstruktionsaufbauten miteinander zu vergleichen. Für die Planung des Erhaltungsmanagements und für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen der Konstruktion können die Ergebnisse der Prognoseberechnungen daher wie dargestellt nicht direkt (als absoluter Wert) verwendet werden. Mit Hilfe eines weiteren Monitorings der betrachteten Abschnitte auf der BAB A14 und der versuchstechnischen Begleitung durch Triaxialversuche bzw. Druck-Schwellversuche wäre die Validierung und Kalibrierung des Prognoseverfahrens der Spurrinne möglich. Der Triaxialversuch wäre für die versuchstechnische Begleitung zu bevorzugen. Aufgrund der triaxialen Beanspruchung des

Probekörpers simuliert dieser Versuch die Beanspruchungen, die in-situ auftreten, deutlich realitätsnäher als der einaxiale Druck-Schwellversuch. Des Weiteren können mit dem Triaxialversuch die Materialkennwerte sowohl für die Druckphasen, als auch für die Zugphasen bestimmt werden.

Die Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen haben gezeigt, dass selbst wenn keine absoluten Spurrinntiefen für die Erhaltungsplanung zugrunde gelegt werden (können), die Auswahl des Versuchsverfahrens (Druckschwell- vs. Triaxialversuch) zur Bestimmung des Verformungsverhaltens auch in der Erhaltungsplanung bzw. Wirtschaftlichkeitsbetrachtung zu teilweise deutlich unterschiedlichen Ergebnissen führen kann. Auch aus diesem Grund wäre die Kalibrierung und Validierung der Spurrinnenprognose ein wichtiger nächster Schritt in der Asphaltforschung.

## **9.2 AKR-Schädigungen an Betondecken**

An den grundhaft erneuerten Abschnitten auf der BAB A14 sind vor deren Ausbau Untersuchungen zum AKR-Schadensverlauf durchgeführt worden mit dem Ziel, daraus AKR-Schadensverläufe möglichst prognostizieren zu können. Hier konnten Ergebnisse erzielt werden, die eine gezieltere Erhaltungsplanung ermöglichen, dennoch ist eine vollumfängliche AKR-Prognose nach wie vor nicht möglich, was auch aus diesem Projekt allein nicht zu erwarten war. Nachfolgend sollen wesentliche weitere Schritte vorgeschlagen werden, um die erarbeiteten Ansätze weiterentwickeln und gezielt verbessern zu können.

Insbesondere ist der Entstehungsmechanismus von Horizontalrissen, die zu einem schnell fortschreitenden Schadensbild bei AKR-Schädigungen (mit gehäuften Schäden an Fugenkreuzen) führen können, detaillierter zu untersuchen. Weiterhin ist die AKR-bedingte Veränderung von Materialeigenschaften (verschiedene Festigkeitskennwerte mit Richtungsbezug) in diesem Zusammenhang mit zu betrachten, da sie ebenfalls einen entscheidenden Einfluss auf die Rissbildung haben können. Beide Mechanismen führen zu Ermüdungsphänomenen an AKR-verdächtigen Fahrbahndeckenbetonen, wobei sowohl der zeitliche AKR-Fortschritt wie auch die Lastübergänge (in den Fugenkreuzbereichen mit Horizontalrissen) für die Schadensentstehung eine Rolle spielen.

Mit dahingehenden weiteren Forschungsansätzen und gezielten Untersuchungen könnte die AKR-Prognose in verbesserter Weise gelingen. Auch wäre es denkbar und sinnvoll, diese mechanistischen Ansätze mit dem in diesem Projekt vorgestellten und angewandten empirischen Verfahren zur AKR-Prognose (Normalverteilung der zunehmenden Fugenkreuzschäden auf Basis von ZEB-Auswertungen) sinnvoll zu kombinieren. Damit könnte die AKR-Prognose – vor allem auch für unterschiedlich schnelle Schadensverläufe in verschiedenen Abschnitten – präzisiert werden und zukünftig für die Praxis auf Bundesautobahnabschnitten eine systematischere AKR-Erhaltungsplanung möglich gemacht werden.

## **9.3 Betonbefestigungen – Nutzungsdauerprognosen und Verhaltensfunktionen**

Die beiden in Betonbauweise grundhaft erneuerten Abschnitte 3 und 4 auf der BAB A14 sind im Projekt durch Materialuntersuchungen analysiert worden (Abschnitt 4). Auf Basis dieser grundlegenden Materialdaten sind verschiedene Ansätze zur Nutzungsdauerprognose bzw. Prognose von Schadensentwicklungen (Betonplattenausfallraten) auf deren Anwendbarkeit überprüft worden. Auch für die AKR-geschädigten Betondecken ist überprüft worden, inwieweit sich die Änderungen in den Materialparametern (z.B. Abnahme der Festigkeitswerte) in Verfahren zur Prognose der (Rest-)Nutzungsdauer anwenden bzw. abbilden lassen. In beiden Fällen (Beton im Neubau wie auch bei vorliegender AKR-Schädigung) konnte gezeigt werden, dass sich auf diese Weise – mit den bestehenden einschlägigen Verfahren – keine Nutzungsdauern prognostizieren lassen. Die Frage, welche Materialparameter bzw. Festigkeitswerte des Betons zur Abschätzung von Restnutzungsdauern zugrunde zu legen sind bzw. die geeignetsten und aussagekräftigsten sind, ist in diesem Zusammenhang zukünftig ebenfalls noch zu beleuchten und zu überprüfen.

Es existiert jedoch ein (neuer) Ansatz zur Nutzungsdauerprognose sowie Schadensprognose (Betonplattenausfallraten) in Form von Hazardfunktionen (WIELAND et al. 2017), der aus den oben genannten Gründen in diesem Projekt den Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen zugrunde gelegt wurde. Diese Hazardfunktionen sollten zukünftig noch durch probabilistische Annahmen flexibilisiert werden. Zusätzlich könnten für die Erhaltungsplanung auch aus der Betonplattenausfallrate konkrete Instandsetzungs-

maßnahmen, wie sie sich zu welchem Zeitpunkt und in welchem Umfang tatsächlich aus der Praxis ergeben, abgeleitet werden, was bisher nur in sehr abstrakter Form möglich ist.

Hier besteht insbesondere durch ein weiteres Monitoring der Abschnitte auf der BAB A14 die Möglichkeit, das Verfahren weiterzuentwickeln. Auch können in einem Monitoring die Verfahrensweisen aus den noch im Entwurf befindlichen RSO Beton an den konkreten Abschnitten beispielhaft angewendet und überprüft werden, um so die systematische Erhaltungsplanung für Betonbefestigungen insgesamt voranzubringen.

#### **9.4 Bauweisen- und lebenszyklusübergreifende Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen**

Die Ergebnisse des Projekts haben durch Anwendung an den konkreten Abschnitten der BAB A14 gezeigt, dass die entwickelten Verhaltensfunktionen für Asphalt-, Beton- und AKR-geschädigte Betonbefestigungen für die Erhaltungsplanung eingesetzt werden können. Diese ermöglichen nach Vorliegen der Kalibrierungsparameter eine wesentlich bessere und spezifischere Planung der Erhaltungsstrategien als mit Standardverhaltensfunktionen, da sie abhängig von der Bauweise und den Eigenschaften des konkreten Abschnitts nützliche Informationen über Eingreif- und Ausfallzeitpunkte der Straßenbefestigung liefern.

##### **Weitere Ansätze für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen bei Asphaltabschnitten**

Die mechanistischen Verhaltensfunktionen von Asphaltbefestigungen geben über das Kriterium der Ausfallwahrscheinlichkeit das Ende der konstruktiven Nutzungsdauer und durch die Spurrinnentiefe die maßgeblichen Eingreifzeitpunkte von Erhaltungsmaßnahmen vor. Es muss jedoch berücksichtigt werden, dass das Ende der Nutzungsdauer auch durch die Maßnahmenhäufigkeit begrenzt sein kann und somit zu einem frühzeitigen Ausfall führen kann. Um eine Ressourcenverschwendung zu vermeiden, ist es wirtschaftlich sinnvoll, beide Kriterien bei der Erhaltungsplanung aufeinander abzustimmen. Dieser Ansatz ist grundsätzlich auch auf weitere Kriterien, bspw. Oberflächeneigenschaften, erweiterbar. Das erhöht zwar die Komplexität der Wirtschaftlichkeitsbetrachtung, kann jedoch anhand von Mängelklassen zur besseren Schadensbehebung führen. Zudem ist es durch die Betrachtung und Verifizierung von Szenarien bzw. durch Abschätzen von deren Eintrittswahrscheinlichkeiten (z.B. bezüglich des Schichtenverbunds) durch zeitlich wiederkehrendes Monitoring von Materialeigenschaften (Entnahme von Bohrkern und versuchs-technische Prüfung) möglich, die Prognosefähigkeit der Erhaltungsstrategien bei Asphaltbefestigungen zu verbessern, da die zu priorisierende Erhaltungsstrategie vom jeweiligen Szenario abhängt.

##### **Weitere Ansätze für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen bei Betonabschnitten (Neubau)**

Mit der Hazard-Funktion liegt eine Verhaltensfunktion vor, welche eine Bewertung der strukturellen Substanz von Betonbefestigungen ermöglicht und einen deterministischen Ausfallzeitpunkt unter wirtschaftlichen sowie technischen Aspekten prognostizieren kann. Die Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen sind in Abhängigkeit der Nutzungsdauer abgeschätzt worden und orientieren sich an empirischen Erfahrungswerten. Es hat sich herausgestellt, dass durch diesen Ansatz die Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen nur im begrenzten Umfang an die Verhaltensfunktion der BPA angepasst werden können und eine softwareseitige Implementierung den permanenten Reparaturbedarf berücksichtigen könnte. Zudem ist denkbar, die Oberflächeneigenschaften als Erweiterung zur strukturellen Substanzbewertung in der Erhaltungsplanung zu berücksichtigen und insbesondere eine Szenario-Betrachtung (ähnlich wie bei den Asphaltabschnitten) zur Verbesserung der Prognosefähigkeit heranzuziehen. Hierzu könnten insbesondere Ergebnisse von zukünftigen Monitoringuntersuchungen herangezogen werden.

##### **Weitere Ansätze für Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen bei AKR-geschädigten Betonabschnitten**

Für AKR-geschädigte Betonbefestigungen wurde in diesem Projekt erstmalig eine Verhaltensfunktion entwickelt, die das wirtschaftliche Ende der Nutzungsdauer ohne Eingriff von Erhaltungsmaßnahmen prognostiziert. Diese Verhaltensfunktion kann basierend auf der visuellen Erfassung der Straßenoberfläche im Rahmen der ZEB prinzipiell netzweit eingesetzt werden und im Pavement Management für eine systematische Erhaltungsplanung zur Verfügung stehen. Die Verhaltensfunktion ist prinzipiell auf andere

Abschnitte unter Berücksichtigung gewisser Unsicherheiten übertragbar, allerdings müssen die Parameter abschnittsspezifisch ermittelt werden. Die empirisch bestimmte Verhaltensfunktion kann die Substanz nicht ausreichend beschreiben und ist aufgrund des geringen Stichprobenumfangs hinsichtlich einer Unterteilung in mechanistische Zusammenhänge oder in Verhaltensklassen weiter verbesserungsfähig. Hierbei ist auch eine hinreichende bzw. notwendige Abschnittslänge in sinnvoller Weise zu untersuchen. Weitere ZEB-Auswertungen von AKR-Abschnitten wären daher in diesem Zusammenhang zielführend, um das Verfahren präzisieren und ggf. in gewissem Umfang verallgemeinern zu können.

### Bauweisenübergreifende Betrachtung

Im Projekt wurden verschiedene Abschnitte – in Asphalt sowie in Betonbauweise – untersucht. Dies legt es nahe, einen Vergleich der Abschnitte untereinander, auch bauweisenübergreifend, zu versuchen.

Eine Vergleichbarkeit der Bauabschnitte 2b (Asphalt) und 3 (Beton) scheint aufgrund gleicher äußerer Einflüsse und Bauloslängen naheliegend, bringt jedoch zum aktuellen Stand der Wissenschaft verschiedene Probleme mit sich. Nachfolgend werden Faktoren, die zwar einen Einfluss auf die Vergleichbarkeit der beiden Abschnitte haben, jedoch nicht auf die Bauweise zurückzuführen sind, aufgeführt.

Die Straßenkonstruktion der Betonbefestigung (Abschnitt 3) wurde im Gegensatz zum Asphaltabschnitt (Abschnitt 2b) nach freier Oberbaubemessung dimensioniert. Daraus resultieren unterschiedliche Schichtdicken, welche Eingangsgrößen der verwendeten Asphalt- und Beton-Verhaltensfunktion sind. Da die RStO 12 (FGSV 2012b) oberhalb von 32 Mio. äquivalenten 10-t-Achsübergängen nur eine Belastungsklasse (Bk100) vorsieht, ist davon auszugehen, dass diese im Gegensatz zum frei dimensionierten Oberbau nicht ideal auf die zu erwartende Verkehrsbelastung angepasst ist. Zusätzlich gibt es die Möglichkeit, dass signifikante Abweichungen der tatsächlichen Schichtdicken in Abhängigkeit der Herstellungsqualität entstehen und dass die unkalibrierte Verfahrensweise beispielsweise bei der Spurrinntiefe einen großen Einfluss auf die Wahl der Erhaltungsstrategie hat.

Weiter muss berücksichtigt werden, dass die Asphaltabschnitte im Gegensatz zu den Betonabschnitten szenarioweise untersucht worden sind. Für eine Gegenüberstellung müssten die gleichen Szenarien für beide Abschnitte berechnet und gewichtet werden, um diese anschließend szenarioweise miteinander vergleichen zu können. Zudem stellt sich eine Gewichtung der Szenarien als schwierig dar, da die Bauweisen unterschiedlich stark auf die Szenarien reagieren. Beispielsweise weist Asphalt eine hohe Sensitivität aufgrund des stark schwankenden E-Moduls im „Klima“-Szenario auf.

Eine weitere Problematik besteht bei einem Vergleich unterschiedlicher Szenarien darin, dass unterschiedliche Nutzungsdauern vorliegen. Für einen beispielhaften Bauweisenvergleich der Abschnitte 2b und 3 wird daher ein Szenario mit der gleichen Nutzungsdauer verwendet. Mit dem „Klima“-Szenario des Asphaltabschnitts wurde ein Szenario gefunden, welche die gleiche Nutzungsdauer wie Abschnitt 3 aufweist (s. Bild 9-1). Hierbei ist jedoch zu beachten, dass der Nutzungsdauer in den Abschnitten 2b und 3 jeweils ein „Worst-Case“-Szenario bzw. ein für beide Bauweisen ziemlich ungünstiges Szenario bezüglich der zu erwartenden Nutzungsdauer zugrunde liegt. Für den Bauweisenvergleich könnte auch ein einheitlicher Bewertungszeitraum oder auch jährliche Kosten herangezogen werden.

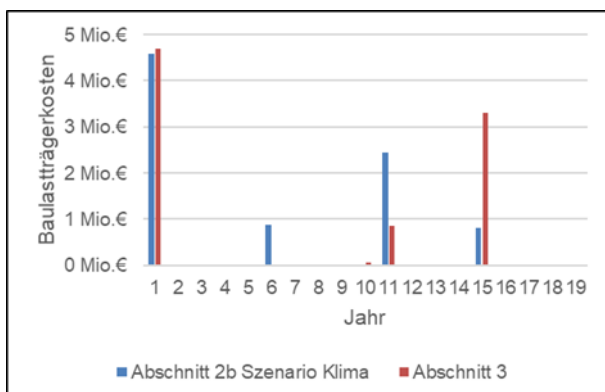


Bild 9-1: Vergleich der Baulastträgerkosten der Abschnitte 2b und 3

Da für den Asphaltabschnitt im Gegensatz zu Beton (aus der Berechnungsmethodik) mehrere Erhaltungsstrategien möglich sind, wird für Asphalt die kostengünstigste Erhaltungsstrategie DT-TD-DT-E2 des „Klima“-Szenarios angesetzt.

Die obige Abbildung stellt beispielhaft die Baulastträgerkosten über die Nutzungsdauer der beiden Bauweisen gegenüber. Der Abbildung ist zu entnehmen, dass die Herstellungskosten bei der Betonvariante minimal größer sind als bei der Asphaltvariante. Die Zeitpunkte der Maßnahmen sind bei Beton im Gegensatz zu Asphalt nach hinten verschoben, jedoch in der Anzahl gleich. Die für die Erhaltung wichtige „Fugenpflege“ bei Betonbefestigungen hat einen verschwindend geringen Kostenanteil. Es ist jedoch hierbei wichtig zu wissen, dass die Erhaltungsmaßnahmen bei Asphalt allein durch das Kriterium Spurrinntentiefe ausgelöst werden und bei Beton dies nicht in gleicher Weise geschieht bzw. kein äquivalentes Kriterium definiert werden konnte. Durch die Diskontierung der Kosten hat der Maßnahmenzeitpunkt einen wesentlichen Einfluss auf den Kostenvergleich und wird demzufolge mehr oder weniger durch die unterschiedliche Methodik beeinflusst. Die Asphaltberechnung wird beim direkten Vergleich nachteilig bewertet, da die Erhaltungsmaßnahmen bei Beton in Abhängigkeit der Nutzungsdauer und nicht anhand des Funktionsverlaufs der Betonausfallrate auslösen.

Da sich die Baulastträgerkosten der beiden Bauweisen im Endergebnis nur minimal unterscheiden, s. Bild 9-2, ist es sinnvoll weitere Entscheidungskriterien hinzuzuziehen. So können neben den Baulastträger- auch die Nutzerkosten berücksichtigt werden (s. Bild 9-3).

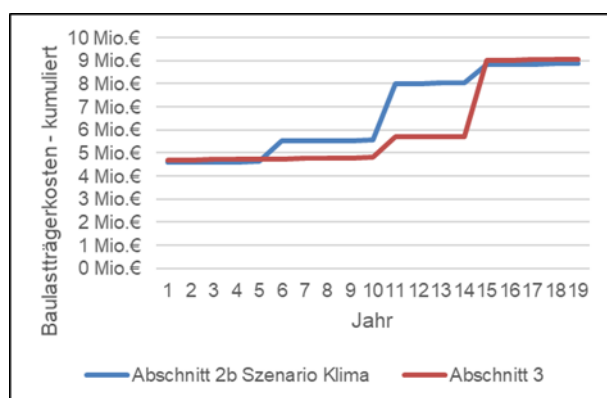


Bild 9-2: Kostenvergleich (Baulastträgerkosten) der Abschnitte 2b und 3 (kumuliert)

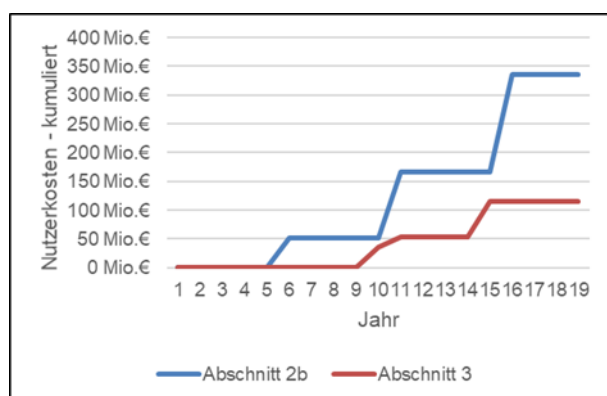


Bild 9-3: Nutzerkostenvergleich der Abschnitte 2b und 3 (kumuliert)

Bild 9-3 ist zu entnehmen, dass Asphalt bei der Erhaltung deutlich höhere Nutzerkosten als Beton aufweist. Einen großen Einfluss auf das Ergebnis hat die Annahme, dass bei Asphalt in der gesamten Breite der Fahrbahn und bei Beton ausschließlich auf dem Hauptfahrstreifen Erhaltungsmaßnahmen durchgeführt werden.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass der Vergleich der Erhaltungsstrategien der Bauabschnitte nicht für eine abschließende Bewertung der Bauweisen herangezogen werden kann und ein Vergleich in dieser Hinsicht – und vor allem auf Basis der hier verwendeten Annahmen und Abschnittsspezifika – nicht möglich



ist. Hierzu müssten wie beschrieben einige weitere Kriterien, die einen objektiven Vergleich ermöglichen, in ein Bewertungsverfahren integriert werden. Dies sollte Aufgabe weiterer Untersuchungen, auch im Zusammenhang zukünftiger Monitoring-Untersuchungen, sein.

### Lebenszyklusübergreifende Betrachtung

Im Projekt wurden Ansätze zur Erhaltungsplanung von Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen in jeweils einem Lebenszyklus einer Straßenbefestigung erarbeitet. Das bedeutet, dass beispielsweise bei Abschnitt 4 nach Ausbau der AKR-geschädigten Betonbefestigung im Rahmen der Erneuerung ein neuer Betonoberbau eingebaut worden ist. Bild 9-4 zeigt eine Aneinanderreihung dieser beiden Lebenszyklen bezüglich der Baulastträgerkosten und stellt somit eine lebenszyklusübergreifende Betrachtung des Betonabschnitts 4 dar.

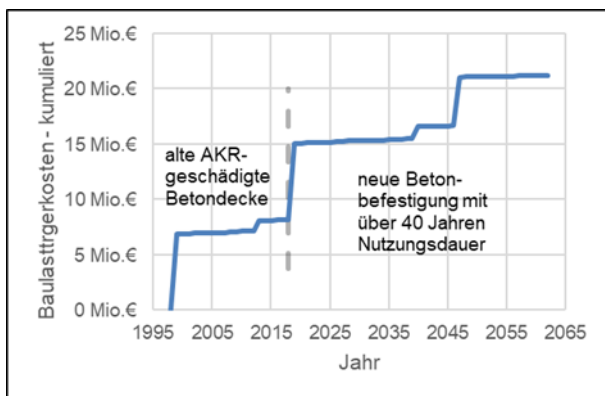


Bild 9-4: Lebenszyklusübergreifende Betrachtung des Abschnitts 4

Die Betrachtung beginnt im Jahr 1999 mit der Herstellung der alten Betondecke und wird durch eine grundhafte Erneuerung im Jahr 2019 in den Lebenszyklus der neuen Betonbefestigung mit einer erwarteten Nutzungsdauer von 44 Jahren überführt. Es ist hinsichtlich der Diskontierung zu erwähnen, dass es sich hierbei um zwei hintereinander gereihten Lebenszyklusberechnungen mit dem gleichen Kosten-Bezugspunkt handelt. Dieser ist in beiden Fällen das Jahr 2018. An der alten AKR-geschädigten Betondecke wurden dabei keine verzögernden Erhaltungsmaßnahmen angenommen in diesem Beispiel.

Nach den Vorüberlegungen zur Erhaltungsplanung an Betonbefestigungen ist nach Ausfall der alten AKR-geschädigten Betondecke ein Austausch dieser unumgänglich. Folglich sollte immer geprüft werden, ob eine Restsubstanz der Schichten oder des Materials für eine Wiederverwendung eingebracht werden kann. Im Sinne des „Kreislaufwirtschaftsgesetzes“ (KrWG) (Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz 2012) sollten daher die Entsorgungskosten bzw. eine mögliche Wiederverwendung ausgebauter Schichten zukünftig in der Erhaltungsplanung berücksichtigt werden. Auch ist zu überprüfen und einzubeziehen, inwiefern weitere Schichten (wie z.B. eine HGT) nach Ausbau der Betondecke noch für die neue Betondecke als Tragschicht weiterverwendet werden kann. Hierbei ist auch das Ausbaurverfahren der Betondecke und damit einhergehende mögliche Schäden an den darunter liegenden Schichten mit zu bedenken. Aus diesem Grund ist eine lebenszyklusabhängige Erhaltungsplanung wie in diesem Projekt der erste und entscheidende Schritt, um zukünftig eine lebenszyklusübergreifende Betrachtungsweise zu ermöglichen, Methoden dafür zu entwickeln und letztlich durchzuführen.

Die Erhaltungsplanung ist zudem maßgeblich vom Stand der Technik sowie vom Wandel der äußeren Einwirkungen und Ansprüche beispielsweise an die funktionalen Eigenschaften durch den Straßennutzer abhängig und kann gegebenenfalls im Rahmen des Maßnahmenumfangs bei jedem Eingreifzeitpunkt auf die neuen Anforderungen angepasst werden, was zusätzlich bei der Entwicklung von lebenszyklusübergreifenden Ansätzen einzubeziehen ist.

## 9.5 Berücksichtigung weiterer Schadensmerkmale in der Erhaltungsplanung mit spezifischeren Verhaltensfunktionen

Es wurde bereits andiskutiert, dass weitere Schadensmerkmale in die systematische Planung von Erhaltungsstrategien einbezogen werden sollten, was Stand heute auch schon in der Praxis geschieht. Hierzu müssen jedoch zukünftig auch für andere Schadensmerkmale – ähnlich wie z.B. für die Spurrinnenbildung bei Asphalt – materialbasierte, spezifische Verhaltensfunktionen vorliegen bzw. erst entwickelt werden. Wie aufwändig und anspruchsvoll das ist, zeigt die in diesem Projekt angewandte Methodik zur Spurrinnenprognose sehr deutlich, insbesondere, wenn man in diesem Zusammenhang von rein empirischen zu materialbasierten, szenarienabhängigen und somit wesentlich präziseren Verhaltensfunktionen übergeht, was zukünftig unverzichtbar sein wird. Zum Beispiel wäre hinsichtlich der Rissbildung bei Asphalten (und einer damit zusammenhängenden Verhaltensfunktion für Risse und Oberflächenschäden) ein dafür geeignetes Prognoseverfahren mutmaßlich äußerst komplex.

Weiterhin ist zu untersuchen, inwiefern auch funktionale Eigenschaften der Oberfläche in Erhaltungsstrategien einzubeziehen sind. Für die Ebenheit im Längs- und Querprofil sowie die Griffigkeit existieren bereits empirische Verhaltensfunktionen. Auch hier wäre entsprechend zu prüfen, inwieweit von rein empirischen Vorgehensweisen zur Entwicklung (abschnitts-)spezifischerer Verhaltensfunktionen (bezüglich Aufbau und Material) übergegangen werden kann.

Für weitere funktionale Eigenschaften wie z.B. die Akustik bzw. lärmindernde Eigenschaften existiert bisher keine Verhaltensfunktion, was auch darauf zurückzuführen ist, dass diese Eigenschaft in der ZEB nicht erfasst wird und daher auch keine empirisch belastbaren Daten zur Entwicklung einer Prognose dieser funktionalen Eigenschaft vorliegen.

Hinsichtlich der Ebenheit sollte zudem geprüft werden, ob die bisher rein auf dem geometrisch gemessenen Profil basierte Ermittlung von Zustandsgrößen erweitert werden sollte, um beispielsweise alle Arten von Unebenheiten und auch deren Wirkungen auf Fahrzeug, Fahrer, Ladegut und Fahrbahn ausreichend bewerten zu können. Zu nennen wäre z.B. in diesem Zusammenhang der Längsebenheitswirkindex LWI oder das Bewertete Längsprofil (BLP) als mögliche Parameter.

## 9.6 Zusammenfassung und Empfehlung

Für die unterschiedlichen Aspekte und Bausteine des Projekts wurden in den vorigen Abschnitten 9.1 bis 9.5 detailliert mögliche und wichtige Schritte für ein weiterführendes Konzept herausgearbeitet.

Zusammenfassend lässt sich daraus erkennen, dass vor allem das weitere Monitoring der hier betrachteten Abschnitte die im Rahmen des Forschungsprojekts entwickelten Methoden und Vorgehensweisen und auch weitere darüber hinausgehende in Entwicklung befindliche Ansätze (z.B. RSO Beton) wesentlich voranbringen kann. Insbesondere ergeben sich daraus Möglichkeiten zur Überprüfung der Ansätze, ggf. deren Validierung an der realen Strecke, Präzisierung und Erweiterung von Vorgehensweisen und somit insgesamt verbesserte Ansätze für eine systematische Erhaltungsplanung auf Basis möglichst präziser Vorhersagen von Schadensmechanismen, die im Idealfall auch auf andere BAB-Abschnitte sinngemäß (unter Berücksichtigung der abschnittsspezifischen Charakteristik des Vorgehens) übertragbar sind.

Ein Monitoring der Abschnitte auf der BAB A14 sollte in relativ engmaschigen zeitlichen Abständen (z.B. 5 Jahre) erfolgen. Dabei sollten analog zur Verfahrensweise in diesem Projekt entsprechende Bohrkernentnahmen, Materialuntersuchungen und darauf aufbauende Untersuchungen und Berechnungen erfolgen. Konkret zu nennen wären beispielsweise Bohrkernentnahmen aus den Asphaltabschnitten zur Schichtenverbundkontrolle und Prüfungen der strukturellen Substanz nach dem Entwurf der RSO Asphalt. Weiterhin können die vorgeschlagenen Erhaltungsstrategien überprüft werden und dabei insbesondere Eintrittswahrscheinlichkeiten von Szenarien eingearbeitet werden. Auch Ergebnisse von zukünftigen ZEB-Kampagnen (z.B. 2021/2022) und Ergebnisse des parallel laufenden Forschungsprojekts zu den Oberflächeneigenschaften an den Abschnitten der BAB A14 (FE 04.0317/2018) könnten in die Betrachtungen einbezogen werden.

## 10 Fazit/Zusammenfassung

Vier Abschnitte auf der BAB A14 bei Leipzig, die zu einer Erneuerung anstanden, wurden einer eingehenden Untersuchung bezüglich möglicher Erhaltungsstrategien unterzogen, welche wiederum auf grundlegend erhobenen Materialparametern und daraus entwickelten Schadensverläufen basieren sollten. Dabei wurde sowohl der zu Ende gehende, durch AKR-Schädigung geprägte Lebenszyklus betrachtet als auch die zukünftige systematische Erhaltungsplanung für die teilweise in Asphalt- und teilweise in Betonbauweise erneuerten Abschnitte entworfen.

Seither wurden Prognosen von Schadensverläufen mit empirischen Standardverhaltensfunktionen vorgenommen. Die Untersuchungen an den Asphaltabschnitten zeigen, dass spezifischere und damit besser auf die individuellen Randbedingungen angepassten Verhaltensfunktionen nur aus grundlegenden Materialuntersuchungen und -parametern entwickelt werden können. Dies stellt zum Teil ein großes Problem dar, vor allem bei sehr komplexen Schadensentwicklungen wie der AKR. In diesen Fällen ist ein Vorgehen zielführend, das einerseits empirischen Charakter hat, andererseits aber auch durch materialeitige Erkenntnisse verifiziert und angepasst werden kann. Aus dieser Perspektive ist die entwickelte hilfswise Prognose des AKR-Verlaufs aus ZEB-Daten in diesem Projekt zu sehen. Auch die verwendeten Hazardfunktionen für Betonbefestigungen basieren auf materialtechnischen Ausgangswerten (nach WIELAND et al. 2017).

Die für die Entwicklung von Nutzungsdauerprognosen und Verhaltensfunktionen durchgeführten Versuche an Asphalt und Beton (im Neubau und an AKR-geschädigten Betondecken) wurden in diesem Projekt mit dem Ziel verfolgt, dahingehend Vorgehensweisen zu entwickeln und die Bestimmung von Parametern zu verbessern und ggf. zu testen. Eine weitergehende Validierung des Vorgehens und der Qualität der Prognosen aus den Versuchen wird durch das Arbeiten mit realen erneuerten Strecken, die zwischen 2016 und 2019 für den Verkehr freigegeben wurden, erst sinnvoll ermöglicht, was eine große Chance darstellt, aber auch ein entsprechendes Monitoring voraussetzt. Aus den Versuchen ergaben sich auch neue Erkenntnisse zu möglichen, aber auch zu nicht möglichen Vorgehensweisen; teilweise sind auch offene Fragen erst dadurch aufgeworfen worden.

Die auf diese Weise grundlegend entwickelten Verhaltensfunktionen sollten möglichst unterschiedliche Szenarien abbilden, um auf diese Weise von einer deterministischen Sichtweise auf eine probabilistische zu wechseln. Gerade bei Schadensverläufen von Straßenbefestigungen entspricht es der Erfahrung, dass diese stark streuen können, so dass gerade diese Methodik hier bevorzugt zur Anwendung kommen sollte.

Auf Basis dieser gegenüber Standardverhaltensfunktionen wesentlich spezifischeren Verhaltensfunktionen, die dennoch eine gewisse Unsicherheit durch Szenarienuntersuchungen abbilden, können verschiedene mögliche Erhaltungsstrategien entwickelt werden, die im Anschluss mit verschiedenen Randbedingungen und zusätzlichen Überlegungen zur baulichen Praxis Wirtschaftlichkeitsbetrachtungen unterzogen werden können. Dies wird in unterschiedlicher Vorgehensweise – mit unterschiedlichen Verhaltensfunktionen in Abhängigkeit der prognostizierten Nutzungsdauer und (bei Asphaltabschnitten) mit der Spurbildung als weiterem Schadensverlauf – für neu gebaute Asphaltbefestigungen und Betonbefestigungen und den Fall AKR-geschädigter Betondecken im Bestand angegangen und an den beschriebenen Autobahnabschnitten auf der BAB A14 konkret angewendet.

Daraus sind mögliche Erhaltungsstrategien entwickelt worden, die aufbauend auf den entwickelten Verhaltensfunktionen auf ihre Wirtschaftlichkeit untersucht wurden, um auf diese Weise zu optimalen Erhaltungsstrategien zu kommen. Hierbei ist besonders zu erwähnen, dass dabei auch der Fall betrachtet wurde, der sehr wahrscheinlich ist, dass man bei verschiedenen möglichen Szenarien das tatsächlich in Realität eintretende Szenario nicht vorab kennt und dennoch eine Erhaltungsstrategie festlegen möchte, die szenarienübergreifend am wirtschaftlichsten ist.

In diesem Zusammenhang sind zukünftig weitere Untersuchungen im Rahmen eines regelmäßigen Monitorings (z.B. im Abstand von 5 Jahren) an den konkreten Streckenabschnitten durchzuführen, um z.B. die Eintrittswahrscheinlichkeit der Szenarien durch weitere Materialuntersuchungen überprüfen, die Vorgehensweisen, Prognosen und entwickelten Verhaltensfunktionen anpassen und ggf. die Methodik ihrer Aufstellung verbessern zu können.

## Literatur

AK 2 „Bauwerksdiagnose“ des DAfStb-Unterausschusses „Alkali-reaktion“ (2002): Empfehlung für die Schadensdiagnose und Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. Stand: September 2002

Blobel, V.; Lohrmann, E. (1998): Statistische und numerische Methoden der Datenanalyse. Vieweg+Teubner Verlag, Wiesbaden.

Breitenbücher, R. (2018): AKR unter kombinierten Einwirkungen – Gesamtüberblick über die DFG-Forscherguppe. 20. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, 12.–14. September 2018 in Weimar. Tagungsbericht Band 2, S. 43–49

Breitenbücher, R.; Sievering, C.; Schießl, P.; Wenzel, P.; Stark, J.; Seyfarth, K.; Müller, Ch.; Böhm, M. (2010): Rissbildungen an Fahrbahndecken aus Beton: Auswirkungen von Alkali-Kieselsäure-Reaktionen (AKR) - Phase 1 -: In-situ-Untersuchungen an Fahrbahndecken aus Beton mit/ohne Risse. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1042, Wirtschaftsverlag N. W. Verlag für neue Wissenschaft

Breitenbücher, R.; Prondziono, R.; Meng, B.; Krütt, E.; Weise, F. (2019): Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung von Verkehr und Taumitteln. Straße und Autobahn 70 (2019), H. 8, S. 655–664.

Bundesministerium der Justiz und für Verbraucherschutz (2012): Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Bewirtschaftung von Abfällen (Kreislaufwirtschaftsgesetz - KrWG), Bonn.

Bundesministerium für Verkehr (1995): Richtlinien für die Sicherung von Arbeitsstellen an Straßen (RSA), Ausgabe 2006 / Fassung 2017, Berlin.

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2005): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 15/2005 vom 02.06.2005, Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften und Sachgebiet 06.2: Straßenbaustoffe; Qualitätssicherung: „Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)“, Bonn, 2005

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2006): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 12/2006 vom 17.05.2006, Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften und 06.2: Straßenbaustoffe; Qualitätssicherung: „Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)“, Bonn, 2006

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2012): Rundschreiben: Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton. Fortschreibung, Stand April 2012, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn, 2012

Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2013): Allgemeines Rundschreiben Straßenbau (ARS) Nr. 4/2013 vom 22.01.2013, Sachgebiet 06.1: Straßenbaustoffe; Anforderungen, Eigenschaften und 04.4: Straßenbefestigungen; Bauweisen: „Vermeidung von Schäden an Fahrbahndecken aus Beton in Folge von Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)“, Bonn, 2013

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2016): Bundesfernstraßen 2016: Länder profitieren vom Investitionshochlauf. <https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/StB/finanzierung-bundesfernstrassen-2016.html>, zuletzt abgerufen am: 24.10.2017

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2017): Infrastruktur. <https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Artikel/G/infrastruktur-statistik.html>, zuletzt abgerufen am: 25.10.2017

Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2018): Bürgerinfo – Durchschnittliche Kosten für die bauliche Unterhaltung auf durchgehenden Fahrbahnen.

Beckmann, A., Zackor, H (2001): Untersuchung und Eichung von Verfahren zur aktuellen Abschätzung von Staudauer und Staulänge in Folge von Tages- und Dauerbaustellen auf Autobahnen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 808, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Bennett, C.R., Greenwood, I.D. (2003): Modelling Road User and Environmental Effects in HDM-4, The Highway Development and Management Series, Volume 7.

Birbaum, J. (2016): Entwicklung eines Verfahrens zur Ermittlung der Lebenszykluskosten von Straßen in Asphaltbauweise, Dissertation an der Naturwissenschaftlich-Technischen Fakultät, Universität Siegen.

Blab, R., Eberhardsteiner, L., Haselbauer, K., Marchart, B., Hessmann, T. (2014): Implementierung des GVO und LCCA-Ansatzes in die österreichische Bemessungsmethode für Straßenaufbauten OBESTO, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.

Clauß, M., Wellner, F., Pinnau, S., Brezmes, A.O., Breitkopf, C. (2019): Untersuchung multifunktionaler Straßenbaumaterialien und Verbundwerkstoffe zur Nutzung solarer Energie und Verbesserung der Dauerhaftigkeit, Schlussbericht FKZ: 13N13610, Bundesministerium für Bildung und Forschung, Dresden.

Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (2015): Empfehlungen für die Schadensdiagnose und Instandsetzung von Betonbauwerken, die infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion geschädigt sind. beton 65, H. 10, S. 488-493

Deutscher Bundestag (2009): Antwort auf die kleine Anfrage der Fraktion BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN (Drucksache 16/12024) – Zerstörung des Fahrbahnbelages durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion.

Deutscher Bundestag (2020): Ausmaß der Schäden durch Alkali-Kieselsäure-Reaktion an Betonfahrbahndecken und Ingenieurbauwerken im Bundesfernstraßennetz. auf die Kleine Anfrage der Fraktion BÜNDNIS 90/DIE GRÜNEN, Drucksache 18/2524. <http://dip21.bundestag.de/dip21/btd/18/026/1802688.pdf> (letzter Abruf: 28.03.2020).

Deutsches Institut für Normung e.V. (1991): DIN 1048-5 Prüfverfahren für Beton – Teil 5: Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper.

Dragon, I., Wellner, F., Birbaum, J., Zander, U. (2014): Grundlagen für die Beurteilung der dimensionierungsrelevanten Eigenschaften und der Wirtschaftlichkeit von Oberbaubefestigungen aus Asphalt, Schlussbericht zum Forschungsprojekt FE 07.0236/2010/AGB, Dresden.

Dragon, I., Reinhardt, U. (2015): Weiterentwicklung der Ansätze für die Spurrinnenprognose von Asphaltbefestigungen, Straße und Autobahn Heft 4/2015, Kirschbaum Verlag, Bonn.

Dressler, A. (2013): Einfluss von Tausalz und puzzolanischen, aluminiumhaltigen Zusatzstoffen auf die Mechanismen einer schädigenden Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton. Dissertation, Technische Universität München, München.

---

Ehrlich, N.; Hensel, O. (2010): Straßenbau heute - Betondecken. 6. Aufl. Hg. v. BetonMarketing Deutschland GmbH, Verlag Bau+Technik GmbH, Düsseldorf.

Federal Highway Administration (FHWA) (2013): Methods for Evaluating and Treating ASR-Affected Structures: Results of Field Application and Demonstration Projects - Volume I: Summary of Findings and Recommendations, Washington.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (1996): Richtlinien für die Anlage von Straßen – Teil: Querschnitt (RAS-Q), Ausgabe 1996, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (1997): Empfehlungen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen an Straßen (EWS), Ausgabe 1997, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2001a): Arbeitspapiere zur Systematik der Straßenerhaltung AP9, Zustandserfassung und -bewertung der Fahrbahnoberflächen von Straßen (ZEB), Ausgabe 2001, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2001b): Richtlinien für die Planung von Erhaltungsmaßnahmen an Straßenbefestigungen (RPE-Stra 01), Ausgabe 2001, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2001c): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 01), Ausgabe 2001, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (2003): Begriffsbestimmungen - Teil: Straßenbautechnik. FGSV-Verlag, Heft 924, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2005): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 05), Ausgabe 2005, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2006a): Arbeitsanleitung zur Bestimmung der charakteristischen Spaltzugfestigkeit an Zylinderscheiben als Eingangsgröße in die Bemessung von Betondecken für Straßenverkehrsflächen (AL Sp-Beton), Ausgabe 2006, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2006b): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien zur Zustandserfassung und -bewertung von Straßen (ZTV ZEB-StB), Ausgabe 2006 / korrigierter und geänderter Nachdruck 2018, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2007a): Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 33: Herstellung von Asphalt-Probeplatten im Laboratorium mit dem Walzsektor-Verdichtungsgerät (WSV) (TP Asphalt-StB Teil 33), Ausgabe 2007, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2007b): Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 80: Abscherversuch (TP Asphalt-StB Teil 80), Ausgabe 2007, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009a): Arbeitsanleitung zur Bestimmung des Steifigkeits- und Ermüdungsverhaltens von Asphalten mit dem Spaltzug-Schwellversuch als Eingangsgröße in die Dimensionierung (AL Sp-Asphalt), Ausgabe 2009, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009b): Merkblatt für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächen aus Beton (M BEB), Ausgabe 2009, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009c): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung des Oberbaus von Verkehrsflächen mit Asphaltdeckschicht (RDO Asphalt 09), Ausgabe 2009, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009d): Richtlinien für die rechnerische Dimensionierung von Betondecken im Oberbau von Verkehrsflächen (RDO Beton 09), Ausgabe 2009, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2009e): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen – Asphaltbauweisen (ZTV BEA-StB), Ausgabe 2009 / Fassung 2013, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2012a): Arbeitspapier Tragfähigkeit – Teil B 2.2: Falling Weight Deflectometer (FWD): Gerätebeschreibung, Messdurchführung – Betonbauweisen (AP Trag Teil B), Ausgabe 2012, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2012b): Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen (RStO 12), Ausgabe 2012, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2012c): Technische Prüfvorschriften zur Bestimmung der Dicken von Oberbauschichten im Straßenbau (TP D-StB), Ausgabe 2012, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2015a): Handbuch für die Bemessung von Straßenverkehrsanlagen (HBS 15), Ausgabe 2015, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2015b): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen für die Bauliche Erhaltung von Verkehrsflächenbefestigungen – Betonbauweisen (ZTV BEB-StB), Ausgabe 2015, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2016a): Richtlinien zur Beurteilung der strukturellen Substanz von Asphaltstraßen (RSO Asphalt), Entwurf, Stand 2016.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2016b): Spaltzugfestigkeit von Beton an Zylinderscheiben (TP B-StB Teil 3.1.05), Ausgabe 2016, Köln

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2017a): Arbeitspapier Tragfähigkeit von Verkehrsflächenbefestigungen– Teil C 2.2: Falling Weight Deflectometer (FWD): Auswertung und Bewertung von Einsenkungsmessungen – Betonbauweisen (AP Trag Teil C), Ausgabe 2017, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2017b): Empfehlungen für die Schadensdiagnose und die Bauliche Erhaltung von ARK-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton, Entwurf, Stand 22.08.2017.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2018a): Roadmap des Arbeitsausschusses 4.4 „Substanzbewertung“. <http://www.fgsv.de/gremien/infrastrukturmanagem/44-substanzbewertung.html>, zuletzt abgerufen am: 21.02.2018

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2018b): Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 24: Spaltzug-Schwellversuch - Beständigkeit gegen Ermüdung (TP Asphalt-StB Teil 24), Ausgabe 2018, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen und Verkehrswesen e.V. (2018c): Technische Prüfvorschriften für Asphalt – Teil 26: Spaltzug-Schwellversuch – Bestimmung der Steifigkeit (TP Asphalt-StB Teil 26), Ausgabe 2018, FGSV-Verlag, Köln.

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (2018d): AKR-Potenzial und Dauerhaftigkeit von Beton (Klimawechsellagerung) (TP B-StB Teil 1.1.10), Ausgabe 2018, Köln

Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (2018e): AKR-Potenzial und Dauerhaftigkeit von Beton (60 °C-Betonversuch mit Alkalizufuhr) (TP B-StB Teil 1.1.09), Ausgabe 2018, Köln

Fournier, B., Berube, M. A., Folliard, K.J., Thomas, M. (2010): Report on the Diagnosis, Prognosis and Mitigation of Alkali-Silica Reaction (ASR) in Transportation Structures. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Geike, P., Reinhardt, U., Kayser, S. (2014): Konzipierung langlebiger Asphaltbefestigungen auf der Grundlage materialtechnischer und technologischer Randbedingungen und deren Einbeziehung in ein komplexes funktional- und budgetorientiertes Erhaltungsmanagement, Teilprojekt: Entwicklung und Adaption von Prognoseverfahren zur Abschätzung der strukturellen Substanz sowie der Spurrinnenbildung als Grundlage von Risikoanalysen, Schlussbericht zum ZIM-Forschungsprojekt, Technische Universität Dresden.

Giebson, C. (2013): Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Beton für Fahrbahndecken und Flugbetriebsflächen unter Einwirkung alkalihaltiger Enteisungsmittel. Dissertation, F.A. Finger-Institut für Baustoffkunde, Bauhaus-Universität Weimar.

Giebson, C.; Seyfarth, K.; Ludwig, H.-M. (2018): Einfluss von Vorschädigung und Einwalken. In: Alkali-Kieselsäure-Reaktion in Betonbauteilen bei gleichzeitiger zyklischer Beanspruchung und externer Alkalizufuhr, Sonderausgabe zu den Tagungsbeiträgen der 20. Internationalen Baustofftagung IBAUSIL der DFG Forschergruppe 1498, 2019, S. 19–26.

HDM Global Ltd (2016): HDM-4 in Use. <http://www.hdmglobal.com/hdm-4-version-2/hdm-4-in-use/> , zuletzt abgerufen am: 06.02.2018

Heller Ingenieurgesellschaft mbH (2019): Portal - IT-ZEB Server. <https://itzeb.heller-ig.de/>, zuletzt abrufen am 12.07.2020

Hellmann, L., Rübensam, J., Schwiethal, S. (2008): Entwicklung von Verfahrenshilfen zur Berücksichtigung baustellenbedingter Nutzerkosten im Erhaltungsmanagement, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 988, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Hess, R.; Schweibenz, B.; Stöckner, M. et al. (2018): Infrastrukturmanagement Straße. Erhaltung, Maßnahmenkoordination, Wirtschaftlichkeit, Vermögensbewertung. Kirschbaum Verlag, Bonn.

Hohenberger (1970): Kontinuierliche Temperaturmessungen in Betonfahrbahnplatten verschiedener Dicke über einen Zeitraum von einem Jahr. Institut für Bau und Landverkehrswegen, Technische Hochschule München

Hinsch, K., Krause, G., Maerschalk, G., Rübensam, J (2005): Katalogisierung von beschreibenden Größen für das Gebrauchsverhalten von Fahrbahnbefestigungen und die Wirkung von Erhaltungsmaßnahmen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 915, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.



Hinsch, K.; Maerschalk, G.; Pingel, C. (1990): Untersuchungen zur Häufigkeitsverteilung von Erhaltungsmaßnahmen und Erhaltungsintervallen aufgrund von Netzanalysen zur Fortschreibung der Bedarfsermittlung für Bundesfernstraßen. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik. Bonn.

Iskhakov, T.; Timothy, J. J.; Meschke, G. (2019): Expansion and deterioration of concrete due to ASR. Micromechanical modelling and analysis. Cement and Concrete Research 115 (2019), pp. 507–518, <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.08.001>

Jacob, D. (2005): REMO climate of the 20th century run – 0,088 degree resolution run no. 006210, 1h data, Techn. Ber.

Jansen, D. (2017): Methoden der Substanzbewertung, Arbeitsgruppentagung Infrastrukturmanagement, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln.

Kawamura, N.; Kawabata, Y.; Katayama, T. (2016): Diagnosis of alkali-silica reaction in airport pavement in Japan. In: Conference Proceedings of the 15th ICAAR, July 03-07, Sao Paulo, Brazil

Kayser, S. (2013): Probabilistische Ansätze zur Dimensionierung und Prognose von Verkehrsflächenbefestigungen, Beitrag zu den 3. Dresdner Asphalttagen, Technische Universität Dresden.

Kayser, S., Zeißler, A., Reinhardt, U. (2011): Spurrinnenprognose für Asphaltbefestigungen unter Berücksichtigung von Zufallsprozessen, Beitrag zu den 2. Dresdner Asphalttagen, Technische Universität Dresden.

Kindl, H. (2017): Ansätze zur Dimensionierungsrechnung und Nutzungsdauerabschätzung von Betonfahrbahndecken mit veränderlichen Kennwerten. Masterarbeit, Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart

Krelle, C., Marquardt, D. (2015): Fahrbahndecken aus Beton aus Sicht des Auftraggebers, Betonstraßentagung 2015, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V., S. 39-53.

Kunz, S. (2018): Einflüsse aus der Konstruktion, Herstellung und Nutzung von Betonfahrbahndecken auf die Schadensentwicklung infolge einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Dissertation, Shaker Verlag GmbH.

Kunze, A., Rübensam, J. (2007): Erarbeitung eines Verfahrens zur Bildung von Erhaltungsabschnitten für das Erhaltungsmanagement (PMS) auf Basis von Zustands- und Aufbaudaten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 972, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Landesbetrieb Straßenwesen Brandenburg (2015): Berücksichtigung von finanziellen Sonderaufwendungen zur Beseitigung von AKR-Schäden in Brandenburg für den Ansatz beim Rechenlauf zur Erhaltungsbedarfsprognose 2016-2030. <https://www.bmvi.de/SharedDocs/DE/Anlage/StB/erhaltungsbedarfsprognose-akr.html> , zuletzt abgerufen am 03.02.2020.

Lytton, R.L.; Moore, W.M.; Mahoney, J.P. (1975): Pavement Evaluation Equipment. Report No. FHWA-RD-75-78. Federal Highway Administration, Washington DC

Maerschalk, G., Oertelt, S. (2014): Anforderungen an die Erhaltung von Radwegen, Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft S 84, Bergisch Gladbach.

Maerschalk, G.; Krause, G.; Hinsch, K. (2017): Erhaltungsbedarfsprognose (BVWP) 2016 – 2030 der Bundesfernstraßen, FE 21.0054/2012. München.

Maliha, R. (2005): Untersuchungen zu wirklichkeitsnahen Beanspruchungen an Fahrbahndecken aus Beton. Dissertation an der Fakultät Bauingenieur- und Vermessungswesen der Universität Fridericiana zu Karlsruhe (TH).

Marquardt, D. (2014): Erhaltungsmaßnahmen an AKR-geschädigten Fahrbahndecken aus Beton, 16. Sachsen-Anhaltisches Bauseminar, 23. Oktober 2014, Magdeburg.

Merz, C.; Hunkeler, F.; Griesser, A. (2006): Schäden durch Alkali-Aggregat-Reaktion an Betonbauten in der Schweiz, AGB2001/471. Bericht VSS Nr. 599, Wildeggen.

Mielich, O.; Reinhardt, H.W.; Garrecht, H.; Giebson, C.; Seyfarth, K.; Ludwig, H.-M. (2015): Festigkeits- und Verformungseigenschaften von Betonen als Bewertungskriterien von AKR-Performance-Prüfungen. Beton- und Stahlbetonbau 110, H. 8, S. 554–563

Mielich, O.; Reinhardt, H.W. (2016): Time-dependent coefficient of thermal expansion of an alkali-sensitive rock in alkaline solution. In: Mayo Bernardes, H.; Pagan Hasparyk, N. (Eds.): 15th ICAAR International Conference of Alkali Aggregate Reaction in Concrete, Sao Paulo, Brazil, 2016

Mielich, O. (2019a): Empfehlungen zur Schadensdiagnose AKR-geschädigter Betonfahrbahndecken unter Berücksichtigung der Bauweise. Straße und Autobahn 2019, H. 8, S. 666-672

Mielich, O. (2019b): Rissbildungen und mechanische Betoneigenschaften an einem Fahrbahndeckenbeton mit Alkali-Kieselsäure-Reaktion. beton 69, H. 11, S. 406-415

Mielich, O.; Zwerger, V. (2019): Zustandserfassung von Fahrbahndeckenbetonen mit Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Beton- und Stahlbetonbau 114, Heft 12, S. 899-910

Mielich, O.; Reinhardt, H. W.; Özkan, H. (2019): Kriechen und mechanische Eigenschaften von Straßenbetonen nach AKR-provozierender Lagerung. Beton- und Stahlbetonbau 114, H. 6, S. 419–429

Mielich, O.; Öttl, C. (2020): Bestimmung des AKR-Restschädigungspotentials mittels der FIB-Klimawechsellagerung von 30 Bohrkernen unter Beachtung vertikaler und horizontaler Ausrichtung der Prüfkörper. Untersuchungsbericht 9032721000, Materialprüfungsanstalt Universität Stuttgart, Juli 2020

Molzer, C., Felsenstein, K., Viertl, R. (2000): Statistische Methoden zur Auswertung von Straßenzustandsdaten, Straßenforschung, Heft 499, Bundesministerium für Verkehr, Innovation und Technologie, Wien.

Müller, Ch.; Borchers, I.; Eickschen, E. (2008): Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren. Straße und Autobahn 59, H. 5, S. 272-281

Müller, Ch.; Borchers, I.; Eickschen, E. (2012): Erfahrungen mit AKR-Prüfverfahren: Hinweise zur Ableitung praxisgerechter Bewertungskriterien für Performance- und WS-Grundprüfungen. beton 62, H. 10, S. 397-404

Ober-Sundermeier, A., Otto, K. (2003): Quantifizierung staubedingter Reisezeitverluste auf Bundesautobahnen – Störungsursache: Arbeitsstellen, Schlussbericht FE 01.153/2000/CRb, im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen.

Oefner, G. (1988): Handbuch für die wirtschaftliche Vergleichsrechnung im Management der Straßenerhaltung - Baulastträger und Nutzerkosten, Informationen Verkehrsplanung und Straßenwesen, Heft 27, Universität der Bundeswehr, München-Neubiberg.

Oefner, G., Kienlein, E., Nußrainer, C., Pindur-Nakamura, A. (2000): Erweitern des streckenbezogenen Substanzwertes im System ZEB um Kriterien wie Belastung, Aufbau, Alter und Tragfähigkeit - Testen und Abstimmen von Bewertungskonzepten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 783, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Oefner, G., Krmek, M., Nußrainer, C. (2004): Kostenermittlung für Erhaltungsmaßnahmen zur Bestimmung der Kosteneingangsgrößen für das PMS (Pavement Management System), Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 896, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Oertelt, S., Ammersee, D. (2007): Empirische Absicherung der Verhaltensfunktionen für Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen und PMS-Anwendungen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 965, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Oeser, M., Kemper, D., Wang, D., Vallée, D., Schneider, M. (2014): Entwicklung von Prognosefunktionen für den Straßenzustand kommunaler Straßen, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1107, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Oeser, M., Möller, B., Werkmeister, S., Wellner F. (2005): Numerical Simulation of Laboratory Tests on Asphalt - Comparison of the Direct Tensile and the Indirect Tensile Test, Transportation Research Board, 84th Annual Meeting, Washington D.C., USA.

Ott, F. (2018): FWD-Messungen an Betondecken mit AKR-Schädigung. Masterarbeit, Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Universität Stuttgart

Öttl, C. (2004): Die schädigende Alkalireaktion von gebrochener Oberrhein-Gesteinskörnung im Beton. Dissertation, Otto-Graf-Institut, Schriftenreihe / Otto-Graf-Institut, Forschungs- und Materialprüfungsanstalt Baden-Württemberg, H. 87.

PAV-ECO (1999): Pavement and Structure Management System, Economic Evaluation of Pavement Maintenance, Final Report, Project for EC-DG-VII RTD Programme - Contract No. RO-97-SC 1085/1189.

Przondziona, R.; Breitenbücher, R. (2018): AKR unter kombinierten Einwirkungen – Wie Beeinflussen zyklische Beanspruchungen die Degradation und den Alkalieintrag in Beton. 20. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, 12.–14. September 2018 in Weimar. Tagungsbericht Band 2, S. 85–92

Radenberg, M.; Wellner, F.; Cetinkaya, R.; Ascher, D. (2013): Bestimmung des Alterungsverhaltens von Asphaltgemischen als Grundlage für die Dimensionierung und Prognose der Lebensdauer und Schadensentstehung, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1091, Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Bonn.

Reinhardt, H.W. (1973): Spannungen und Verformungen mehrschichtiger Außenwände zufolge Temperaturänderungen. Betonwerk und Fertigteiltechnik, Heft 4

Reinhardt, H.W. (2010): Ingenieurbaustoffe. 2. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

Reinhardt, H. W.; Mielich, O. (2011): A fracture mechanics approach to the crack formation in alkali-sensitive grains. Cement and Concrete Res. 41, No. 3, pp. 255–262

Reinhardt, H.W.; Mielich, O. (2014): Fracture toughness of alkali-sensitive rocks in alkaline solution. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 70, S. 552-558

Reinhardt, H. W.; Özkan, H.; Mielich, O (2019): Creep of concrete as influenced by the rate of expansion due to alkali-silica reaction. *Structural Concrete*. 2019; pp. 1–11. <https://doi.org/10.1002/suco.201900133>

Ressel, W. (1994): Untersuchungen zum Verkehrsablauf im Bereich der Leistungsfähigkeit an Baustellen auf Autobahnen, *Information Verkehrsplanung und Straßenwesen*, Heft 37, Universität der Bundeswehr, München-Neubiberg.

Ressel, W., Tejkl, K., Klöpfer, C. (2013): Methodenstudie zur Life-Cycle-Bewertung von Straßenbefestigungen, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 1096, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Rübensam, J., Schulze, F. (1994): Ermittlung wirtschaftlich optimaler Maßnahmentearten für die Straßenerhaltung, insbesondere im Zusammenhang mit dem Erhaltungsbedarf in den fünf neuen Bundesländern, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 667, Bundesministerium für Verkehr, Bonn.

Rübensam, J., Hellmann, L., Staroste, D., Stoltz, J. (2005): Untersuchung zur Wirtschaftlichkeit und bautechnischen Bewährung von Fahrbahnbefestigungen aus Asphalt und Beton auf bestehenden Bundesautobahnen, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 914, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Schmuck, A., Becker, H., Oefner, G. (1981): Einflussgrößen, Berechnungsansätze und Sensitivitätstests für die Straßenbaulastträgerkosten im Rahmen der Wirtschaftlichkeitsrechnung für Straßenbefestigungen, Erweiterung von Berechnungsansätzen und Sensitivitätstests sowie Entwicklung von Verhaltens- und Managementmodellen als Grundlagen der Wirtschaftlichkeitsrechnung für Straßenbefestigungen, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 324, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Scrivener, K.L.; Crumbie, A.K.; Laugensen, P. (2004): The interfacial transition zone (ITZ) between cement paste and aggregate in concrete. *Interface Science*, 12, S. 411-421.

Seyfarth, K.; Giebson, C.; Stark, J. (2009): AKR-Performance-Prüfung für Fahrbahndecken aus Beton: Erfahrungen aus Labor und Praxis im Vergleich. 17. Internationale Baustofftagung (ibausil), Weimar, Tagungsbericht Band 2, S. 255-260

Siebel, E.; Böhm, M.; Borchers, I.; Müller, Ch.; Bokern, J.; Schäfer, E. (2006): AKR-Prüfverfahren – Vergleichbarkeit und Praxis-Relevanz, Teil 1; Teil 2. *beton* 56 (2006), H. 12, S.599-604; *beton* 57 (2007), H. 1-2, S. 63-71

Socina, M., Komma, C., Heller Ingenieurgesellschaft mbH (2015): Kennzahlen für die gesamtwirtschaftliche Bewertung von Erhaltungsstrategien, *Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik*, Heft 1113, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Sodeikat, C. (2001): Beanspruchung von Betonfahrbahnen mit sehr unterschiedlichen Eigenschaften von Ober- und Unterbeton unter Berücksichtigung von Feuchte- und Temperaturänderungen. Technische Universität München, Lehrstuhl für Baustoffkunde und Werkstoffprüfung, Schriftenreihe Baustoffe, Heft 1

Stark, J. (2018): Alkali-Kieselsäure-Reaktion. Schriftenreihe FIB Nr.3, Bauhaus-Universität Weimar

Stark, J; Freyburg, E.; Seyfarth, K.; Giebson, C. (2006): AKR-Prüfverfahren zur Beurteilung von Gesteinskörnungen und projektspezifischen Betonen. *beton* 56, H. 12, S.574-581

Stöckert, U., Schmerbeck, R, Lau, F. (2019): Erhaltungsmanagement der Bundesfernstraßen – Aktueller Stand und Ausblick, Straße und Autobahn Heft 5/2019, Kirschbaum Verlag, Bonn.

Stütze, T. (2004): Volkswirtschaftlich gerechtfertigte Interventionswerte für die Erhaltung von Bundesautobahnen, Dissertation an der Fakultät VI, Technische Universität Berlin.

Tejkl, K. (2006): Analyse international angewendeter Life-Cycle Bewertungen von Straßenbefestigungen und Ableitung eines deutschen Modells, Diplomarbeit am Institut für Straßen- und Verkehrswesen, Lehrstuhl für Straßenplanung und Straßenbau, Universität Stuttgart.

Villaret Ingenieurgesellschaft mbH (2020): BAB A14 Nachrechnung nach RDO Beton und erste Substanzbewertung. unveröffentlicht. Hoppegarten (als Auszug vorliegend)

Weise, F.; Kind, T.; Stelzner, L; Wieland, M. (2018a): Dunkelverfärbung der Betonfahrbahndecke im AKR-Kontext. *Beton- und Stahlbetonbau*, DOI:10.1002/best.201800020.

Weise, F.; Krütt, E.; Meng, B. (2018b): AKR unter kombinierten Einwirkungen – Rissbildungs- und Transportmechanismen. 20. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, 12.–14. September 2018 in Weimar. Tagungsbericht Band 2, S. 93–105

Weise, F.; Millar, S.; Wilsch, G. (2018c): Analyse des Tausalzeintrags in Fahrbahndeckenbetone mit neuartiger Prüftechnik. *Beton- und Stahlbetonbau*, DOI: 10.1002/best.201800033

Weise, F., Schrang, K. (2016): Bewertung und Optimierung der Hydrophobierung zur Verminderung des AKR-Schädigungsfortschrittes in Fahrbahndeckenbetonen, *Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen*, Heft S 93, Bergisch Gladbach.

Weller, O., Degelmann, R., Jansen, D. (2014): Tragfähigkeitsmessungen mit dem Traffic Speed Deflectometer (TSD). *Straße und Autobahn Heft 11/2014*, Kirschbaum Verlag, Bonn.

Wellner, F., Leutner, R., Oeser, M., Weise, C., Jähnig, J., Lorenzl, H., Schindler, K., Mollenhauer, K., Nolle, B., Zander, U., Rabe, R. (2007): Nachhaltiger Straßenbau – Bemessungsmodell zur Förderung der Innovations- und Wettbewerbsfähigkeit kleiner und mittelständiger Straßenbauunternehmen, *Schlussbericht*, Bergisch-Gladbach.

Wellner, F.; Kamratowsky, E. (2018): Entwicklung von Asphalten für zukünftige schwerste Verkehrsbelastung, *Schlussbericht zum IGF-Vorhaben Nr. 18472 BR*, Dresden.

Wiedmann, A.; Weise, F.; Kotan, E.; Müller, H. S.; Meng, B. (2017): Effects of fatigue loading and alkali-silica reaction on the mechanical behavior of pavement concrete. *Structural Concrete* 18, pp. 539–549

Wiedmann, A.; Kotan, E.; Müller, H. S. (2018): AKR unter kombinierten Einwirkungen – Schadensrisiko und Schadensentwicklung in Betonfahrbahnen. 20. Internationale Baustofftagung IBAUSIL, 12.–14. September 2018 in Weimar. Tagungsbericht Band 2, S. 107–114

Wieland, M., Villaret, S., Riwe, A. (2017): Bewertung der strukturellen Substanz für die systematische Erhaltungsplanung von Betonfahrbahndecken, *Straße und Autobahn Heft 2/2017*, Kirschbaum Verlag, Bonn.

Wieland, M.; Sesselmann, M. (2018): Plattenspezifische 3-D-Oberflächenanalyse im Kontext mit der rechnerischen Dimensionierung und Restsubstanzbewertung von Betonfahrbahndecken, Straße und Autobahn Heft 6/2018, Kirschbaum Verlag, Bonn.

World Road Association PIARC (2000a): Whole Life Costing of Roads, Concrete Pavements, PIARC Committee C7, 07.09.B, La Defense.

World Road Association PIARC (2000b): Whole Life Costing of Roads, Flexible Pavements, PIARC Committee C8, 08.09.B, La Defense.

Zander, U., Birbaum, J. (2014): Aktualisierung der Kostendaten, Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik, Heft 1108, Bundesministerium für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen, Bonn.

Zander, U. (2017): Integration der Substanzbewertung in die Erhaltungsplanung, Straße und Autobahn Heft 5/2017, Kirschbaum Verlag, Bonn.

Zeißler, A. (2016): Benutzerhandbuch ADtoPave, Entwurf, Stand 2016, Dresden.

## Tabellen

Tab. 3-1: Schutz- und Erhaltungsmaßnahmen, Erneuerung (FGSV 2017b, Entwurf) .....	24
Tab. 3-2: Koeffizienten a und b für die Standardfunktionen der Verhaltensklassen (FGSV 2001b) .....	36
Tab. 3-3: ZEB-Zustandsmerkmale mit verfügbaren Standardverhaltensfunktionen nach HINSCH et al. (2005).....	37
Tab. 3-4: Eingreif- und Ausfallkriterien.....	40
Tab. 3-5: Übersicht zur Begriffssystematik der Erhaltung von Verkehrsflächen (FGSV 2009e).....	42
Tab. 3-6: Standardmaßnahmenkatalog im Bewertungsverfahren (RESSEL et al. 2013).....	44
Tab. 3-7: Übersicht zu Wirkungen von Erhaltungsmaßnahmen im Bewertungsverfahren (RESSEL et al. 2013) .....	45
Tab. 4-1: Bauabschnitte BAB A14 .....	49
Tab. 4-2: Thermophysikalische Materialparameter .....	53
Tab. 4-3: Ausgewählte Erhaltungsmaßnahmen für Spurrinnen .....	57
Tab. 5-1: E-Modul als Mittelwert und 5 %-Quantil sowie Standardabweichung und Variationskoeffizient, zusammengefasst für die Platten-Nr. 0260 (Hauptfahrstreifen) und Platten-Nr. 0259 (2.Überholfahrstreifen) .....	69
Tab. 5-2: E-Modul als Mittelwert und 5 %-Quantil sowie Standardabweichung und Variationskoeffizient, zusammengefasst für die Platten-Nr. 0508 (Hauptfahrstreifen und 2.Überholfahrstreifen) .....	69
Tab. 5-3: Gewählte Eingangswerte für die Dimensionierung (aus KINDL 2017) .....	71
Tab. 5-4: Gewählte Eingangswerte für die Dimensionierung (aus KINDL 2017) .....	72
Tab. 5-5: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle nach RDO Beton in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit für die Entnahmestelle bei km 85+735, Platten-Nr. 0260 und 0259 (aus KINDL 2017).....	72
Tab. 5-6: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle nach RDO Beton in Abhängigkeit des Elastizitätsmoduls und der Spaltzugfestigkeit für die Entnahmestelle bei km 86+400, Platten-Nr. 0508 (aus KINDL 2017).....	73
Tab. 5-7: Eingangswerte für das analytische Berechnungsverfahren .....	80
Tab. 5-8: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen für den Frühlingsfall .....	82
Tab. 5-9: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen für den Herbstfall .....	82
Tab. 5-10: Normalspannungen, Schubkräfte und Schubspannungen unter Berücksichtigung der AKR-bedingten Dehnung in der oberen Schicht.....	84
Tab. 5-11: Luft- und Oberflächentemperaturen während den FWD-Messungen .....	88
Tab. 5-12: Auswertung der Deflexionsmessungen in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit unter Angabe von Minimum, Maximum, Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie Anzahl der gemessenen Werte .....	89
Tab. 5-13: Relative Zunahme der Deflexion w in Abhängigkeit vom Ort der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit .....	89
Tab. 5-14: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit vom Ort der Belastung (Querfuge Q, Fugenkreuz G) und der Jahreszeit.....	90
Tab. 5-15: E-Moduln an den Bohrkernen B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19) .....	91
Tab. 5-16: Spaltzugfestigkeit an den Bohrkernen B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19).....	92
Tab. 5-17: Druckfestigkeit an den Bohrkernen B, Q, G und R aus der Platten-Nr. 190 (vgl. Bild 5-18, links, und Bild 5-19) .....	92
Tab. 5-18: Auswertung der Deflexionsmessungen in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G), der Jahreszeit und dem Zustand der Fugen (ungerissen, gerissen) unter Angabe von Minimum, Maximum, Mittelwert, Standardabweichung, Variationskoeffizient sowie Anzahl der gemessenen Werte .....	94
Tab. 5-19: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit des Ortes (Querfuge, Fugenkreuz), der Jahreszeit (Winter) und des Zustands der Scheinfugen (ungerissen, gerissen) .....	94
Tab. 5-20: Relative Zunahme der Deflexion w in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte PM, Querfuge Q, Fugenkreuz F), der Jahreszeit und des Zustands der Scheinfugen (ungerissen, gerissen). 95	
Tab. 5-21: Wirksamkeitsindex, relative Zunahme der Deflexion und relative Abnahme des statischen Elastizitätsmoduls .....	100

Tab. 5-22: Statischer E-Modul vor und nach der Bestimmung des Restschädigungspotentials mittels Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser .....	103
Tab. 5-23: Statischer E-Modul vor und nach der Bestimmung des Restschädigungspotentials mittels Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung .....	104
Tab. 5-24: Statischer E-Modul vor und nach Klimawechsellagerung unter Einfluss von Wasser und NaCl-Lösung an Prüfkörpern aus dem Hauptfahrstreifen der Platten-Nr. 0260 .....	107
Tab. 5-25: Statischer E-Modul vor und nach Klimawechsellagerung unter Einfluss von Wasser und NaCl-Lösung an Prüfkörpern aus dem Hauptfahrstreifen der Platten-Nr. 0508-grün .....	108
Tab. 5-26: E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand) .....	109
Tab. 5-27: E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand) .....	109
Tab. 5-28: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus der Plattenmitte .....	111
Tab. 5-29: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus dem Bereich der Querfuge .....	112
Tab. 5-30: Statischer E-Modul vor und nach der Klimawechsellagerung unter Einwirkung von Wasser und NaCl-Lösung für Prüfkörper aus dem Bereich des Fugenkreuzes .....	112
Tab. 5-31: E-Moduln nach Klimawechsellagerung unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper parallel zur Plattenebene und E-Moduln rechtwinklig zur Plattenebene (Ist-Zustand) .....	112
Tab. 5-32: Wirksamkeitsindex der Querkraftübertragung in Abhängigkeit des Ortes (Querfuge, Fugenkreuz), relative Zunahme der Deflexion $w$ in Abhängigkeit des Ortes der Belastung (Plattenmitte B, Querfuge Q, Fugenkreuz G) sowie Zustand und E-Modul an Bohrkernen .....	115
Tab. 5-33: E-Moduln an Bohrkernen aus Plattenmitte und mit einem Abstand von 26 cm und 8 cm der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge unter Angabe der Plattennummer .....	117
Tab. 5-34: Kenndaten des maßgebenden Abschnitts .....	123
Tab. 5-35: Normalverteilungen der betrachtenden Bauabschnitte .....	127
Tab. 6-1: Auswertung der Spaltzugprüfung für Waschbeton (WB) und Unterbeton (UB) unter Angabe des Bauabschnitts, Mittelwert (MW), Standardabweichung (Stabw.), Variation (Var.) und Anzahl der Prüfkörper	131
Tab. 6-2: Auslastungsgrade für die sechs Nachweisfälle bei einer Nutzungsdauer von 30 Jahren nach RDO Beton 09 für die Streckenabschnitte 3 und 4, in Abhängigkeit des Zug-Elastizitätsmodul $E_{ctm}$ , der charakteristischen Spaltzugfestigkeit und der charakteristischen Dicke .....	132
Tab. 7-1: Übersicht der Bauabschnitte in Asphaltbauweise .....	134
Tab. 7-2: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 1 .....	136
Tab. 7-3: Parameter der Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 1 .....	137
Tab. 7-4: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 2a .....	139
Tab. 7-5: Parameter der Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2a .....	139
Tab. 7-6: Parameter der Masterfunktion – Abschnitt 2b .....	141
Tab. 7-7: Parameter der : Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2b .....	141
Tab. 7-8: Parameter zur Bestimmung der Verkehrsbelastung nach RStO 12 (FGSV 2012b) .....	148
Tab. 7-9: Konstruktionsaufbau (mittlere Schichtdickenklasse) und Anpassungsfaktoren der Autobahnabschnitte .....	148
Tab. 7-10: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Autobahnabschnitte nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren .....	149
Tab. 7-11: prognostizierte Nutzungsdauer der Autobahnabschnitte .....	150
Tab. 7-12: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Autobahnabschnitte nach einer Nutzungsdauer von 30 Jahren .....	151
Tab. 7-13: Prognostizierte Nutzungsdauer der Autobahnabschnitte .....	151
Tab. 7-14: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss des Schichtenverbundes nach 30 Jahren Nutzungsdauer .....	158
Tab. 7-15: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss des Schichtenverbundes nach 30 Jahren Nutzungsdauer (Triaxialversuch) .....	163
Tab. 8-1: Kosten von Erhaltungsmaßnahmen auf BAB in Sachsen-Anhalt .....	167
Tab. 8-2: Kostensätze von bituminösen Teilersatzmaßnahmen des Landesbetriebs Straßenwesen Brandenburg .....	167



Tab. 8-3: Geschätzte Wirksamkeitsdauer/Nutzungsdauer von Erhaltungsmaßnahmen der LSBB Sachsen-Anhalt (KRELLE & MARQUORDT 2015).....	169
Tab. 8-4: Maßnahmenkosten inklusive Verkehrssicherungskosten - Beton .....	170
Tab. 8-5: Zusammensetzung der Maßnahmenkosten bei AKR .....	171
Tab. 8-6: Allgemeine Umrechnung von tatsächlicher zu softwarebedingter Fläche.....	171
Tab. 8-7: Übersichtstabelle der ermittelten Kosten für LCD2.....	172
Tab. 8-8: Funktionsparameter b und c für die Ausfallwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Schichtenverbundes.....	175
Tab. 8-9: Funktionsparameter b und c für die Ausfallwahrscheinlichkeit in Abhängigkeit des Schichtenverbundes und des Klimaszenarios.....	176
Tab. 8-10: Funktionsparameter b und c für die Prognose der Spurrinnenbildung .....	179
Tab. 8-11: LCD2 Parameter zur Implementierung der Betonausfallrate.....	180
Tab. 8-12: Wirtschaftliche und technische Nutzungsdauer der Betonabschnitte .....	180
Tab. 8-13: Verlaufparameter der Verhaltensfunktionen von AKR-geschädigten Betonfahrbahnen für LCD2 .....	181
Tab. 8-14: Abschnitt - Nutzungsdauer .....	181
Tab. 8-15: Eingreifkriterium SPTN in Abhängigkeit des Materials und Prüfverfahrens .....	183
Tab. 8-16: Mögliche Erhaltungsstrategien der ausgewählten Erhaltungsmaßnahmen .....	184
Tab. 8-17: Relative Eingreifzeitpunkte - Variante 2 .....	188
Tab. 8-18: Mögliche Erhaltungsstrategien der Variante 2.....	188
Tab. 8-19: Kombinierte Szenarien der AW und SPTN – Variante 3.....	190
Tab. 8-20: Eingreifzeitpunkt der Erhaltungsmaßnahmen bei AKR-Schädigung .....	192
Tab. 8-21: Eingreifzeitpunkte der Erhaltungsmaßnahmen - AKR .....	194
Tab. 8-22: Ergänzender Maßnahmenkatalog - AKR.....	194
Tab. 8-23: Mögliche Erhaltungsstrategien - AKR .....	195
Tab. 8-24: Mögliche Erhaltungsstrategien bei AKR-Schädigung .....	196
Tab. 8-25: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm .....	196
Tab. 8-26: Auswahl und Optimierung am Beispiel des Abschnitts 2b - AKR.....	197
Tab. 8-27: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2a (DSV) .....	207
Tab. 8-28: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV) – Kostenschätzung.....	207
Tab. 8-29: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV) – Optimierungspotential.....	208
Tab. 8-30: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch) .....	208
Tab. 8-31: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (DSV) .....	209
Tab. 8-32: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch) .....	209
Tab. 8-33: Veränderung der Reihenfolge im Bauprogramm des Abschnitts 2b (DSV) .....	210
Tab. 8-34: Bauprogramm mit Reihenfolge des Abschnitts 2b (DSV) mit veränderter Gewichtung.....	210
Tab. 8-35: „Theoretisches Potential“ der Erhaltungsstrategie.....	211
Tab. 8-36: Bauprogramm Abschnitt 1 .....	214
Tab. 8-37: Bauprogramm Abschnitt 2a .....	215
Tab. 8-38: Bauprogramm Abschnitt 2b .....	215
Tab. 8-39: „Theoretisches Potential“ der drei Asphaltabschnitte bei Variante 2 .....	215
Tab. 8-40: Bauprogramm des Abschnitts 2a (DSV) .....	219
Tab. 8-41: Bauprogramm des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch).....	219
Tab. 8-42: Bauprogramm des Abschnitts 2b (DSV) .....	219
Tab. 8-43: Bauprogramm des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch).....	219
Tab. 8-44: Potential der Erhaltungsstrategie.....	220
Tab. 8-45: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm – Abschnitt 2b.....	223
Tab. 8-46: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm – Abschnitt 3 .....	224
Tab. 8-47: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das jeweilige Bauprogramm .....	225

## Bilder

Bild 3-1: Freigelegter Fahrbahndeckenbeton im Fugenbereich mit Rissbildungen, die horizontal ausgerichtet sind .....	18
Bild 3-2: Beginn von Eckabbrüchen ohne Anzeichen einer Dunkelverfärbung .....	20
Bild 3-3: Deutlich sichtbare Eckabbrüche ohne Anzeichen einer Dunkelverfärbung .....	20
Bild 3-4: Bohrkern mit und ohne Horizontalrisse nahe dem Fugenkreuz. Der Abstand der Bohrlochmitten zur Längs- und Querfuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm.....	21
Bild 3-5: Berücksichtigung der Bauweisen der Betondecke (einschichtig oder zweischichtig) mit AKR-empfindlichen und -unempfindlichen Betonzusammensetzungen sowie internen und externen Alkaliquellen (MIELICH 2019a) .....	23
Bild 3-6: Mechanismus von Hydrophobierungen am Beispiel von Silan auf den Feuchtzustand im Beton und folglich den Ablauf einer AKR (eigene Darstellung gemäß WEISE & SCHRANG 2016).....	25
Bild 3-7: Horizontaler und vertikaler Spannungszustand im Spaltzug-Schwellversuch (OESER et al. 2005) .....	27
Bild 3-8: Ablauf einer Life-Cycle Cost Analyse (RESSEL et al.2013).....	30
Bild 3-9: Kostenarten bei Wirtschaftlichkeitsuntersuchungen zum Vergleich von Infrastrukturbauwerken (eigene Darstellung gemäß BLAB et al. 2014) .....	30
Bild 3-10: Beispiel einer Zahlungsreihe für Baulastträgerkosten (RESSEL et al. 2013).....	31
Bild 3-11: Beispiel zur Entstehung von Straßennutzerkosten (RESSEL et al. 2013) .....	32
Bild 3-12: Verlauf der Standardfunktion AUN für die vier Verhaltensklassen (FGSV 2001b) .....	36
Bild 3-13: Beispiel für Standardverhaltensfunktionen (Zustandsmerkmal AUN) (HINSCH et al. 2005, Darstellung aus RESSEL et al. 2013).....	38
Bild 3-14: Einflussgrößen auf das Langzeitverhalten von Straßenbefestigungen (RESSEL et al. 2013)..	40
Bild 3-15: Beispiel für Maßnahmenabfolgen (RESSEL et al. 2013) .....	43
Bild 3-16: Durchschnittliche Zustandsgrößen auf Abschnitten mit einer Erhaltungsmaßnahme bis zu einem Jahr vor der Zustandserfassung nach HINSCH et al. (2005).....	45
Bild 3-17: Beispielhafter Einfluss des Deckschichtmaterials (links) und der RStO-Standardbauweise (rechts) auf den Ausfallzeitpunkt (nach RESSEL et al. 2013).....	46
Bild 3-18: Anzahl äquivalenter Achsübergänge bis zum Erreichen des Ausfallkriteriums des entsprechenden Zustandsmerkmals (nach RESSEL et al. 2013) .....	46
Bild 4-1: Geplante Bauabschnitte auf der BAB A14 zwischen Schkeuditzer Kreuz und AS Leipzig-Mitte zur Erneuerung der vorliegenden AKR-geschädigter Betondecken (Quelle: Bundesanstalt für Straßenwesen) .....	49
Bild 4-2: Prinzipskizze des Bochumer Alterungsverfahrens (RADENBERG 2013).....	52
Bild 4-3: Wärmeleitfähigkeitsmessgerät ISOMET 2114 der Firma Applied Precision Ltd. (CLAUß 2019)	53
Bild 4-4: Normierte charakteristischen Temperaturprofile Zone 5 der RSO Asphalt (RSO Asphalt, Entwurf Stand 2019) .....	54
Bild 4-5: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 1 unter Einbeziehung der Klimaänderung.....	54
Bild 4-6: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 2a unter Einbeziehung der Klimaänderung.....	55
Bild 4-7: Normiertes charakteristisches Temperaturprofil Abschnitt 2b unter Einbeziehung der Klimaänderung.....	55
Bild 4-8: Vorüberlegungen Erhaltungsplanung bei Asphaltbefestigungen.....	57
Bild 4-9: Vorüberlegungen zur Erhaltungsplanung bei Betonbefestigungen.....	58
Bild 4-10: Autobahnnetz um Leipzig (Quelle: Open Street Maps).....	60
Bild 4-11: Vergleich der Kapazitäten zwei- bis vierstreifiger Richtungsfahrbahnen außerhalb von Ballungsräumen in [Kfz/h] nach HBS 05 (links) und HBS 15 (rechts).....	62
Bild 5-1: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord im untersuchten Streckenabschnitt bei km 85+735.....	66
Bild 5-2: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Mitte und Leipzig-Nord im untersuchten Streckenabschnitt bei km 86+400.....	66
Bild 5-3: Übersichtsaufnahme Bohrkernentnahmestellen im HS (rote Markierung), Platten-Nr. 0260 (links) und im 2.ÜFS (gelbe Markierung), Platten-Nr. 0259 (rechts).....	67

Bild 5-4: Übersichtsaufnahme Bohrkernentnahmestellen im HS (grüne Markierung), Platten-Nr. 0508 (links) und im 2.ÜFS (blaue Markierung), Platten-Nr. 0508 (rechts).....	67
Bild 5-5: Bohrkern (Durchmesser 360 mm) mit anhaftender HGT und daraus in Fahrtrichtung parallel zur Plattenebene herausgearbeitete Prismen mit den Abmessungen 100 x 100 x 260 mm <sup>3</sup> .....	68
Bild 5-6: Beispiel zur Vorbereitung der Probekörper für die Spaltzug- und Druckfestigkeitsprüfung (FGSV 2016b) .....	68
Bild 5-7: Auftretende Spannungen (links) und mögliche Schadensmechanismen (rechts) für ein Zweischichtsystem unter Temperatureinwirkung (aus SODEIKAT 2001) .....	74
Bild 5-8: Prinzip der Spannungsberechnung eines Balkens im Falle einer beispielhaften Temperaturdehnung (aus OTT 2018).....	76
Bild 5-9: Balkenaufbau aus zwei miteinander schubfest verbundenen Schichten mit Stoffwerten, geometrischen Größen und Temperaturverteilung (aus REINHARDT 1973, modifiziert von OTT 2018) .	76
Bild 5-10: Spannungen eines zweischichtigen Balkens unter Temperatureinfluss. Bei freier Dehnung/Verwölbung entstehen lineare Spannungsverläufe - Eigenspannungen (c). Wird die freie Dehnung/Verwölbung des Systems verhindert, entstehen in den einzelnen Schichten konstante Spannungsböcke (d) (aus SODEIKAT 2001) .....	77
Bild 5-11: Spannungstrajektorien eines Balkens mit Horizontalspannungsverlauf über die Querschnittshöhe und dem Spannungseinleitungsbereich (roter Rahmen) (aus SODEIKAT 2001) .....	78
Bild 5-12: Entstehung der Schälspannung $\sigma_y$ aus dem Biegemoment um die Verbundfuge (aus: SODEIKAT 2001) .....	79
Bild 5-13: Verteilung der Normalspannungen, der Schubkräfte und der Schubspannung für den Herbstfall .....	83
Bild 5-14: Verteilung der Normalspannungen, der Schubkräfte und der Schubspannung unter Berücksichtigung der AKR-bedingten Dehnung in der oberen Schicht .....	85
Bild 5-15: Übersichtsaufnahme zwischen den Autobahnanschlussstellen Leipzig-Nord und Leipzig-Mitte bei km 85+050 bis km 85+000 in Fahrtrichtung (links) und gegen die Fahrtrichtung (rechts).....	88
Bild 5-16: Belastungs- und Messpunkte der durchgeführten FWD-Messungen .....	88
Bild 5-17: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme von Platte Nr. 189 bis Nr. 198 (links) und entnommener Bohrkern.....	90
Bild 5-18: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme bei Platte Nr. 190 (links) und zugehörige Detailaufnahme der Bohrkernentnahme im Bereich des Fugenkreuzes (rechts). Der Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm (rechts).....	91
Bild 5-19: Bohrkerne aus der Platten-Nr. 190 mit Bezeichnung des Entnahmeortes nach Bild 5-18.....	91
Bild 5-20: Ungerissene und gerissene Scheinfugen (Anmerkung: Eine Scheinfuge ist eine Sollbruchstelle in der Fahrbahndecke aus Beton, die durch das Einschneiden einer Kerbe an der Oberseite der Decke hergestellt wird).....	93
Bild 5-21: Zustand der Betonfahrbahndecke ohne und mit Strukturschwächung sowie Zustand der Scheinfugen (geöffnet oder geschlossen) in Abhängigkeit der Nullspannungs- und Betontemperatur ....	93
Bild 5-22: Saisonale Verformungen einer Betondecke aufgrund von Temperatur und Feuchtigkeit (aus: LYTTON et al. 1975).....	96
Bild 5-23: Rissbildung mit horizontaler Ausrichtung in Abhängigkeit des Entnahmeortes der Bohrkerne. 97	
Bild 5-24: Einfluss der Prüfrichtung im Spaltzugversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit ( $f_{ct,sp}$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links) .....	98
Bild 5-25: Einfluss der Prüfrichtung im Druckversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung der Druckfestigkeit ( $f_c$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links).....	98
Bild 5-26: Einfluss der Prüfrichtung im Druckversuch (blaue Pfeile) zur Bestimmung des statischen Elastizitätsmoduls ( $E_c$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links) .....	99
Bild 5-27: Einfluss der Prüfrichtung im Zugversuch (rote Pfeile) zur Bestimmung der zentrischen Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) in Abhängigkeit von Rissbildungen mit horizontaler Ausrichtung an einem Bohrkern aus	

Plattenmitte (1. Bild von links) sowie im Abstand von 26 cm (G) von Bohrlochmitte zur Quer- und Längsfuge (4. Bild von links).....	99
Bild 5-28: AKR-Klimawechsellaagerungszyklus .....	101
Bild 5-29: Gewinnung von prismatischen Prüfkörpern (rechts) aus Bohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (links) .....	102
Bild 5-30: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser (links) und unter Einwirkung von NaCl-Lösung (rechts) .....	103
Bild 5-31: Gewinnung von prismatischen Prüfkörpern (rechts) aus Bohrkernen mit einem Durchmesser von 360 mm (links) .....	105
Bild 5-32: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte M, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 0260).....	106
Bild 5-33: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte M, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 0508-grün) .....	107
Bild 5-34: Bohrkern aus Plattenmitte sowie aus dem Bereich der Querfuge und des Fugenkreuzes ...	110
Bild 5-35: Beispiel der Entnahme prismatischer Prüfkörper (rechts) aus einem Bohrkern mit Durchmesser 360 mm (links) .....	110
Bild 5-36: Dehnungsverläufe unter Einwirkung von Wasser und unter Einwirkung von NaCl-Lösung für Prüfkörper aus Plattenmitte B, dem Bereich der Querfuge Q und dem Bereich des Fugenkreuzes E (Platten-Nr. 193).....	111
Bild 5-37: Übersichtsaufnahme vom untersuchten Abschnitt zwischen km 91+000 und km 91+055 (links) und Detail bei Platten-Nr. 1388 (rechts) mit Rissbildungen in den Querfugen und Rüttelgassen.....	114
Bild 5-38: Beispielhafte Entnahmestellen im Streckenabschnitt 4 nach dem in MIELICH (2019b) vorgeschlagenen Entnahmeplan .....	115
Bild 5-39: Übersichtsaufnahme der Bohrkernentnahme und Detail der Bohrkernentnahme im Bereich des Fugenkreuzes. Der Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge beträgt 8 cm bzw. 26 cm (rechts).....	116
Bild 5-40: Bohrkern aus Platte Nr. 1390 (A14-1390B aus Plattenmitte, A14-1390G und A14-1390R aus dem Bereich des Fugenkreuzes mit einem Abstand der Bohrlochmitten zur Fuge von 26 cm und 8 cm) .....	116
Bild 5-41: Beschleunigungstreifen im Jahr 2018, RFB Nord bei km 92+200 (Bild aus dem IT-ZEB-Server, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019).....	119
Bild 5-42: Gegenüberstellung geänderte Spurführung aufgrund einer Baustelle in den Jahren 2010 (links) und 2014 (rechts), RFB Süd bei km 90+400 (Bilder aus dem IT-ZEB-Server, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019).....	120
Bild 5-43: Auswertung der instandgesetzten Fugenkreuze auf Abschnitt 3.....	120
Bild 5-44: Durchschnittlich ausgefallene Fugenkreuze bezogen auf 500 m - Auswertungsteilstücke des Bauabschnitts 3 (km 83 + 980 bis km 86 + 970) .....	121
Bild 5-45: Altersstruktur der untersuchten Bauwerke in der Schweiz mit charakteristischem „AAR“-Schadensbild (nach MERZ et al. 2006) .....	122
Bild 5-46: Angenäherte Normalverteilung an die Auswertungsdaten der Jahre 2010, 2014 und 2018 unter Berücksichtigung des Herstellungsjahrs anhand des repräsentativen 500 m-Abschnitts.....	124
Bild 5-47: Ablaufdiagramm zur Simulation eines AKR-Schadensbilds .....	125
Bild 5-48: Gegenüberstellung der nach 19 Jahren ausgefallenen Fugenkreuze (aus Simulation) (links) und ZEB-Bild an Ausfädelungsstelle zum Parkplatz „Birkenwald“ der RFB Süd im Jahr 2018 (rechts, HELLER Ingenieurgesellschaft mbH 2019) .....	125
Bild 5-49: Rasante Schadensentwicklung an unbekannter Stelle der BAB A14 .....	126
Bild 5-50: Häufigkeitsverteilung in diskreter Darstellungsweise mit Erwartungswert 24 Jahre und Standardabweichung 4 Jahre .....	126
Bild 5-51: Steigung bzw. Ableitung der Dichtefunktion mit Erwartungswert 24 Jahre und Standardabweichung 4 Jahre .....	127
Bild 6-1: Baumaßnahme AS Leipzig – AD Schkeuditz BAB A14, Beginn des Streckenloses bei km 87+000 (links) und dazugehöriger Bohrkern bei Plattennummer 0001 .....	129
Bild 6-2: Mantelfläche eines Bohrkerns, welcher aus der Fahrbahndecke der Baumaßnahme A14 gewonnen wurde, sowie exemplarisch die Prüfkörperentnahme für die Bestimmung der Spaltzugfestigkeit	

( $f_{ct,sp}$ ), des statischen Elastizitätsmoduls ( $E_c$ ), der zentrischen Zugfestigkeit ( $f_{ct}$ ) und der Druckfestigkeit ( $f_c$ ) unter Angabe der Richtung der Lastaufbringung im Versuch (Pfeile) .....	129
Bild 6-3: Abhängigkeit zwischen Elastizitätsmodul und Druckfestigkeit unter Angabe der Standardabweichung (SD), des Variationskoeffizienten (Var.) und Anzahl der geprüften Proben (n), ermittelt an Bohrkernen, die gleichmäßig verteilt im Standstreifen auf 8 km Streckenlänge entnommen wurden	130
Bild 6-4: Abhängigkeit zwischen Zugfestigkeit und Druckfestigkeit unter Angabe der Standardabweichung (SD), des Variationskoeffizienten (Var.) und Anzahl der geprüften Proben (n), ermittelt an Bohrkernen, die gleichmäßig verteilt im Standstreifen auf 8 km Streckenlänge entnommen wurden	130
Bild 6-5: Beispiel einer Hazardfunktion aus WIELAND et al. (2017) .....	133
Bild 7-1: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 1 .....	134
Bild 7-2: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 1 .....	135
Bild 7-3: Masterfunktion – Abschnitt 1 .....	137
Bild 7-4: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 1 .....	137
Bild 7-5: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 2a .....	138
Bild 7-6: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 2a .....	138
Bild 7-7: Masterfunktion – Abschnitt 2a .....	139
Bild 7-8: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2a .....	139
Bild 7-9: Schichtdicken der einzelnen Bohrkern – Abschnitt 2b .....	140
Bild 7-10: Statistische Schichtdickenauswertung – Abschnitt 2b .....	140
Bild 7-11: Masterfunktion – Abschnitt 2b .....	141
Bild 7-12: Ermüdungsfunktionen – Abschnitt 2b .....	141
Bild 7-13: Hauptkurve der Binderschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen .....	142
Bild 7-14: Ermüdungsfunktion der Binderschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen	143
Bild 7-15: Hauptkurve der Tragschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen .....	143
Bild 7-16: Ermüdungsfunktion der Tragschicht (Abschnitt 2a) für die verschiedenen Alterungsstufen ...	144
Bild 7-17: Hauptkurve der Deckschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen .....	144
Bild 7-18: Ermüdungsfunktion der Deckschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen ..	145
Bild 7-19: Hauptkurve der Binderschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen .....	145
Bild 7-20: Ermüdungsfunktion der Binderschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen	146
Bild 7-21: Hauptkurve der Tragschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen .....	146
Bild 7-22: Ermüdungsfunktion der Tragschicht (Abschnitt 2b) für die verschiedenen Alterungsstufen ...	147
Bild 7-23: Häufigkeitsverteilung des BAB Fernverkehrs nach RSO Asphalt (FGSV 2016a, Entwurf).....	147
Bild 7-24: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigung bei einer Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn .....	152
Bild 7-25: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigungen unter Einbeziehung von Verkehrsverlagerungen durch Baustellen auf der BAB A38 .....	153
Bild 7-26: Ausfallwahrscheinlichkeiten der Asphaltbefestigung mit einer erhöhten jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs .....	154
Bild 7-27: Schematische Darstellung der zufälligen Reihung der Belastungszustände sowie der Zufallskombination der Belastungsgrößen [KAYSER et al. 2011] .....	155
Bild 7-28: Ergebnisse der Spurrinnenprognose für die Autobahnabschnitte und unterschiedlichen Alterungsstufen .....	156
Bild 7-29: Ergebnis der Spurrinntiefe der Bauabschnitte .....	157
Bild 7-30: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss der klimatischen Bedingungen nach 30 Jahren Nutzungsdauer .....	159
Bild 7-31: Verlauf der Spurrinntiefe der Asphaltbefestigung bei einer Vollsperrung einer Richtungsfahrbahn .....	160
Bild 7-32: Verlauf der Spurrinntiefe der Asphaltbefestigung unter Einbeziehung von Verkehrsverlagerungen durch Baustellen auf der BAB A38 .....	161
Bild 7-33: Verlauf der Spurrinntiefe der Asphaltbefestigung mit einer erhöhten jährlichen Zunahme des Schwerverkehrs .....	162
Bild 7-34: Relative Spurrinntiefe unter Einfluss der klimatischen Bedingungen nach 30 Jahren Nutzungsdauer .....	164

Bild 7-35: Prognoseberechnung der Spurrinne für verschiedene, außerplanmäßige Verkehrsszenarien für den Bauabschnitt 2a .....	165
Bild 7-36: Prognoseberechnung der Spurrinne für verschiedene, außerplanmäßige Verkehrsszenarien für den Bauabschnitt 2a .....	166
Bild 8-1: Plattengeometrie der A14 mit Asphaltausbesserungen im Fugenbereich (Bemaßung in Meter) .....	171
Bild 8-2: Verhaltensfunktion der Ausfallwahrscheinlichkeit am Beispiel des Abschnitts 2b, Szenario 3 (abgeminderter Verbund zwischen ABS und oATS) ohne Berücksichtigung des Klimas.....	174
Bild 8-3: Verhaltensfunktion der Ausfallwahrscheinlichkeit am Beispiel des Abschnitts 2b, Szenario 3 (abgeminderter Verbund zwischen ABS und oATS) mit Berücksichtigung des Klimas.....	175
Bild 8-4: Nutzungsdauer der drei Bauabschnitte in Abhängigkeit der Szenarien .....	176
Bild 8-5: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2a mit Berücksichtigung der Alterung .....	177
Bild 8-6: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2b mit Berücksichtigung der Alterung. Annäherung des vorderen Teils des Spurrinnenverlaufs .....	178
Bild 8-7: Verhaltensfunktion der Spurrinnenbildung am Beispiel des Abschnitts 2b mit Berücksichtigung der Alterung. Annäherung des hinteren Teils des Spurrinnenverlaufs .....	178
Bild 8-8: Verlaufsfunktion des Abschnitts 3 (eigene Darstellung; Linie „Betonausfallrate“ aus VILLARET Ingenieurgesellschaft 2020) .....	179
Bild 8-9: Angenäherte Verlaufsfunktion des Abschnitts 4 .....	180
Bild 8-10: Eingreifzeitpunkt anhand der Standardverhaltensfunktion SPT für Abschnitt 1, 2a und 2b....	182
Bild 8-11: Referenzgrößen der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts).....	183
Bild 8-12: Sensitivitätsanalyse der Spurrinnentiefe.....	184
Bild 8-13: Tatsächliche Maßnahmenabfolgen der Erhaltungsmaßnahmen .....	185
Bild 8-14: Spurrinnenverlauf in Abhängigkeit verschiedener Szenarien .....	185
Bild 8-15: Ablaufdiagramm zur Ermittlung des Bauprogramms anhand der Erhaltungsstrategien jedes Szenarios.....	186
Bild 8-16: Vorgehensweise nach Variante 2.....	188
Bild 8-17: Auswirkungen der Szenarien auf den Straßenzustand - Variante 2 .....	189
Bild 8-18: Schema zur Ermittlung des Eingreifzeitpunkts .....	190
Bild 8-19: Wirkungsweise der Vorgehensweise nach dem Ausfallkriterium AW .....	191
Bild 8-20: Erhaltungsstrategie in Abhängigkeit der Nutzungsdauer bei Betonbefestigungen .....	193
Bild 8-21: Eingreifzeitpunkte in Abhängigkeit der Nutzungsdauern .....	193
Bild 8-22: Veranschaulichung der Optimierungsmethodik .....	196
Bild 8-23: Auswahl der Erhaltungsstrategie für das Bauprogramm am Beispiel des Abschnitts 2b.....	197
Bild 8-24: Nutzerkosten des Abschnitts 2a (DSV) .....	199
Bild 8-25: Nutzerkosten des Abschnitts 2b (DSV) .....	200
Bild 8-26: Nutzerkosten des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch) .....	201
Bild 8-27: Nutzerkosten des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch) .....	202
Bild 8-28: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2a (DSV).....	203
Bild 8-29: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2b (DSV).....	204
Bild 8-30: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2a (Triaxial-Versuch).....	205
Bild 8-31: Baulastträgerkosten des Abschnitts 2b (Triaxial-Versuch).....	206
Bild 8-32: Prozentuale Gewichtung der Szenarien des Abschnitts 2b (DSV) .....	210
Bild 8-33: Abweichungen der Kosten zwischen Druckschwell- und Triaxial-Versuch in Abhängigkeit der Szenarien .....	212
Bild 8-34: Maßnahmenhäufigkeit des Bauabschnitts 2b (beide Versuchsmethoden) .....	212
Bild 8-35: Maßnahmenhäufigkeit des Bauabschnitts 2b in Abhängigkeit des Szenario-Clusters (links) und des Laborversuchs (rechts).....	212
Bild 8-36: Nutzerkosten pro Jahr der Erhaltungsstrategien in Abhängigkeit der Szenarien des Abschnitts 1 .....	213
Bild 8-37: Nutzerkosten der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts).....	213
Bild 8-38: Baulastträgerkosten des Abschnitts 1 .....	214
Bild 8-39: Baulastträgerkosten der Abschnitte 2a (links) und 2b (rechts).....	214
Bild 8-40: Variables Eingreifkriterium SPT aller Szenarien und Asphaltabschnitte in Abhängigkeit des Referenzszenarios „Voller SV“ .....	216

---

Bild 8-41: Relative Betrachtungsweise der Baulastträgerkosten pro Jahr der jeweiligen Szenarien aller Erhaltungsstrategien mit Referenzszenario „Voller SV“.....	216
Bild 8-42: Exponentielle Charakteristik zwischen Nutzungsdauer und Baulastträgerkosten pro Jahr bei Variante 2 .....	217
Bild 8-43: Nutzerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2a....	217
Bild 8-44: Nutzerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2b....	217
Bild 8-45: Baulastträgerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2a .....	218
Bild 8-46: Baulastträgerkosten des Druckschwell- (links) und des Triaxial-Versuchs (rechts) - Abschnitt 2b .....	218
Bild 8-47: Maßnahmenhäufigkeit der Bauabschnitte 2a (links) und 2b (rechts) – DSV.....	220
Bild 8-48: Maßnahmenhäufigkeit der Bauabschnitte 2a (links) und 2b (rechts) - Triaxial-Versuch.....	220
Bild 8-49: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) in Abhängigkeit des angewandten Laborversuchs .....	221
Bild 8-50: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) des Bauabschnitts 3 .....	222
Bild 8-51: Baulastträger- (links) und Nutzerkosten (rechts) des Bauabschnitts 4 .....	222
Bild 8-52: Baulastträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 2b.....	224
Bild 8-53: Baulastträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 3.....	225
Bild 8-54: Baulastträgerkosten der Erhaltungsstrategien auf einen Bewertungszeitraum von 26 Jahren - Abschnitt 4.....	226
Bild 8-55: Prozentualer Kostenanteil der gesamten Erhaltungsmaßnahmen über den Zeitraum 2011 bis 2016 - AKR Befall (eigene Darstellung nach Daten des LSBB Sachsen-Anhalt).....	227
Bild 8-56: Verteilung der entstehenden Kosten über den Lebenszyklus bei AKR-Schädigung – diskontierte Kosten - Abschnitt 3.....	227
Bild 9-1: Vergleich der Baulastträgerkosten der Abschnitte 2b und 3 .....	232
Bild 9-2: Kostenvergleich (Baulastträgerkosten) der Abschnitte 2b und 3 (kumuliert) .....	233
Bild 9-3: Nutzerkostenvergleich der Abschnitte 2b und 3 (kumuliert).....	233
Bild 9-4: Lebenszyklusübergreifende Betrachtung des Abschnitts 4.....	234

## 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, Gehlen, 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 Ausbauphosphat

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, Hüsken, 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, Weßelborg, 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 Asphalt-einlagen

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

### S 184: Generelle Methodik zur Abschnittsbildung bei der Erhaltung kommunaler Straßen

Berthold, Großmann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

### S 185: Potenzialanalyse – Prozesssichere Herstellung lärm- armer Straßen in Betonbauweise OPB – Offenporiger Beton

Freudenstein, Bollin, Eger, Klein, Kränkel  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

### S 186: Praxisgerechte Anforderungen an den Polierwiderstand feiner Gesteinskörnungen

Oeser, Schulze, Benninghoff, Renken  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

### S 187: Überprüfung der Geotextilrobustheitsklassen hinsichtlich neuer Produktentwicklungen

Zanzinger in Vorbereitung

### S 188: Untersuchungen an einer CEM III-Versuchsstrecke auf der BAB A7 bei Wörrnitz

Kuhnshch in Vorbereitung

### S 189: Optimierung der Zusammensetzung Offenporiger Asphalte zur Verbesserung des Nutzungsverhaltens

Radenberg, Breddemann  
Dieser Bericht liegt nur in digitaler Form vor und kann unter <https://bast.opus.hbz-nrw.de/> heruntergeladen werden

### S 190: Wirtschaftlichkeitsuntersuchung an Bauweisen mit Betondecke der Belastungsklasse Bk100

Ressel, Engel, Ferraro, Alber, Garrecht, Mielich, Wellner, Kamratowsky, Kraft  
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](http://www.schuenemann-verlag.de)

Alle Berichte, die nur in digitaler Form erscheinen, können wir auf Wunsch als »Book on Demand« für Sie herstellen.